

==== Università degli Studi di Napoli Federico II ====

Facoltà di Ingegneria



Margherita Zimbaro

COMPORTAMENTO MECCANICO DI ROCCE TENERE:
LE CALCARENITI DI PALERMO E MARSALA

*Tesi di Dottorato
XXII ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Federico M. MAZZOLANI*

*Tutore: Prof. Ing. Aldo Evangelista
Co-tutori: Prof. Ing. Nicola Nocilla
Dott. Ing. Massimo Ramondini*

==== Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni ====

INDICE

CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE	1
1.1 PREMESSA	1
1.2 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO	3
CAPITOLO 2 - ANALISI DELLA LETTERATURA.....	6
2.1 DESCRIZIONE TESSITURALE E CARATTERIZZAZIONE FISICA DELLE ROCCE TENERE.....	6
2.1.1 Struttura	9
2.1.1.1 Fabric.....	11
2.1.1.2 Bonding	15
2.1.2 Processi di destrutturazione	20
2.2 COMPORAMENTO MECCANICO	23
2.2.1 Meccanismi di deformazione	46
CAPITOLO 3 – APPARECCHIATURE DI LABORATORIO E PROCEDURE SPERIMENTALI	56
3.1 PREMESSA	56
3.2 EDOMETRII	56
3.3 CELLE TRIASSIALI	59
3.4 CELLA BIASSIALE.....	87
3.5 APPARECCHIATURA PER PROVA DI TRAZIONE DIRETTA	91
CAPITOLO 4- CARATTERIZZAZIONE FISICA.....	93
4.1 PREMESSA	93
4.2 DESCRIZIONE DELLE CALCARENITI	94
4.2.1 Calcarenite di Marsala	96
4.2.2 Calcarenite di Palermo.....	99
4.3 IDENTIFICAZIONE GEOTECNICA	100

CAPITOLO 5- CARATTERIZZAZIONE MECCANICA	124
5.1 PREMESSA.....	124
5.2 PROVE ISOTROPE.....	124
5.3 PROVE EDOMETRICHE.....	145
5.4 PROVE DI COMPRESSIONE TRIASSIALE.....	159
5.5 PROVE DI COMPRESSIONE BIASSIALE.....	179
CAPITOLO 6- ELABORAZIONE DEI RISULTATI.....	190
6.1 RESISTENZA A ROTTURA.....	190
6.2 STATO CRITICO.....	196
6.3 SNERVAMENTO	200
CAPITOLO 7-CONCLUSIONI.....	214
BIBLIOGRAFIA.....	221

TABELLA DEI SIMBOLI

A	Coefficiente di Skempton
B	Coefficiente di Skempton
C_{SK}	Compressibilità dello scheletro solido del terreno
C_w	Compressibilità dell'acqua
C_c	Coefficiente di compressibilità
c'	Coesione
CSL	Critical state line
CT	Numero di computer tomograph
d	Dilatanza
e	Indice dei vuoti
e₀	Indice dei vuoti iniziale
E	Modulo di Young
f	Funzione superficie di snervamento
g	Funzione potenziale plastico
G	Modulo di taglio
G_s	Peso specifico relativo
I	Intensità dei raggi
Id	Indice di durabilità
K	Bulk modulus
K₀	= σ'_0 / σ'_v
M	Coefficiente angolare della retta di stato critico nel piano (p'q)
M*	Parametro del modello costitutivo
n	Porosità
n	Conteggi nel caso di monitoraggio acustico prove biassiali
N	Volume specifico per p'= 1 kPa (NCL)
NCL	Normal compression line
p'	Pressione efficace media ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$)
p_o'	Variabile del modello costitutivo: tensione di snervamento isotropo
p_{yield}'	Tensione di snervamento in compressione isotropa
p'_t	Variabile del modello costitutivo, resistenza a trazione
q	Sforzo deviatorico
q_{max}	Sforzo deviatorico massimo
q_p	Sforzo deviatorico di picco (rock - like)
u	Pressione neutra
v	Volume specifico = (1 + e)

v_o	Volume specifico iniziale
V	Volume totale del provino
w_o	Contenuto d'acqua iniziale
w_f	Contenuto d'acqua finale
γ_s	Peso specifico
ϵ_a	Deformazione assiale
$\epsilon_s = 2(\epsilon_a - \epsilon_r)$	Deformazione deviatorica
ϵ_r	Deformazione radiale
ϵ^e	Deformazione elastica
ϵ_s^p	Componente plastica deformazione deviatorica
ϵ_{ij}	Tensore di deformazione
$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$	Deformazione volumetrica
ϵ_v	Deformazione volumetrica
$\epsilon_{v\text{consolidazione}}$	Deformazione volumetrica alla fine della consolidazione
$\epsilon_{v\text{taglio}}$	Deformazione volumetrica alla fine del taglio
η	Obliquità dello stato pensionale = q/p'
λ	Gradiente NCL
ν	Coefficiente di Poisson
σ_a	Tensione assiale
σ_c, σ'_3	Tensioni di cella
σ_c	Tensione di chiusura microlesioni (propagazione frattura)
σ_d	Soglia di danneggiamento (propagazione frattura)
σ_o	Tensione orizzontale
σ_r	Tensione radiale
σ_r	Resistenza a rottura (propagazione della frattura)
σ_v	Tensione verticale
σ_1	Tensione massima
σ_3	Tensione minima
ΔV	Variazione del volume del campione
$\Delta p'$	Incremento tensione media effettiva
Γ	Volume specifico per $p' = 1$ kPa (CSL)
Φ	Angolo di resistenza al taglio

Capitolo 1

Introduzione

1.1 PREMESSA

Il lavoro svolto nella presente tesi si inquadra nell'ambito delle ricerche sulle caratteristiche fisiche e sulle proprietà meccaniche delle rocce lapidee tenere, che da oltre 30 anni sono svolte presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale dell'Università di Napoli Federico II e presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica dell'Università di Palermo.

Come è noto questi materiali si collocano fra i terreni a struttura complessa e rappresentano un termine di passaggio fra le rocce lapidee e quelle sciolte

Queste rocce sono presenti in vaste aree dell'Italia Centrale e Meridionale (Umbria, Lazio, Campania, Puglia e Sicilia). Esse, oltre a costituire i terreni di fondazione di larga parte del territorio siciliano e campano, sono state ampiamente utilizzate nelle costruzioni di civili abitazioni e di opere monumentali, per la loro facilità di cavatura, lavorabilità, e caratteristiche meccaniche. Sebbene di ridotta resistenza, hanno elevato rapporto resistenza/peso dell'unità di volume e ridotta conducibilità termica, sono state infatti frequentemente utilizzate come materiale da costruzione in numerosi edifici di interesse archeologico, storico e monumentale. Una conseguenza della loro diffusa utilizzazione è stata l'apertura di numerose cave di prestito in sotterraneo. Per lo sviluppo delle aree edificate, gli insediamenti urbani si

ritrovano oggi spesso al di sotto del centro urbano dove si possono verificare dissesti e crolli.

Lo studio è stato svolto su rocce tenere, presenti nella Sicilia Sud-occidentale, e precisamente sulle calcareniti del territorio compreso tra Marsala e Mazara (Calcareniti di Marsala), e su quelle della Sicilia occidentale, nella Piana di Palermo (Calcareniti di Palermo), appartenenti al complesso calcarenitico-sabbioso-argilloso (depositi quaternari).

I caratteri tessiturali e le proprietà meccaniche di queste calcareniti sono spesso variabili in orizzontale ed in verticale anche nell'ambito di volumi limitati determinando brusche variazioni delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza. Ne è derivata la necessità di analizzare in modo sistematico i caratteri strutturali e le loro variazioni. Le informazioni sulla micro e meso struttura sono state quindi associate alla più tradizionale identificazione geotecnica. Dopo una preliminare suddivisione in funzione della configurazione strutturale e dopo l'identificazione geotecnica, è stato condotto un ampio studio sperimentale rivolto a determinare le caratteristiche meccaniche delle differenti tipologie di calcareniti individuate.

Lo studio di queste rocce metastabili (a doppio comportamento: rock-like e soil-like, in funzione dello stato tensionale medio) viene sempre rivolto al confronto fra la roccia integra destrutturata in fase di prova (soil like) e quella sottoposta a prova dopo una preliminare destrutturazione meccanica.

Dal confronto tra la risposta meccanica del materiale naturale e quella dello stesso materiale destrutturato sono stati individuati aspetti peculiari esibiti da questi terreni non sempre riportati in letteratura.

Sono state altresì individuate le superfici di snervamento, le caratteristiche di resistenza in condizioni di rottura e di stato critico dei vari litotipi esaminati, verificando la possibilità di formulazioni analitiche utili per una modellazione dei materiali.

Il lavoro può essere diviso in 5 fasi riproposte anche nell'articolazione della tesi:

a) studio della letteratura tecnica, relativa sia alle procedure sperimentali sia alla modellazione del comportamento meccanico.

b) identificazione geotecnica del materiale con l'impiego di procedure tradizionali e non (prove di compressione uniassiale, esame di sezioni sottili al

microscopio ottico e determinazione degli indici di Kahn, prove di durabilità, tomografia assiale computerizzata). Queste attività sono state effettuate in parte presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale dell'Università di Napoli *Federico II*, ed in parte presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Geotecnica ed Aerospaziale dell'Università degli Studi di Palermo.

c) taratura e messa a punto della cella triassiale da 10 MPa realizzata in collaborazione con il DISAG di Palermo e l'Imperial College di Londra.

d) esecuzione di prove triassiali in condizioni drenate, prove di compressione isotropa, prove edometriche e prove di compressione in regime 2D con procedure di indagine non convenzionali quali il monitoraggio acustico e la correlazione di immagini. La sperimentazione è stata svolta presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale dell'Università di Napoli *Federico II*, il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Geotecnica ed Aerospaziale dell'Università degli Studi di Palermo e il Laboratoire 3S-R (Sols, Solides, Structure-Risques, dell'Università di Grenoble.

e) interpretazione dei risultati sperimentali e validazione di modelli costitutivi validi per i terreni strutturati.

1.2 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

L' articolazione della tesi è in 7 capitoli.

Il primo capitolo contiene una breve introduzione in cui vengono sinteticamente esposti i contenuti principali e lo scopo del lavoro ed è presentata l'organizzazione del testo.

Il secondo capitolo contiene un'analisi della letteratura con particolare riferimento all'identificazione geotecnica, al comportamento meccanico delle rocce lapidee tenere ed ai modelli costitutivi propri dei terreni strutturati.

Nel terzo capitolo vengono descritte le apparecchiature utilizzate per lo svolgimento della sperimentazione fornendo una descrizione sintetica delle diverse componenti. Per la cella da 10MPa, costruita in collaborazione con l'Imperial College di Londra e il DISAG di Palermo, si riferisce nel dettaglio la fase di taratura degli strumenti di misura e di messa a punto del sistema. Vengono altresì descritte le procedure di esecuzione delle prove programmate e servo assistite attraverso un software appositamente sviluppato.

Nel quarto capitolo, dopo una descrizione dei materiali oggetto della sperimentazione e della procedura di preparazione dei campioni vengono esposti i risultati della prima fase di sperimentazione finalizzata all'identificazione geotecnica e alla determinazione dei parametri strutturali che risulteranno fondamentali per l'interpretazione del comportamento meccanico. Si riportano quindi i risultati dell'analisi petrografica su sezioni sottili, della tomografia assiale computerizzata e delle prove di compressione semplice finalizzate all'individuazione delle classi di resistenza di ciascun litotipo.

Nel quinto capitolo vengono presentati i risultati di prove di compressione isotropa, edometrica, biassiale e triassiale. Tali risultati hanno consentito di definire i parametri della resistenza a taglio, i valori della tensione di snervamento e le condizioni di stato critico. I diagrammi tensione-deformazione, indipendentemente dalla tipologia della prova, hanno evidenziato tre distinti comportamenti in funzione del livello di sollecitazione, un comportamento iniziale lineare ed elastico fino allo snervamento, una fase di snervamento a comportamento strain-softening e una fase finale, del materiale destrutturato con deformazioni secondo la linea di compressione normale (NCL).

Viene sottolineata la dipendenza della resistenza e della deformabilità dai fattori strutturali, cioè dal grado di cementazione, dal volume specifico iniziale e corrente, dallo stato di addensamento e dalla posizione e/o dall'orientazione di "anomalie" strutturali naturalmente presenti nei campioni. In quest'ultimo caso (campioni non omogenei) l'indagine è stata eseguita conducendo anche prove in cella biassiale (2D, presso l'università Joseph Fourier di Grenoble sotto la guida del prof. G. Viggiani). Si è constatato che i

processi di destrutturazione si innescano prevalentemente nelle zone di anomalia strutturale per propagarsi, successivamente, all'intero campione con elevate deformazioni volumetriche dovute non solo alla riduzione di porosità intergranulare, ma anche alla probabile frantumazione dei grani disarticolati. Dall'analisi dei risultati sperimentali emerge la marcata influenza dei caratteri strutturali sul comportamento meccanico, la cui interpretazione non può prescindere da essi.

Nel sesto capitolo di analisi dei risultati viene introdotto il modello utilizzato per l'interpretazione del comportamento osservato per i diversi litotipi esaminati.

Nel settimo capitolo, infine, vengono riassunti i principali risultati ottenuti nel corso della ricerca, proponendo anche possibili futuri sviluppi.

Capitolo 2

Analisi della letteratura

2.1 DESCRIZIONE TESSITURALE E CARATTERIZZAZIONE FISICA DELLE ROCCE TENERE

Le rocce tenere, terreni di transizione tra rocce sciolte e lapidee caratterizzate da elevata deformabilità, ridotta resistenza e marcata alterabilità, possono derivare da differenti processi di formazione, come schematicamente illustrato nella Fig. 2.1. La genesi è dovuta a processi di sedimentazione o alterazione. Nel primo caso i processi diagenetici, l'insieme, cioè, di trasformazioni chimiche e fisiche che avvengono in un sedimento durante e dopo la deposizione (consolidazione, compattazione, cementazione), possono anche non essersi sviluppati completamente; nel secondo caso i processi di alterazione hanno determinato il decadimento meccanico anche di rocce inizialmente di elevata resistenza. Quanto osservato descrive in maniera particolare la genesi di rocce tenere a matrice calcarea, mentre non si riscontra nei materiali piroclastici cementati.

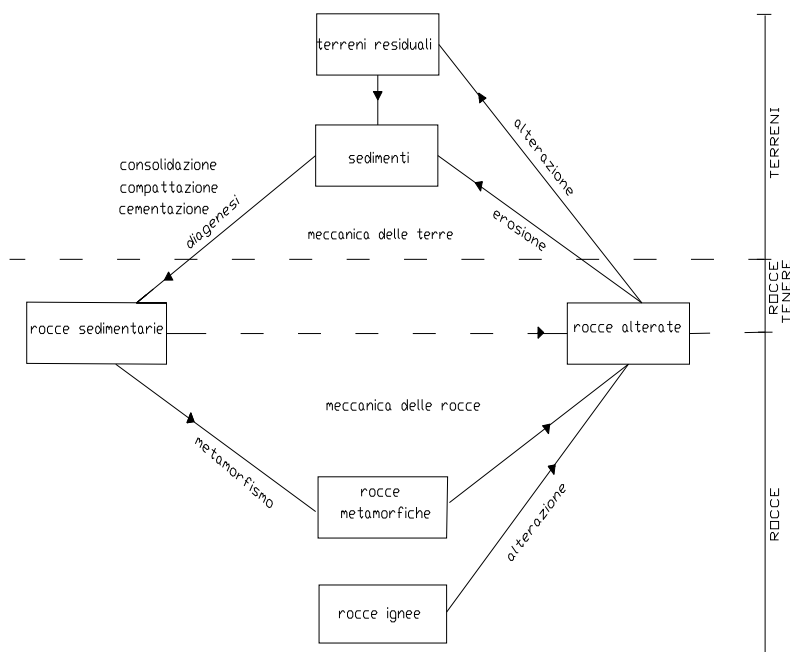


Fig. 2.1 - Rappresentazione schematica dei processi di formazione delle rocce.

In entrambi i casi impreciso ed incerto rimane il confine tra le rocce lapidee e le rocce sciolte e non sempre chiaramente definiti risultano i criteri di classificazione e distinzione in genere basati:

- sul valore della resistenza a compressione uniassiale (Dobereiner, De Freitas, 1986; Società geologica di Londra, 1970; AGI, 1977; ISRM, 1978),
- sulla perdita di coesione quando la roccia viene immersa in acqua e sottoposta a sforzi di agitazione;
- sulla modalità di sviluppo della o delle superfici di rottura, se cioè i processi di rottura sono prevalentemente provocati dallo spostamento mutuo dei grani tipico di un sistema particellare o dalla propagazione della frattura.

Il secondo ed il terzo criterio sono, in genere, utilizzati per definire un limite superiore di resistenza tale da fare classificare le rocce come “rocce tenere”. Il primo, invece, propone un limite inferiore per il passaggio alle rocce sciolte ed un limite superiore per il passaggio alle rocce lapidee dure.

Nel primo criterio, con il quale si individua l’intervallo di resistenza ritenuto tipico per le rocce tenere, esistono differenti valori adottati da singoli

autori o da associazioni: il British Standards Institution suggerisce di assumere come valore di transizione 12.5 MPa. Rocha (1975) propone di utilizzare, come limite superiore, il valore della resistenza di rottura del materiale pari a 20 MPa. Questo stesso valore è raccomandato dall'ISRM, mentre l'Associazione Geotecnica Italiana assume come limite superiore il valore di 25 MPa. Per definire, invece, un limite inferiore per cui si può ancora parlare di *roccia tenera*, sono stati proposti numerosi valori della resistenza a compressione uniassiale. Quello suggerito da Dobereiner (1984), riferito a condizioni di saturazione, è pari a 0.5 MPa. La condizione di saturazione dovrebbe essere raggiunta immergendo i provini sotto vuoto, il che garantisce un'acquisizione del grado di saturazione del 95%; la semplice immersione dei campioni non è sufficiente; infatti, immergendo i provini per 48 ore, si ottiene l'85% del grado di saturazione che si riesce ad avere dopo solo due ore di immersione sotto vuoto. In Fig. 2.2 sono riportate le varie classificazioni proposte per le rocce tenere in funzione della resistenza a compressione uniassiale.

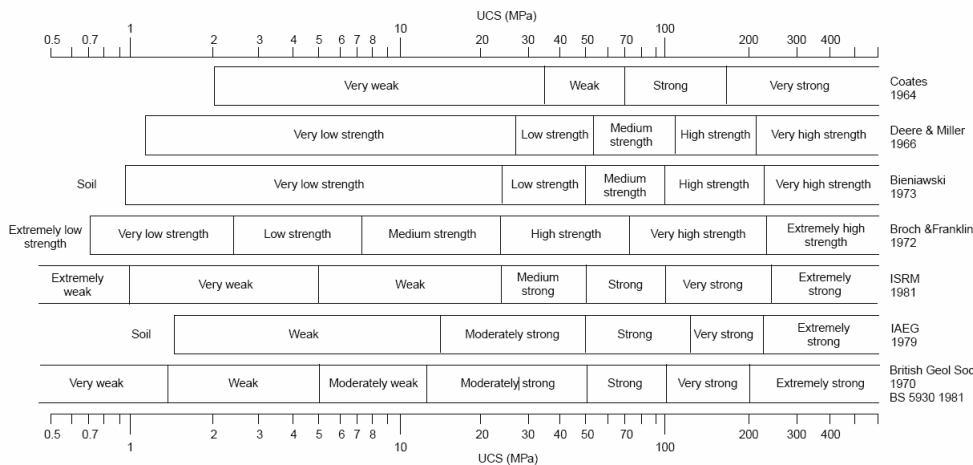


Fig. 2.2 - Classi di resistenza per le rocce (Beniawski, 1989).

Il secondo criterio risulta notevolmente influenzato dal grado di saturazione raggiunto durante l'immersione in acqua distillata e dal livello di disturbo cui è stato sottoposto il campione. Entrambi questi due parametri influenzano infatti il processo di disgregazione.

Questo criterio, normalmente utilizzato per sedimenti argillosi, è stato proposto da Morgestern e Eigenbrod (1974) anche per le rocce tenere. Gli Autori assumono, in questo caso, come parametro distintivo la diminuzione di resistenza provocata dall'immersione in acqua: un sedimento la cui resistenza si riduce del 60%, se immerso in acqua, si deve considerare come roccia sciolta; se tale riduzione di resistenza è minore del 40% allora va considerato una roccia lapidea.

Il terzo criterio, proposto da Dobereiner e De Freitas, correla la transizione da rocce sciolte a rocce lapidee alla modalità di rottura. Più precisamente vengono ritenuti come rocce lapidee quei materiali la cui rottura è preceduta dalla formazione di microfratture all'interno dei grani stessi; mentre vanno considerati arenarie di bassa resistenza (rocce lapidee tenere) quei materiali la cui rottura è accompagnata dal rotolamento e dallo spostamento relativo dei grani. Gli Autori ritengono comunque necessario introdurre il valore di 20 MPa come valore della resistenza a compressione semplice discriminante tra le due tipologie di rottura.

2.1.1 Struttura

Numerosi Autori concordano sul fatto che la struttura ha una marcata influenza sul comportamento meccanico delle rocce tenere, che, pertanto, rientrano a pieno titolo tra i “*terreni strutturati*”. In essi la microstruttura può essere dovuta o al fabric e/o al bonding, intendendo per fabric l'orientazione, la distribuzione e l'addensamento delle particelle e per bonding qualunque legame interparticellare.

I terreni la cui struttura è stata rimossa parzialmente o totalmente da deformazioni che ne hanno causato la destrutturazione sono definiti, appunto, “destrutturati”, mentre terreni nei quali la struttura non è mai esistita sono definiti “non strutturati”. Con il termine “rimaneggiato” ci si riferisce a un materiale nel quale la struttura è stata completamente modificata, distruggendo tutti gli effetti causati nel materiale stesso dalla storia tensionale e dagli eventi geologici.

Lambe e Whitman (1969) usano il termine “struttura” per descrivere gli effetti combinati del fabric (orientazione e distribuzione delle particelle) e del bonding (forze elettro-chimiche interparticellari).

Mitchell(1976) specifica che il fabric e il bonding sono concetti necessari per descrivere la microstruttura del materiale.

Dobereiner e De Freitas (1985) introducono una metodologia per misurare i parametri (packing density e grain contact) della tessitura correlabili con il fabric.

Leroueil e Vaughan (1990) con le indagini sulla relazione tra le tensioni e le deformazioni di vari terreni sedimentari e residuali, hanno evidenziato che il comportamento meccanico non dipende soltanto dall’indice dei vuoti e dalla storia tensionale, ma anche da legami interparticellari dovuti a forze elettriche o a qualsiasi altro tipo di interazione.

Burland (1990) introduce il concetto di *fabric intrinseco* per descrivere le proprietà delle argille che sono state ricostituite ad alti valori del contenuto d’acqua ($w_L \div 1.5 w_L$) e quindi consolidate in condizioni monodimensionali, e attribuisce la differenza tra queste argille e quelle naturali (natural clays) alla differenza di struttura (fabric e bonding).

Questa stessa definizione di struttura viene ritenuta, dagli stessi autori, valida anche per le sabbie. In generale (Fig. 2.3.), la struttura può essere legata a fattori geologici a larga scala (macrostruttura), quali la stratificazione e le discontinuità strutturali (giunti, faglie, diaclasi), ovvero a *fabric* e *bonding* (microstruttura).

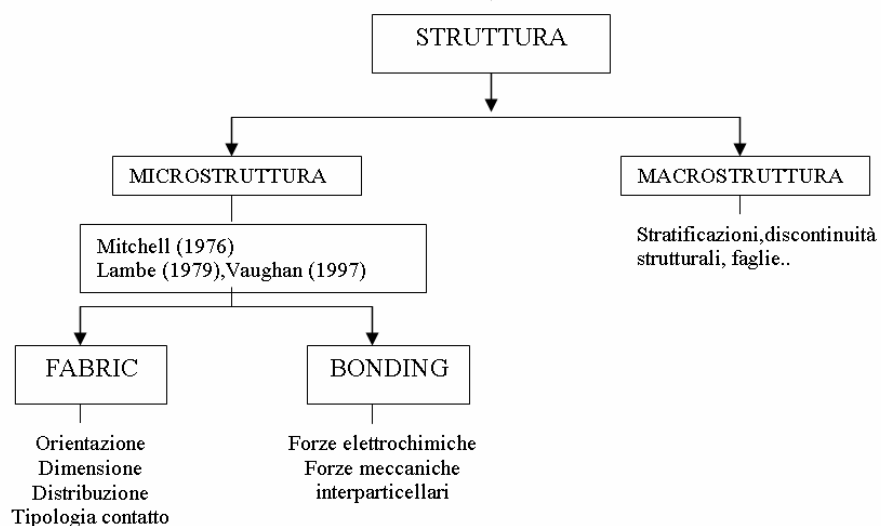


Fig. 2.3 - Componenti della struttura.

2.1.1.1 Fabric

Il *fabric* può essere di tipo deposizionale o diagenetico. Le sabbie ricostituite ad esempio hanno un *fabric* unicamente di tipo deposizionale (senza legami), indicato come *fabric* intrinseco, quelle naturali possono avere anche un *fabric* di tipo diagenetico.

Il *fabric* si acquisisce principalmente attraverso processi fisici. Le caratteristiche delle particelle quali dimensione, forma, disposizione ed orientazione costituiscono il *fabric* del materiale. Differenti ambienti geologici e la combinazione di diversi processi diagenetici possono creare una diversa disposizione delle particelle.

Barton (1993) sottolinea che per molti tipi di sabbie la transizione da sabbie sciolte a rocce tenere può essere dovuta non soltanto alla creazione di legami, ma anche a variazioni del *fabric* talora funzione dell'età del deposito come risulterebbe nelle *locked sands* (Fig. 2.4 -).

L'influenza del *fabric* sul comportamento delle sabbie naturali è stata ritenuta nel passato meno rilevante rispetto agli effetti del bonding. Cuccovillo e Coop (1997) hanno dimostrato però che materiali, come ad esempio le *locked sands*, aventi una differente interconnessione tra i grani si comportano in maniera diversa.

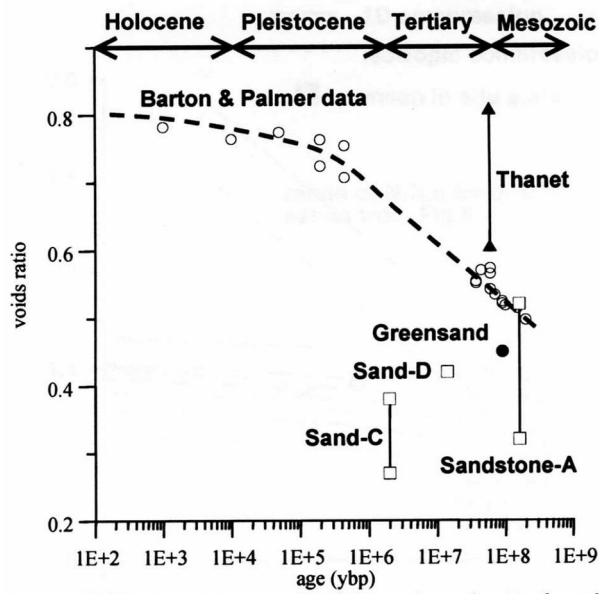


Fig. 2.4 - Relazione tra l'indice dei vuoti e l'età delle sabbie (da Barton e Palmerr, 1989).

Le locked sands, definite da Dusselts e Morgenstern (1979), esibiscono un tipo di fabric caratterizzato da packing density elevato che conferisce al materiale una densità più elevata di quella che può essere raggiunta in laboratorio (Fig. 2.5)



Fig. 2.5 - Sezione sottile di una locked sand della Sicilia.

Le *locked sands* sono frequenti in natura e sono il classico esempio di struttura in cui il fabric diagenetico gioca un ruolo più importante rispetto al *bonding*.

Metodi di misura del fabric

I parametri fondamentali al fine di caratterizzare il *fabric* di una roccia sono:

- (1) “il Packing Density” definito da Kahn (1956) come il rapporto tra la somma della lunghezza dei grani (Σg_i) intercettati dalla linea di scansione (che attraversa la sezione sottile esaminata al microscopio) e la lunghezza totale, t , di tale linea:

$$Pd = m \Sigma(g_i / t) \times 100$$

dove m rappresenta un coefficiente correttivo. Quest'indice esprime quindi, lo spazio occupato dai grani in una certa area.

- (2) l'area di contatto tra i grani (Grain Contact) definita come il rapporto, in percentuale, tra la lunghezza delle zone di contatto e il perimetro dei grani. (Fig. 2.6)
- (3) il *packing promixity*, invece, si riferisce al rapporto tra il numero (q) di contatti che il singolo grano ha con i grani che gli stanno attorno disposti lungo la medesima linea di scansione :

$$Pp = q/n \times 100$$

dove n è il numero totale dei grani intercettati lungo la “scanline”.

Il valore massimo del *packing promixity* si ha quando tutti i grani sono a contatto tra loro. Lo strumento utilizzato per determinare questi indici è il microscopio petrografico dotato di micrometro ottico (Kahn, 1956).

Secondo Fairbairn (1943) bisogna fare una distinzione fra “tipo di packing” e “serratezza del packing”.

Il tipo di packing dipende dalla disposizione geometrica dei grani; con lo stesso tipo di packing (Fig. 2.7), infatti, si possono ottenere diversi valori del grado di addensamento al variare delle dimensioni delle particelle; in particolare più uniforme è il materiale più alte sono le possibilità di ottenere un insieme di particelle con elevata porosità (a) e più ampio è l'intervallo dei diametri delle particelle tanto più alto risulterà il grado di addensamento.

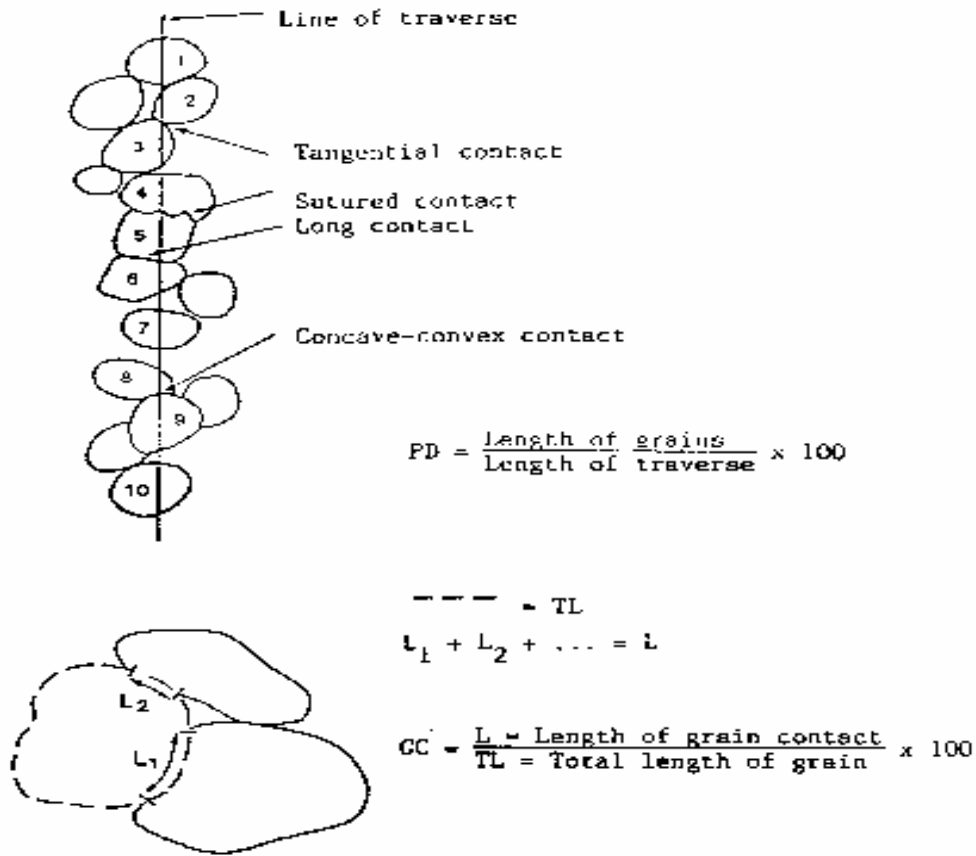


Fig. 2.6 - Definizione di PD e GC.

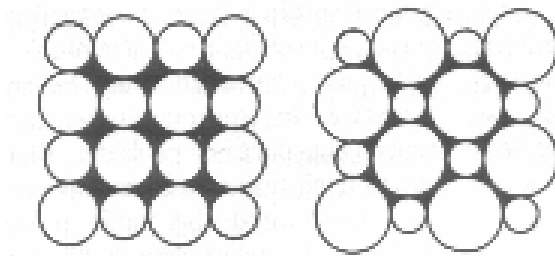


Fig. 2.7 - Distinzione fra tipo di packing e "serratezza" del packing (Fairbairn, 1943).

Cailleux ha posto l'attenzione sul modo in cui ciascun sedimento è disposto e fa una distinzione tra un assetto di tipo "collettivo" e uno di tipo "individuale"; nel primo caso considera la disposizione che ciascun grano ha rispetto agli altri, nel secondo caso la posizione del singolo grano indipendentemente dagli altri vicini.

E' interessante, in ogni caso, sottolineare, che sebbene sia stata posta molta attenzione su aspetti come la tessitura, la forma e l'orientazione dei grani, per quanto riguarda il grado di addensamento o packing, questo è sempre stato studiato in relazione ad altre proprietà come la porosità o la permeabilità. Le tecniche proposte per la misura del packing sono poche e, in generale, non è stato preso sufficientemente in considerazione come elemento tessiturale delle rocce sedimentarie.

Il concetto di packing è trattato, generalmente, come un "sottoprodotto" degli studi della porosità.

2.1.1.2 *Bonding*

I legami tra le particelle sono il risultato di reazioni chimiche che avvengono nei grani e nel fluido interstiziale. Tipici processi che portano alla formazione di legami sono la precipitazione, la dissoluzione, la ricristallizzazione e l'alterazione (Pettijohn et al, 1972). I minerali che maggiormente partecipano alla formazione dei legami sono il silicio, i carbonati, l'ossido di ferro, il gesso anidro, le argille ed il feldspato. A seconda del tipo di minerali presenti i legami che ne derivano sono differenti; questi dipendono inoltre dalla quantità di agente cementante, dalla temperatura e dal regime delle pressioni neutre (Pettijohn et al.,1972 e Berg,1986). La formazione dei legami interparticellari può anche avvenire durante la diagenesi o contemporaneamente o immediatamente dopo il processo di deposizione. Nel primo caso i materiali si definiscono "late cemented", nel secondo caso "early cemented".

Un'articolata classificazione dei processi di litificazione in parte richiamate nelle righe che precedono è proposta da Kavvadas (2000) che elenca i seguenti processi come tipici nelle rocce tenere e nella formazione della struttura:

- a) Cementazione al contatto interparticellare dovuto alla precipitazione di agenti come la calcite, il gesso, l'idrossido di ferro, i silicati. Nelle rocce sedimentarie la cementazione si sviluppa gradualmente durante o dopo la sedimentazione, mentre nelle rocce piroclastiche subito dopo la deposizione.
- b) Tixotropia¹. Aumenta apprezzabilmente la rigidità e impedisce l'insacco dello snervamento.
- c) Dissoluzione dei sali (in terreni salini e aridi) dovuta alla variazione di PH dell'acqua assorbita.
- d) Trattamento termico.

Misura del bonding

Non esistono metodi diretti per la misura del *bonding*. In genere vengono proposte valutazioni qualitative basate, in genere, sul comportamento meccanico dei materiali strutturati e destrutturati (Leroueil, Vaughan 1990; Coop, Atkinson 1993, Burland 1990).

Effetti del fabric e del bonding

L'influenza della tessitura nei riguardi delle proprietà meccaniche di una roccia tenera può essere esaminata considerando il tipo di relazione esistente tra la resistenza a compressione uniassiale in condizioni sature e i parametri tessiturali (packing, porosità, grado di cementazione, contatto tra i grani, forma e dimensioni dei grani); in particolare, prove condotte da Dobereiner (1985) su arenarie di bassa resistenza mostrano che una diminuzione del grado di addensamento comporta un incremento della porosità e una conseguente diminuzione della resistenza (Fig. 2.8 -).

In realtà questa correlazione non sembra dare indicazioni sufficientemente esatte sul comportamento del materiale; infatti i valori di resistenza ottenuti

¹ Tixotropia: è la proprietà per cui un materiale dallo stato semisolido (gel) passa allo stato liquido per effetto di semplice agitazione, o sotto l'azione di vibrazioni, per tornare a gelificare quando cessa l'azione perturbativa.

dalle prove presentano uno scarto eccessivo al variare della linea di scansione scelta.

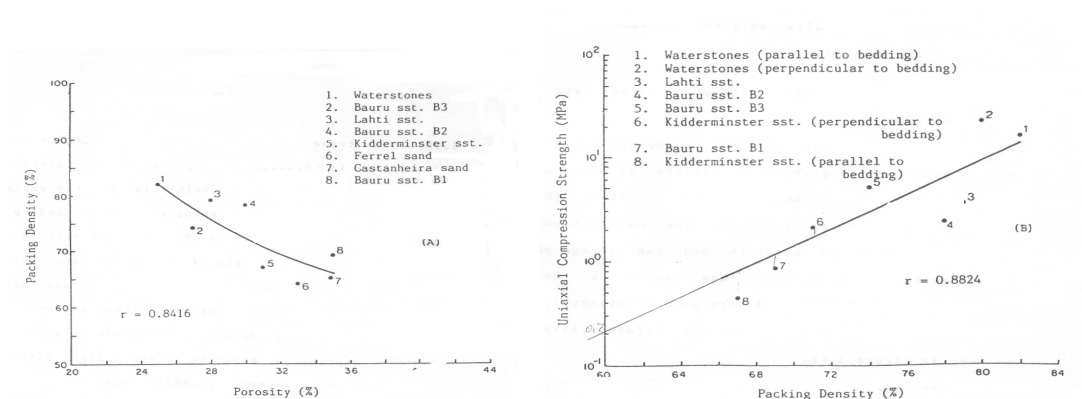


Fig. 2.8 - Variazione della resistenza e della porosità in funzione del packing in arenarie di bassa resistenza (Dobereiner, De Freitas, 1986).

Il fattore che meglio si correla con la resistenza e la deformabilità di una roccia tenera è l'estensione dell'area di contatto dei grani (Fig. 2.9).

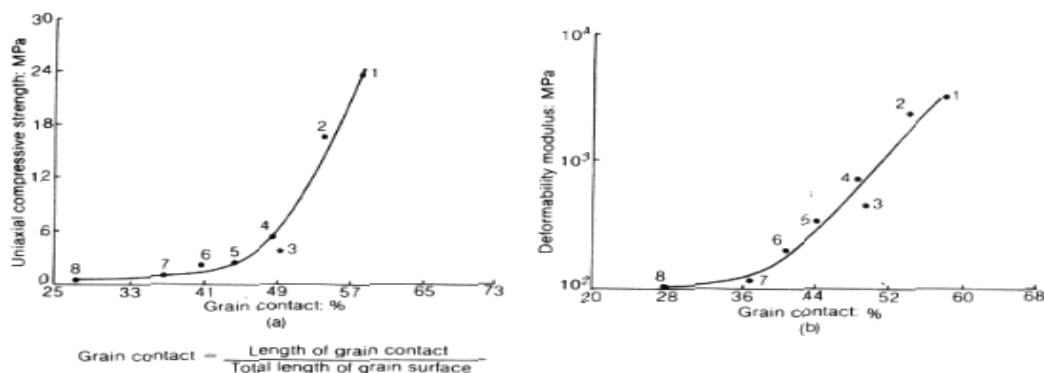


Fig. 2.9 - Dipendenza della resistenza e della deformabilità dal grado di contatto in arenarie di bassa resistenza (Dobereiner, De Freitas, 1986).

Quando i grani sono sospesi nella matrice cementizia e i pochi contatti esistenti tra i grani stessi sono per lo più di tipo tangenziale, la resistenza del materiale è uguale a quella della matrice; all'aumentare dell'area di contatto

(25-30%) il materiale può considerarsi una roccia tenera; la rottura, per questo tipo di rocce, è accompagnata dal rotolamento e dallo spostamento relativo dei grani lungo fasce preferenziali (Fig. 2.10 - a). Ulteriori incrementi sia del packing (80%) sia dell'area di contatto (55%) fanno sì che il materiale assuma caratteri propri di roccia lapidea; in questo caso la rottura è caratterizzata dalla comparsa di microfratture all'interno dei grani stessi (Fig. 2.10 - b).

Prove eseguite da questi Autori su campioni con stratificazioni ortogonali rispetto alla direzione della tensione principale maggiore presentavano valori di resistenza notevolmente differenti rispetto a quelli ricavati sugli stessi provini in cui le stratificazioni erano verticali. Tale risultato evidenzia il carattere anisotropo delle rocce tenere derivante da un'estensione dell'area di contatto tra i grani variabile con la direzione: sezioni sottili tagliate ortogonalmente rispetto alla stratificazione mostrano un'area di contatto tra i grani notevolmente più grande. In letteratura vengono anche riportati risultati di differente segno. Ad esempio (Arces, e altri, 1997) con una sperimentazione condotta sulla Calcarenite di Marsala hanno determinato valori più bassi del GC e del PD in direzione ortogonale alla stratificazione del materiale.

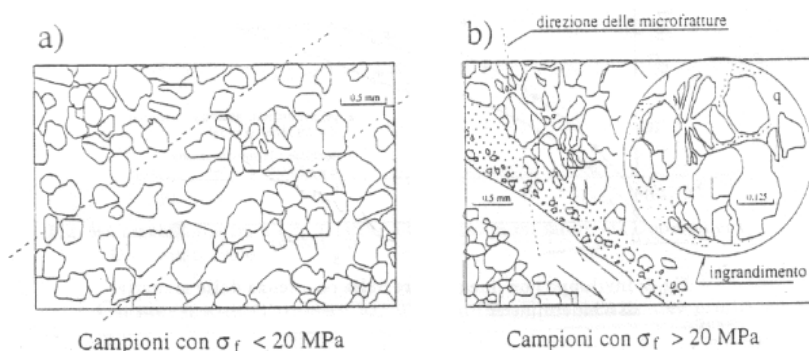


Fig. 2.10 - Modalità di rottura della matrice rocciosa: per rotolamento dei grani (a) e per frantumazione dei grani (b) (Dobereiner, 1984).

Gli effetti del fabric e del bonding sulla compressibilità di molti terreni strutturati possono essere compresi attraverso il confronto fra tensione e indice dei vuoti relative al materiale "strutturato" e a quello "ricostituito". Leroueil e Vaughan (1990), con riferimento ai risultati di prove di compressione monodimensionale su materiale intatto e materiale non cementato nel piano

indice dei vuoti-tensione efficace, individuano, alcune proprietà di un materiale strutturato. A parità di indice dei vuoti il materiale strutturato resiste a tensioni maggiori del materiale non cementato, e pertanto si individuano stati tensionali in cui il materiale esiste solo grazie alla cementazione. Questo “spazio consentito” dalla struttura è indicativo della quantità di cementazione presente nel materiale. La relazione tra la resistenza e l’indice dei vuoti è rappresentata in Fig. 2.11 , con riferimento ai risultati di prove di compressione edometrica: nella fase iniziale, grazie alla presenza di una cementazione interparticellare, a parità di indice dei vuoti (e) il materiale strutturato può resistere ad una tensione più grande di quella possibile per un materiale destrutturato; appena inizia il processo di snervamento (ginocchio della curva) i legami vanno disgregandosi, con conseguente incremento delle deformazioni che poi si riducono non appena la curva relativa al materiale intatto si sovrappone a quella del materiale ricostituito. Questo permette di individuare all’interno del piano σ' - e (Fig. 2.11) uno spazio che può esistere solo grazie ai legami interparticellari che determinano la struttura (Leroueil, Vaughan 1990).

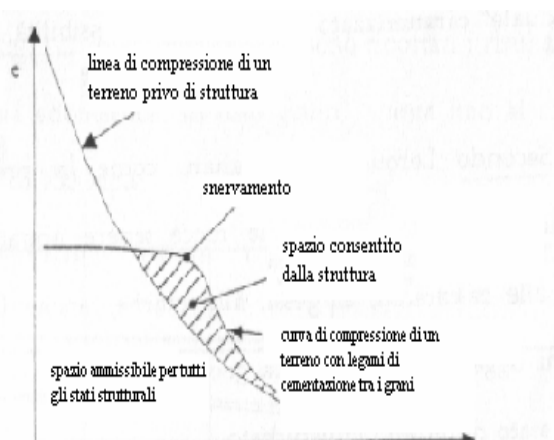


Fig. 2.11 - Confronto tra la compressione di un materiale strutturato e ricostituito in prove di compressione edometrica (Leroueil, Vaughan, 1990).

Burland (1990), per le argille naturali, ha definito la “*intrinsic compression line*” (ICL), linea rilevabile operando sul materiale rimaneggiato, rappresentativa soltanto della natura intrinseca del materiale e quindi

indipendente dalla struttura,. Gli stati esterni alla superficie limite di stato intrinseco (ISBS) sono inaccessibili per le argille ricostituite. L'intersezione di ISBS con il piano (σ'_v, e) definisce la linea di compressione intrinseca ICL (Fig. 2.12 -).

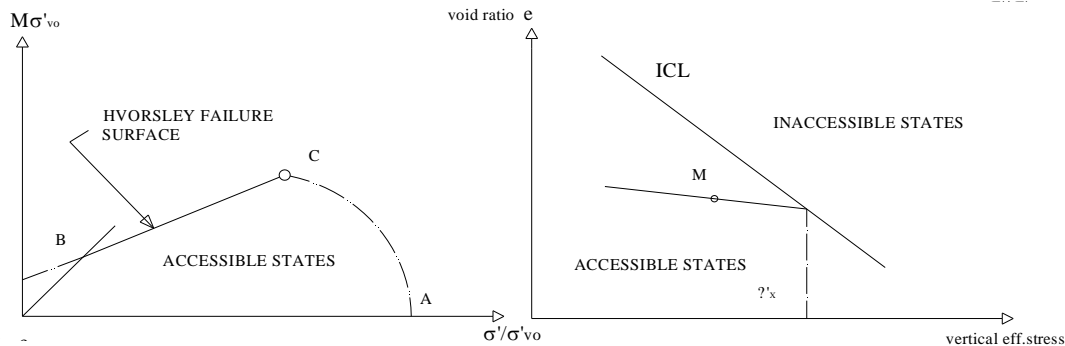


Fig. 2.12 - Dominio consentito per le argille ricostituite secondo la Meccanica degli stati critici, ACBO superficie limite di stato critico; ICL linea di compressione intrinseca (Burland, 1996).

Secondo Coop e Atkinson (1993) è possibile ottenere informazioni sulla quantità di struttura anche dai risultati di prove di taglio, e individuano nella valutazione dell'entità dello spostamento verso l'esterno del percorso di carico normalizzato del materiale rispetto a quello del materiale non strutturato un possibile metodo per misurarla (Fig. 2.13).

2.1.2 Processi di destrutturazione

Un'importante caratteristica della struttura dei terreni è che non è permanente, ma si evolve (Kavvadas, 2000). Si è già osservato che la struttura di un terreno si sviluppa gradualmente nel tempo e i processi di destrutturazione possono essere invece molto più rapidi. I tempi di evoluzione di questi due fenomeni assumono importanza ai fini ingegneristici e rappresentano un'importante caratteristica della struttura. Si precisa che per destrutturazione si intende l'indebolimento e a volte la totale rottura di legami diagenetici, elettro-chimici o di forze meccaniche interparticellari.

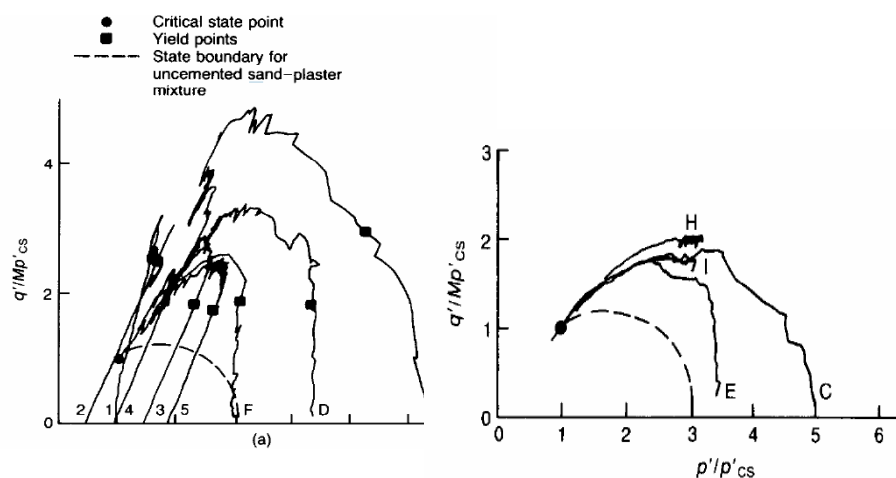


Fig. 2.13 - Percorsi di carico per provini cementati: a) basse pressioni di confinamento b) alte pressioni di sconfinamento (Coop, Atkinson 1993).

Lo sviluppo della struttura non è cruciale nella modellazione dei terreni in quanto avviene con processi che impiegano molto più tempo di quello delle aspettative ingegneristiche. Al contrario i processi di destrutturazione sono i fattori che maggiormente influenzano il comportamento meccanico dei terreni naturali. Man mano che il processo di destrutturazione avanza il materiale diventa sempre meno rigido e inizia la fase di “snervamento”. Lo snervamento è abbastanza graduale anche se a volte può manifestarsi un collasso improvviso (Fig. 2.14).

Come indicato da Lagioia (1996) dall'esame della curva si distinguono tre differenti fasi comportamentali. Nella prima fase la calcarenite mostra un comportamento elastico-lineare fino alla pressione media efficace di 2.5 MPa. Il comportamento della calcarenite (di tipo lapideo) è governato soprattutto dalla cementazione intergranulare. Per tensioni maggiori di 2,5 MPa la calcarenite esibisce elevate deformazioni e lo stato tensionale si mantiene per lo più costante.

In questa fase si verifica la destrutturazione caratterizzata dalla rottura dei legami interparticellari e delle particelle che, come segnalato da Coop (1990) per la sabbia calcarea di Dog's Bay, può verificarsi contemporaneamente e in

corrispondenza di valori bassi di pressione efficace media. Nella terza fase la calcarenite assume un comportamento tipico di terreno granulare.

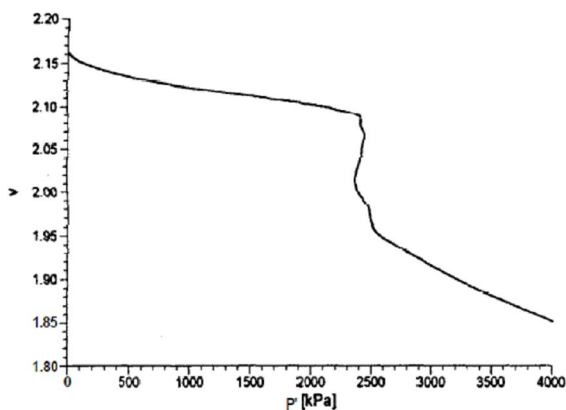


Fig. 2.14 - Collasso della struttura durante una prova di compressione isotropa sulla calcarenite di Gravina (Lagioia, Nova 1995).

La più frequente causa di destrutturazione è la deformazione meccanica. Sia la deformazione volumetrica che quella deviatorica possono avere effetti sulla struttura dei terreni (Leroueil, Vaughan 1990; Lagioia e Nova, 1995; Amorosi e Rampello, 1998). Materiali con porosità elevata (cioè che ricadono al di sopra della ICL) sono più esposti alla destrutturazione dovuta alla deformazione volumetrica rispetto ai terreni naturali aventi bassa porosità. Di solito si ritiene che la deformazione induce destrutturazione solo dopo aver raggiunto lo “snervamento” e che i percorsi di tensione al di sotto della pressione di plasticizzazione non provocano l’indebolimento della struttura. In realtà, anche bassi livelli di deformazione possono provocare un’apprezzabile degradazione della struttura; in ogni caso, comunque, la completa eliminazione della struttura si ha a livelli di deformazione molto alti (Leroueil e Vaughan, 1990). Un’altra causa di destrutturazione è il rigonfiamento dovuto alla riduzione di suzione in terreni parzialmente saturi o a cicli di imbibizione ed essiccamento. Questo tipo di destrutturazione è tipico dei terreni che contengono minerali di argilla.

Un'ultima segnalazione riguarda la possibilità di processi di destrutturazione legati alla temperatura; in particolare all'aumentare di T diminuisce "la pressione di preconsolidazione apparente" (Eriksson, 1989).

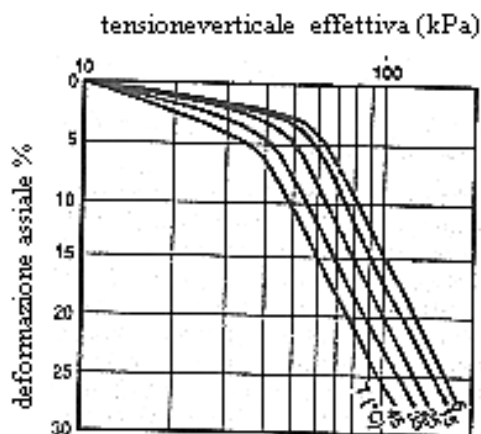


Fig. 2.15 - Influenza della temperatura sul processo di destrutturazione durante compressione monodimensionale. Argilla di Lulea (Eriksson, 1989).

2.2 COMPORTAMENTO MECCANICO

I terreni strutturati, ed in particolare le rocce tenere, al variare delle condizioni di sollecitazione possono essere soggette a rotture di tipo fragile o a deformazioni plastiche (comportamento fragile – comportamento duttile; Beniawski, 1967). Uno dei primi approcci per l'analisi dei meccanismi che si innescano durante i processi di carico e rottura delle rocce tenere è quello classico della meccanica delle rocce di resistenza media o alta basato sulla teoria della propagazione della frattura che individua tre tipologie di comportamento: fragile, di transizione e duttile. Anche questa chiave di lettura può risultare di utilità nel campo delle rocce tenere dove può essere una chiave interpretativa per la rottura dei grani o del cemento.

In Fig. 2.16 si riportano gli andamenti della tensione uniassiale σ_1 in funzione della deformazione assiale ϵ_1 , della deformazione laterale ϵ_3 e di

quella volumetrica Δ per una roccia a comportamento fragile ottenute in una prova di compressione monoassiale. Si distinguono quattro regioni a comportamento diverso (Beniawski, 1967):

- una regione (I) a comportamento non lineare in cui si ha una chiusura delle microfratture e dei pori inizialmente presenti nella roccia;
- una regione (II) a comportamento lineare in cui si può ritenere valido il modello elastico-lineare;
- una regione (III) dove la tensione σ_1 diventa di intensità tale a creare microfratture con l'apertura di vuoti intergranulari (frattura stabile) ;
- una regione (IV) il cui inizio è definito dal punto A' sulla curva sollecitazione assiale-deformazione volumetrica dopo il quale si ha una riduzione di Δ e quindi un aumento di volume causato da fratturazioni interne alla roccia, fenomeno che può essere assunto come inizio di una fratturazione di tipo instabile individuata, soprattutto nel campo delle rocce tenere, come snervamento.

In effetti la rottura di tipo fragile caratterizzata dalla perdita di coesione non è preceduta da apprezzabili deformazioni permanenti e può verificarsi sia a scala macroscopica che microscopica.

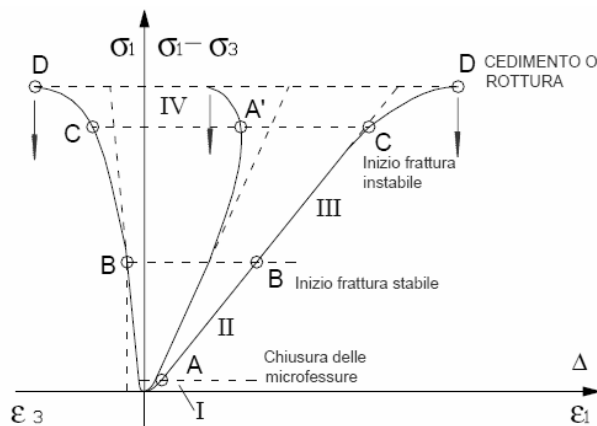


Fig. 2.16 - Curva tensione-deformazione per roccia a comportamento fragile (da Beniawski, 1967).

La rottura è preceduta comunque da meccanismi (deformazioni cataclastiche, scivolamenti intergranulari, “twining”, flussi diffusi, propagazione della frattura) che ne modificano la deformabilità (Brown, 1976). Lo stato tensionale in cui si verificano tali meccanismi viene denominato “snervamento” ed il suo studio viene ritenuto necessario per la caratterizzazione meccanica del materiale, il cui comportamento in compressione triassiale può essere di tre tipi: fragile, di transizione, duttile.

Pellegrino (1970) e Pellegrino ed Evangelista (1990), tra i primi ad occuparsi delle rocce tenere italiane, hanno individuato due distinti domini tensionali in cui tali rocce esibiscono differenti comportamenti. In particolare campioni sottoposti a compressione triassiale presentano, per bassi livelli della tensione di confinamento, un comportamento elastico assimilabile a quello delle rocce lapidee (*rock-like*), le deformazioni sono di modesta entità; all’aumentare della pressione isotropa il comportamento è simile a quello di una roccia sciolta (pulverulento o *soil-like*) ed è caratterizzato da elevate deformazioni volumetriche.

Nella Fig. 2.17 sono riportati i due domini per il tufo giallo napoletano.

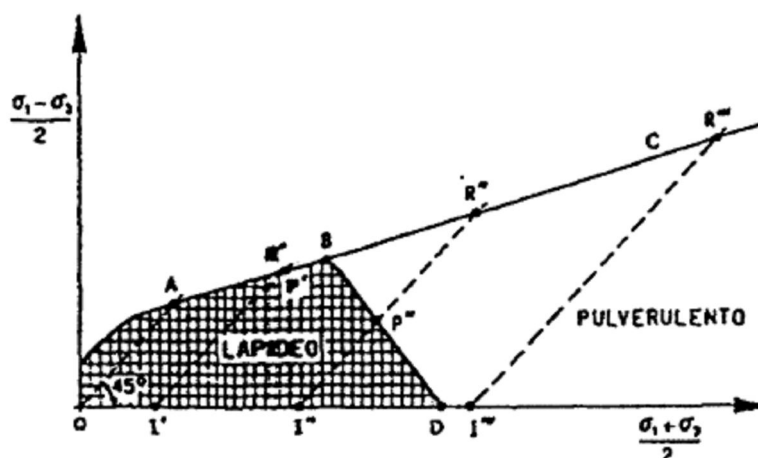


Fig. 2.17 - Rappresentazione dei domini *rock-like* e *soil-like* per il tufo napoletano (Pellegrino, 1990).

Secondo Vaughan (1988) nella fase *rock-like* gli sforzi agenti sul materiale sono sostenuti sia dalla cementazione che dal contatto diretto tra i grani.

Quando tali sforzi raggiungono la resistenza del cemento si innesca il processo di destrutturazione a seguito del quale la trasmissione degli sforzi all'interno del mezzo passa gradualmente dai legami interparticellari (comportamento *rock-like*) al contatto tra le particelle (*soil-like*); a seguito di questo fenomeno, definito da Leroueil e Vaughan (1990) “*destrutturazione*”, variano le proprietà meccaniche.

In letteratura questo comportamento è segnalato per diversi materiali ricadenti nell'ambito sia delle rocce sciolte che delle rocce lapidee. Ad esempio in Fig. 2.18 sono riproposti i risultati di sperimentazioni sviluppate da diversi ricercatori operando sia su campioni naturali che ricostituiti appartenenti alle due classi di terreno. Come si può osservare il comportamento a compressione monodimensionale di un'argilla debolmente sovraconsolidata (Bothkemar), quello a compressione isotropa di un'argilla fortemente sovraconsolidata (Vallericca), di una roccia tenera (tufo napoletano) e di una roccia dura (Gosford) risulta sostanzialmente simile. Infatti tutti i materiali evidenziano un tratto iniziale caratterizzato da una ridotta deformabilità ed una deformabilità elevata superato il valore della tensione di snervamento, che risulta ovviamente differente per ciascun materiale (70-80 KPa per l'argilla di Bothkenmar, 200 MPa per le sabbie di Gosford).

Nei terreni strutturati l'applicazione di una tensione isotropa in condizioni drenate provoca una riduzione di volume che può svilupparsi anche in tempi differiti. La ripartizione di deformazione tra istantanea e differita oltre ad essere funzione del tempo dipende dalla pressione di sconfinamento (σ_c); per bassi valori di σ_c la deformazione avviene istantaneamente, mentre per tensioni più elevate la deformazione istantanea costituisce il 10%-30% della deformazione totale che si sviluppa nel lungo termine (Pellegrino, 1970).

Riportando in un diagramma la relazione tensione sferica-deformazione volumetrica, Pellegrino ha individuato la tensione (σ_{op}) in corrispondenza della quale si verifica una transizione tra i diversi tipi di deformazione (Fig. 2.19 -). Il diagramma viene diviso in tre tratti:

- tratto O-M: le deformazioni sono funzioni lineari della tensione;
- tratto M-N: le deformazioni sono elevate;
- tratto N-Q: la curva presenta un appiattimento.

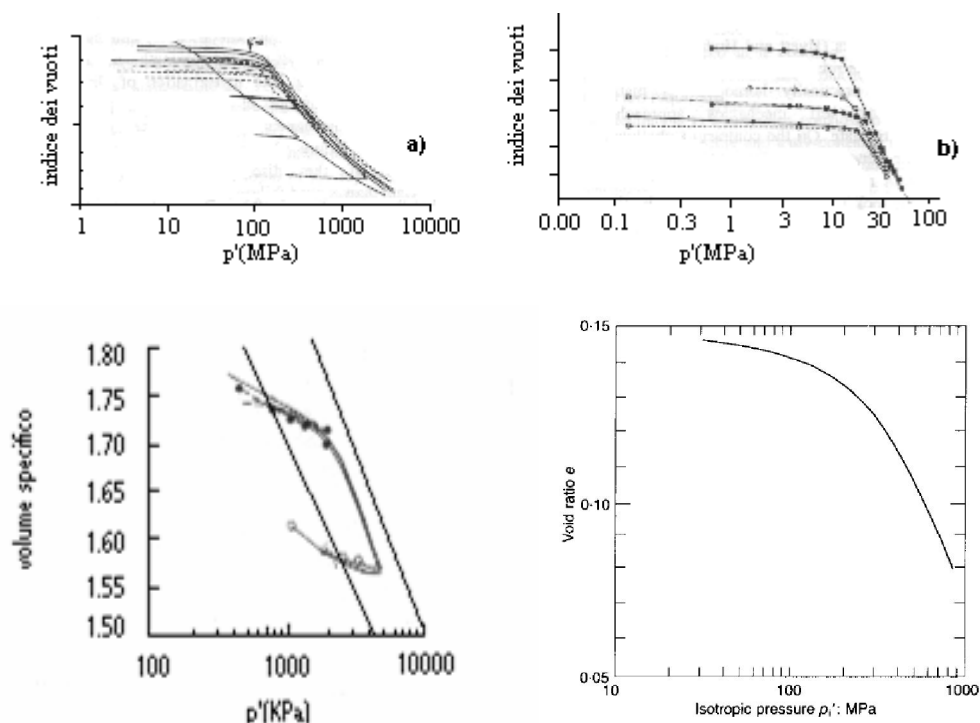


Fig. 2.18 - a) Curve di compressione monodimensionale. Argilla debolmente sovraconsolidata ($OCR=1.3-1.5$), Bothkennar clay (Nash, 1992) b) curva di compressione isotropa tufo napoletano (Aversa, Evangelista, 1998) c) Curve di compressione isotropa, argilla fortemente sovraconsolidata (Amorosi, Rampello 1998) d) Curva di compressione isotropa. Sabbia di Gosford (Novello, Johnson, 1995).

Il valore della tensione di transizione (σ_{op}) è funzione di numerosi parametri tra i quali la porosità e la resistenza del materiale; sperimentalmente è stato ricavato un valore di σ_{op} pari a 1,5-2 volte la resistenza a compressione uniassiale (Pellegrino, 1970). Nella curva di Fig. 2.19 - ottenuta sottoponendo il materiale a cicli di carico e scarico vengono distinte le deformazioni elastiche da quella plastiche; nel primo tratto (OM') la deformazione elastica risulta essere circa uguale al 60% di quella totale (curva OQ) a testimonianza di un comportamento lapideo, tale percentuale si riduce notevolmente all'aumentare della σ_c (comportamento pulverulento) (tratto M'Q').

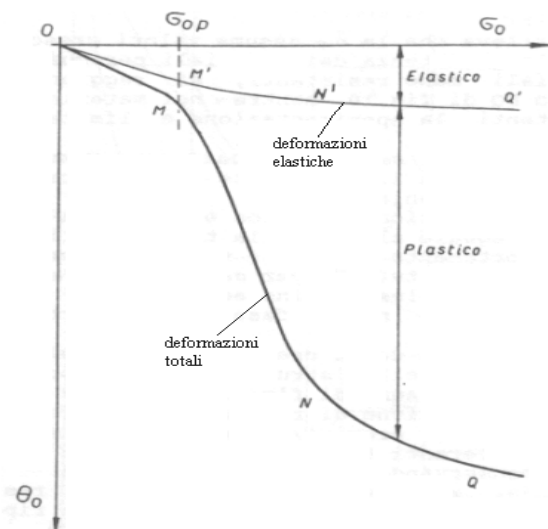


Fig. 2.19 - Relazione tensione-deformazione in regime di compressione sferica (Pellegrino, 1970).

Per tensioni sferiche inferiori a σ_{op} (OM) le variazioni di volume sono dovute essenzialmente alla deformazione elastica del cemento e delle particelle. Infatti gran parte della deformazione viene restituita se si annulla il carico sferico. All'aumentare della tensione ($>\sigma_{op}$ - tratto MN), secondo Pellegrino, si verificano scorrimenti plastici associati a microlesioni all'interno della struttura. Infine nel tratto NQ la compressibilità diminuisce e le deformazioni crescono con legge quasi lineare.

In Fig. 2.20 - sono riportati i risultati di alcune prove di compressione isotropa eseguite sulla calcarenite di Gravina di Puglia (Lagioia, 1994) e sulla calcarenite di North Rankine (Coop e Atkinson, 1993). Sono riportate anche le curve relative a provini ricostituiti della calcarenite di Gravina con indice dei vuoti iniziale variabile tra 1,1 e 1,3.

Entrambi i materiali mostrano un comportamento iniziale quasi lineare fino al raggiungimento di un valore di pressione efficace in corrispondenza del quale la cementazione intergranulare comincia a rompersi. Nel caso della calcarenite di Gravina la curva relativa al materiale intatto, nel primo tratto, sorpassa quella relativa al materiale ricostituito e in corrispondenza del

ginocchio si innesca il processo di destrutturazione durante il quale l'indice dei vuoti si riduce e la pressione efficace rimane all'incirca costante. Questa fase termina quando il materiale intatto raggiunge la curva relativa al destrutturato, con il massimo valore di indice dei vuoti iniziale, da questo punto in poi, a termine cioè del processo di destrutturazione, le due curve, relative a provini intatti e ricostituiti, sono praticamente coincidenti.

Nel caso della calcarenite di North Rankine innescatosi lo snervamento la transizione da comportamento rock-like a soil-like è più graduale; durante la destrutturazione infatti le deformazioni aumentano all'aumentare di p' .

Secondo Aversa (2000) la differenza nel comportamento delle due calcareniti è dovuta principalmente alle differenti dimensioni dei grani, distribuzione dei pori ed indici dei vuoti iniziale.

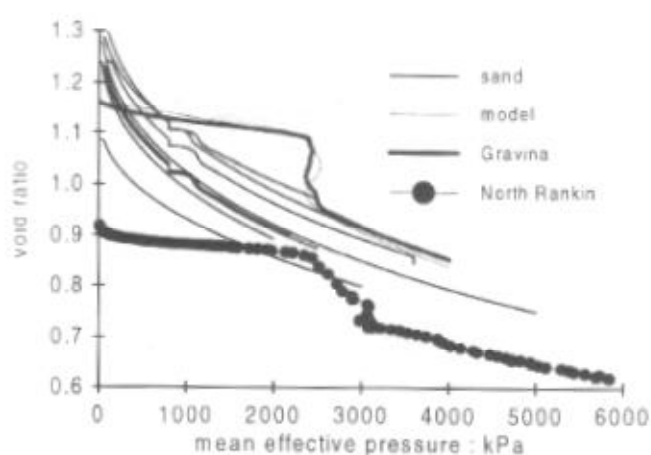


Fig. 2.20 - Prove di compressione isotropa su provini intatti e ricostituiti di calcarenite di Gravina (Lagioia, 1994) e sulla calcarenite di North Rankin (Coop, Atkinson, 1993). Da Aversa, 2000.

Coop (1993), basandosi sulla teoria dello stato critico, ha indagato il comportamento meccanico intrinseco (derivante soltanto dal fabric) delle sabbie ricostituite come riferimento per identificare gli effetti della struttura sulle proprietà meccaniche evidenziando in questo modo gli effetti separati del *fabric* e del *bonding*. In Fig. 2.21 sono riportati i dati di compressione isotropa e di stato critico per sabbie carbonatiche, terreni residuali e sabbie

quarzose di diversa origine geologica, granulometria, mineralogia e forma dei grani (Coop e Lee, 1993). Per ciascuna roccia sciolta sono state valutate e confrontate le risposte meccaniche di provini con differente indice dei vuoti iniziale. Il volume specifico iniziale è influenzato anche dalla natura delle particelle essendo più alto per i grani spigolosi delle sabbie carbonatiche (Dog's Bay) e più basso per i graniti decomposti meno uniformi. Nonostante le diverse origini geologiche, gli Autori osservano un comportamento simile per le sabbie investigate: è evidente che per ciascun terreno, indipendentemente dalla densità iniziale, ad alti valori della pressione media efficace le curve di compressione convergono verso un'unica linea di compressione isotropa (NCL), parallela alla retta di stato critico CSL, che nel piano $v-\ln p'$ è espressa in funzione dei parametri λ e N secondo l'equazione:

$$v = N - \lambda \ln p'$$

dove λ è il gradiente ed N il volume specifico per $p'=1$ kPa. La NCL è il risultato della rottura delle particelle. Come si vede dai diagrammi di Fig. 2.21 la relativamente bassa tensione di snervamento della sabbia carbonatica rispetto a quella quarzosa di Ham River è dovuta sia alla ridotta densità iniziale che alla bassa resistenza dei grani.

Altri ricercatori hanno osservato comportamenti simili per sabbie aventi differenti origini geologiche (Vesic e Clough, 1968; Miura e Yamanouchi 1975). L'innescò della rottura delle particelle è sempre graduale, perciò non è possibile definire un chiaro punto di snervamento di primo carico. Sebbene tutte le sabbie si comportano in modo simile, la localizzazione della NCL è diversa per ciascun materiale. Coop e Cuccovillo (1999) hanno mostrato che le differenze nella localizzazione della NCL e della linea di stato critico CSL dipendono dalla diversa composizione mineralogica delle sabbie. Sabbie quarzose aventi quindi particelle di composizione simile mostrano linee di compressione normale e di stato critico ciascuna poco differente dalle altre nel piano $v-\ln p'$ (Fig. 2.22).

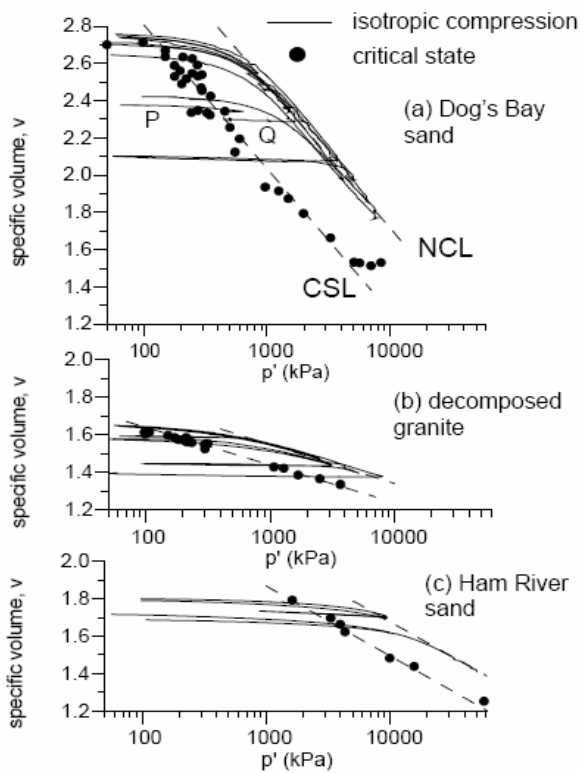


Fig. 2.21 - Compressione isotropa e punti di stato critico di tre sabbie (Coop e Lee, 1993).

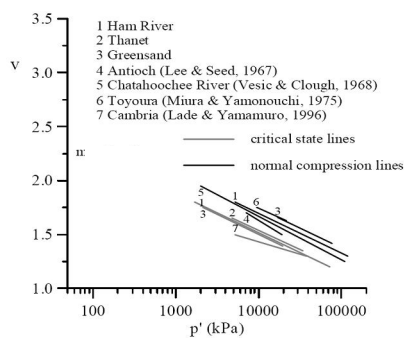


Fig. 2.22 - Variabilità nella localizzazione della NCL e della CSL per sabbie quarzose ricostituite (Cuccovillo e Coop, 1999).

La deformazione volumetrica necessaria perché il terreno raggiunga la NCL è associata alla rottura dei grani che viene quantificata determinando il parametro Br di Harding (1985) dall'analisi delle curve granulometriche prima e dopo la prova (Fig. 2.23).

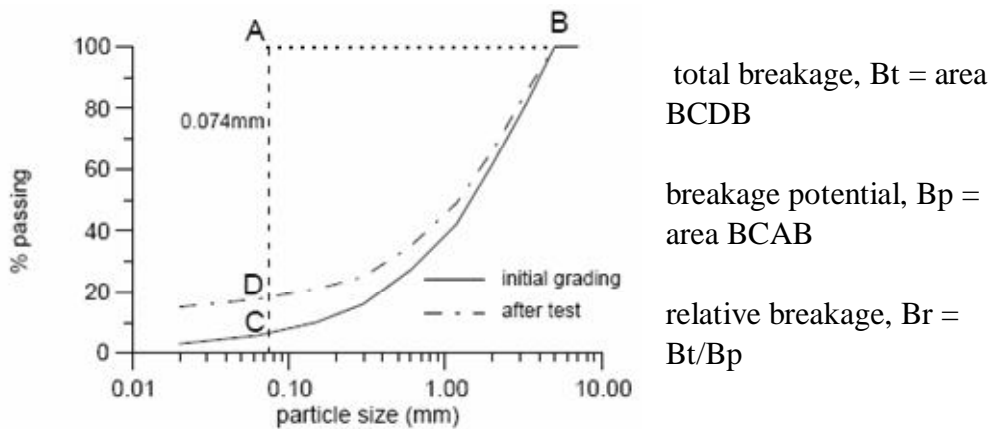


Fig. 2.23 - Definizione di Br (Hardin, 1985) da Coop e Lee, 1993.

Dall'analisi della letteratura deriva che lo snervamento in compressione isotropa dei materiali ricostituiti è associato all'innescò della rottura dei grani. La tensione di snervamento così come la posizione della NCL dipendono dalla resistenza dei grani e dalla densità iniziale, quindi dal numero di contatti tra i grani e dalle loro tensioni di contatto.

La linea di stato critico nel piano v - $\ln p'$ è descritta come una funzione dei parametri λ e Γ , secondo l'equazione

$$v = \Gamma - \lambda \ln p'$$

essendo λ il gradiente e Γ il volume specifico per $p'=1\text{kPa}$. Dall'esame delle Fig. 2.21 si osserva che tutti i materiali raggiungono un'unica linea di stato critico, e che, ad alte pressioni, la NCL e la CSL risultano essere parallele. La posizione della CSL è controllata dalla rottura delle particelle.

Per sabbie, con composizione granulometrica poco uniforme, i parametri λ e Γ si riducono (Been e Jefferis, 1985). Coop e Atkinson (1992) hanno

mostrato infatti che aggiungendo del fine alla sabbia di Dog's Bay i valori di N , λ e Γ si riducevano così come la distanza tra la NCL e la CSL.

Secondo Coop e Lee(1993) nel piano $q:p'$ lo stato critico è descritto da una linea che attraversa l'origine e presenta, a tutti i livelli tensionali, gradiente M costante. In compressione triassiale M dipende dall'angolo di resistenza a taglio in condizioni di stato critico:

$$\sin \Phi'_{cs} = \frac{3M}{6+M}$$

Verduco e Ishihara (1996) eseguendo prove triassiali, drenate e non drenate, su campioni, di differente densità iniziale, di sabbia quarzosa di Toyoura, hanno osservato che il comportamento in condizione non drenate a grandi deformazioni mostra l'esistenza di uno stato ultimo indipendente dalla tensione di confinamento. Nonostante le prove siano state condotte fino a valori della deformazione assiale pari al 30% non sembra essere stato raggiunto lo stato critico, infatti i campioni con densità iniziale più bassa a fine prova mostrano ancora valori di q crescenti. Come si vede dalla Fig. 2.24 per bassi valori della tensione di confinamento la CSL è curva, mentre per valori di p' più alti di 1 MPa la CSL è definita da una retta, che nel piano q,p' passa per l'origine ($\phi'_{cs}=31^\circ$).

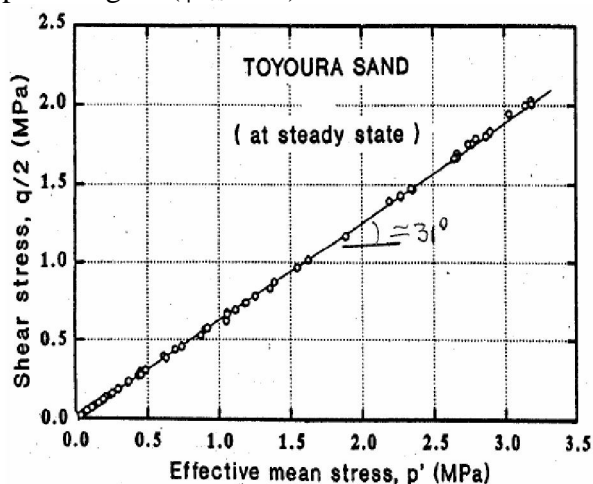


Fig. 2.24 - CSL sabbia di Toyoura (Verdugoo e Ishihara1996).

- *Influenza del fabric e del bonding. “Strong bonding” e “weak bonding”* -

Lo stesso tipo di indagine è stata fatta per investigare la risposta meccanica delle sabbie naturali. Come detto in precedenza la struttura è definita come la combinazione del *fabric* e del *bonding* e può essere più facilmente identificata attraverso la valutazione dei suoi effetti sul comportamento meccanico del materiale. Attraverso il confronto tra un terreno nel suo stato naturale con lo stesso terreno ricostituito (in maniera standard) è possibile definire l'influenza della struttura sulla resistenza e sulla rigidità del materiale, anche se separare gli effetti del *bonding* e del *fabric* è più complesso. Per le sabbie il *bonding* è per lo più dovuto alla cementazione interparticellare e, rispetto alle argille, è più facilmente identificabile attraverso analisi al microscopio ottico. Per le sabbie però l'identificazione del comportamento intrinseco può essere più problematico che per le argille. Cuccovillo and Coop (1997b) hanno analizzato il comportamento isotropo di due sabbie cementate con differente struttura, esaminando in particolare l'influenza di *fabric* e *bonding* sulla rigidità e sullo snervamento (Fig. 2.25). Il primo materiale (Calcarenite di Rankine) è una calcarenite caratterizzata da un *fabric* aperto con una quantità elevata di cemento e particelle relativamente deboli rispetto alla resistenza dei legami interparticellari. Il secondo materiale è una sabbia silicea caratterizzata da una quantità di cemento abbastanza ridotta e da particelle di quarzo notevolmente resistenti. La calcarenite di Rankine è costituita da frammenti organogeni, il cemento carbonatico si presenta come una flangia bianca che circonda i grani creando dei legami. Il cemento depositatosi subito dopo la sedimentazione delle particelle ha fatto sì che il materiale conservasse il *fabric* che aveva all'atto della deposizione con un elevato volume specifico. La *Lower Greensand* è una sabbia quarzosa depositatasi nel basso cretaceo; prima di essere riportata in superficie attraverso processi erosivi aveva raggiunto un valore di tensione effettiva verticale di circa 9 MPa. Dall'analisi al microscopio ottico il cemento si presenta sotto forma di piccole macchie bianche intorno ai grani, alcune delle quali situate al contatto tra i grani stessi così da formare un legame interparticellare.

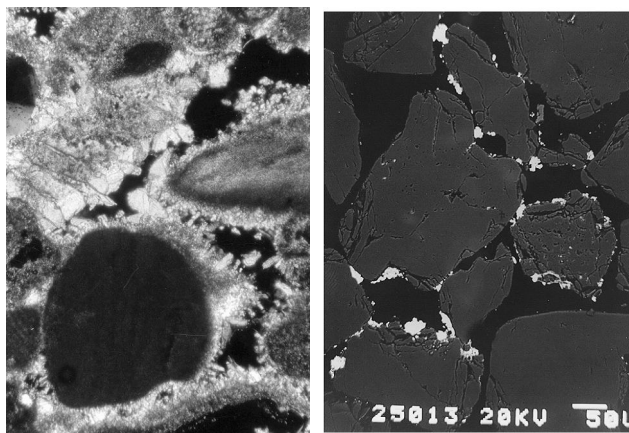


Fig. 2.25 - Cementazione interparticellare delle sabbie: a) calcarenite di Rankine; b) Lower Greensand (Coop, Cuccovillo 1999).

Il cemento è stato depositato dall'acqua filtrante in epoca relativamente recente, quando il terreno era già sovraconsolidato.

Dall'analisi dei risultati ricavati da prove di compressione isotropa (Fig. 2.26) si osserva che la calcarenite di Rankine a differenza della Greensand raggiunge stati oltre la retta intrinseca di compressione isotropa (NCL) ottenuta dai risultati di prove isotrope condotte su campioni ricostituiti. Uno dei fattori più interessanti osservati dalle prove di compressione isotropa è l'effetto della resistenza dei legami sull'insorgere delle deformazioni plastiche (snervamento). Gli autori definiscono due differenti tipi di comportamento: *weak-bonding* e *strong-bonding*. La Greensand si comporta come un materiale con legami deboli, infatti lo snervamento si innesca al di sotto della NCL, mentre la calcarenite di Rankine è caratterizzata da legami forti; il materiale raggiunge infatti stati tensionali che stanno dietro la NCL, anche se è caratterizzato da tensioni di snervamento più basse rispetto a quelle della sabbia silicea. In generale quando lo snervamento si verifica a destra della NCL, gli Autori definiscono la cementazione come "strong", "weak" quando ricade a sinistra della NCL.

Nel caso di *strong bonding* il comportamento è elastico fino allo snervamento; questo si presenta a tensioni più alte di quelle che comportano l'innesco della rottura dei grani nello stesso terreno non cementato; ciò vuol dire che parte della tensione di confinamento è sostenuta dalla cementazione.

La degradazione dei legami di cementazione, secondo Coop, deve coincidere con l'innesco della rottura delle particelle (in corrispondenza dello snervamento).

Nel caso di *weak bonding* lo snervamento del cemento si verifica prima dell'innesco della rottura dei grani, lo snervamento del cemento è meno evidente, la curva è caratterizzata cioè da un raggio di curvatura più elevato. In questo caso in genere si verifica un secondo snervamento o "gross yield" che può essere associato con l'inizio della rottura dei grani (Fig.2.27a).

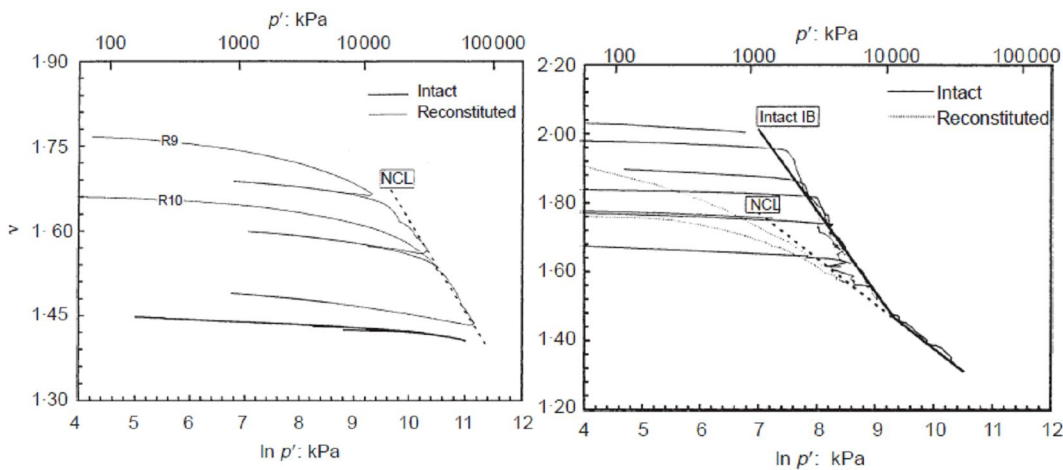


Fig. 2.26 - Dati da prove di compressione isotropa a) Greensand b) Rankine (Cuccovillo, Coop, 1997).

Un altro fattore che influenza il tipo di legame è sicuramente la posizione della NCL (Fig. 2.27 b). La NCL relativa alla Greensand, costituita da particelle di quarzo più forti, nel piano v - $\ln p'$ è localizzata alla destra rispetto a quella della calcarenite di Rankine le cui particelle, essendo costituite anche da frammenti organogeni, sono più deboli. Pertanto ciò che l'autore ritiene critico è la resistenza relativa delle particelle e del bonding.

Infine un altro fattore fondamentale per la valutazione della resistenza dei legami è la densità iniziale del materiale (Fig.2.27c). Infatti la Greensand, pur mostrando un elevato valore della tensione di snervamento in compressione, per l'elevata densità iniziale esibisce un comportamento tipico di un materiale con legami deboli. L'esistenza di comportamenti di tipo weak-bonding o strong-bonding implica il fatto che per materiali con cementazione forte lo snervamento in compressione è controllato principalmente dalla resistenza dei legami ed è più facile identificarlo rispetto ai materiali debolmente cementati dove lo snervamento avviene gradualmente ed è controllato principalmente dalla rottura delle particelle.

Cuccovillo e Coop (1997b) e Rotta et al, (2003) hanno osservato che l'indice dei vuoti iniziale può influenzare il comportamento in un determinato materiale.

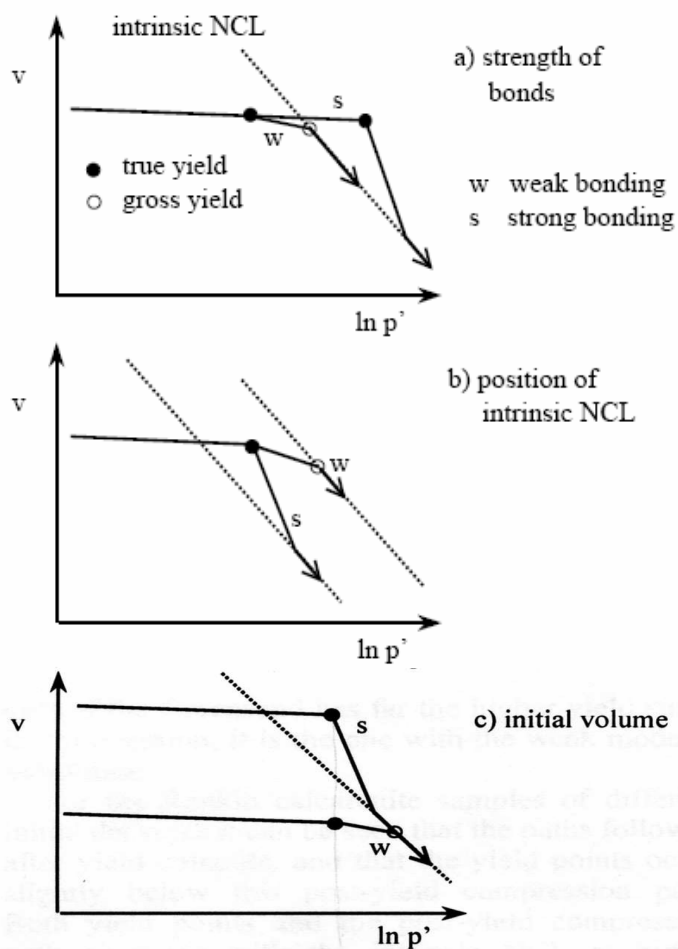


Fig. 2.27 - Rappresentazione schematica dei fattori che possono influenzare l'effetto della cementazione interparticellare sul comportamento a compressione delle sabbie (da Coop & Willson, 2003).

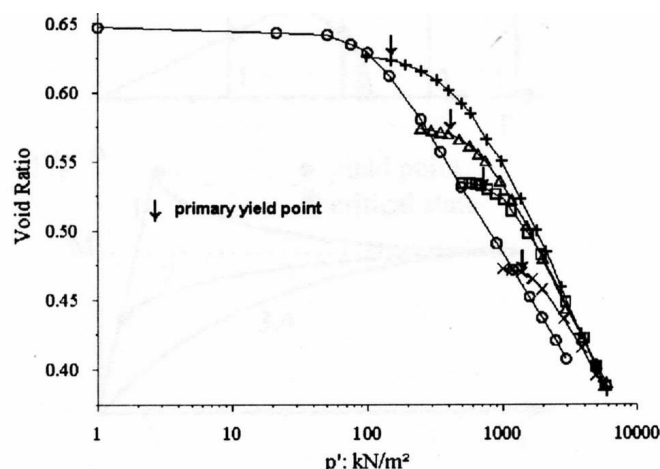


Fig. 2.28 - Prove di compressione su campioni di sabbia cementata di differente densità (Rotta e al, 2003).

Per bassi valori dell'indice dei vuoti le zone di contatto tra le particelle sono numerose e i carichi esterni sono distribuiti su superfici crescenti determinando così tensioni di contatto minori. Ne deriva che le singole particelle a parità di carichi esterni sono meno soggette alla rottura, al contrario invece di quanto si verifica quando l'indice dei vuoti è alto. Ciò significa che a parità di resistenza del materiale cementante un materiale con basso indice dei vuoti potrebbe comportarsi come un materiale debolmente cementato o come un materiale fortemente cementato se l'indice dei vuoti è alto.

Coop (1999), analizzando una sezione sottile della sabbia di Greensand, osserva contatti estesi anziché contatti puntuali come ci si aspetterebbe per particelle arrotondate e attribuisce tale morfologia alla prolungata applicazione di elevate pressioni a cui la sabbia è stata sottoposta in natura. Comprimeando in laboratorio un campione di Greensand anche fino a 70 MPa non si riesce a raggiungere l'indice dei vuoti che si registra in natura. Questo sta a significare che quando l'incastro tra i grani è distrutto, non può essere ricreato con semplice compattazione o compressione. Anche se la Greensand è leggermente cementata, l'elemento principale della struttura è il *fabric*, che quindi ne influenza il comportamento meccanico, in particolare la resistenza.

Le sabbie naturali quindi hanno un fabric ben definito che può essere differente da quello delle sabbie ricostituite; pertanto la densità dei materiali naturali come mostrato da Barton (Fig. 2.4 -) può essere molto più elevata rispetto a quella che può essere ottenuta attraverso la compattazione o la compressione dello stesso materiale ricostituito.

Come è noto il comportamento a taglio di una sabbia strutturata dipende principalmente dallo snervamento del cemento e quindi dal tipo di legame weak-bonding o strong-bonding. Differenti tipologie di comportamento sono mostrate in Fig. 2.29 - e Fig. 2.30 in cui sono schematicamente riportati i risultati di prove triassiali eseguite su una calcarenite cementata artificialmente con gesso (Coop, 1999).

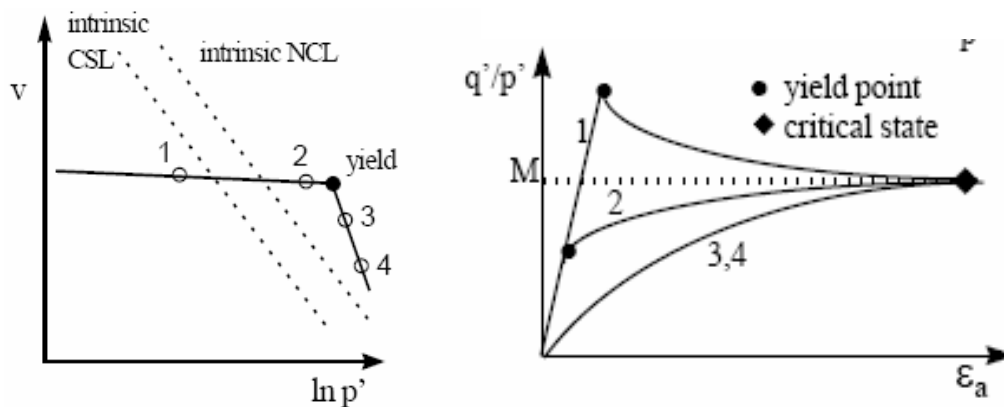


Fig. 2.29 - Illustrazione schematica di un tipico comportamento nel caso di cementazione forte (Coop,1999).

A basse tensioni il comportamento è elastico fino allo snervamento, generalmente coincidente con la resistenza di picco, il cui valore è più alto di quello della resistenza intrinseca del terreno non cementato con lo stesso indice dei vuoti e sottoposto alla stessa pressione di confinamento. Per tensioni intermedie lo snervamento si verifica durante il taglio, prima di raggiungere lo stato critico; pertanto allo snervamento seguono deformazioni plastiche fino al raggiungimento delle condizioni di stato critico. Il cemento influenza cioè soltanto la rigidità iniziale e non la resistenza. Normalizzando i dati rispetto alla pressione equivalente sulla NCL (p'_p) (Fig. 2.31) ed alla pressione equivalente sulla CSL (p'_{cs}) (Fig.2.32) il terreno cementato raggiunge stati che stanno fuori la superficie di stato intrinseco SBS, pertanto

la superficie di snervamento è più grande rispetto alla superficie di stato intrinseco SBS.

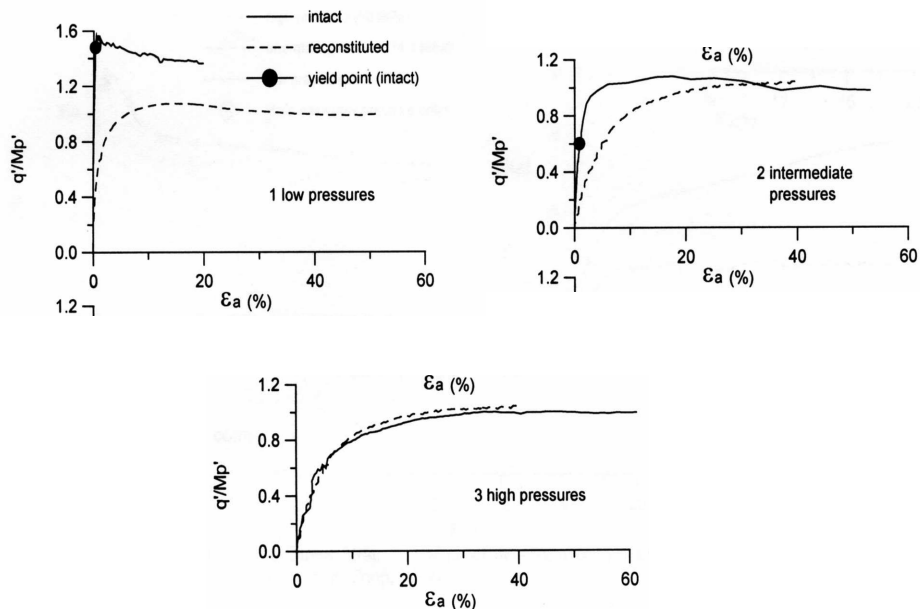


Fig. 2.30 - Relazione tensione-deformazione per una calcarenite artificialmente cementata (strong-bonding) (Cuccovillo e Coop,1993) (M:inclinazione retta di stato critico nel diagramma p',q).

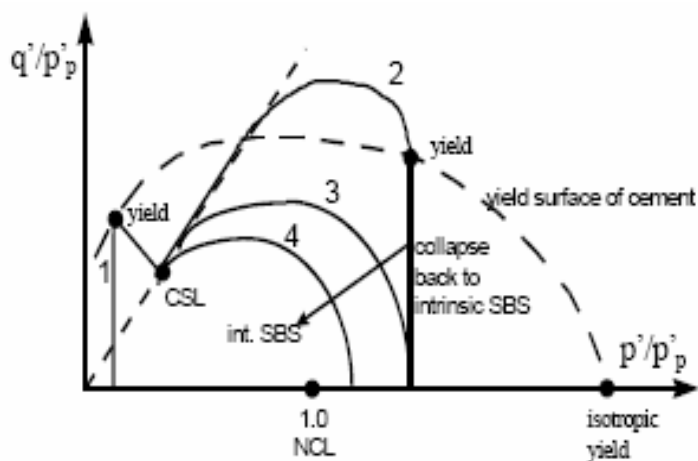


Fig. 2.31- Caratteristico comportamento normalizzato rispetto a p'_p di una sabbia fortemente cementata (Coop, 1999).

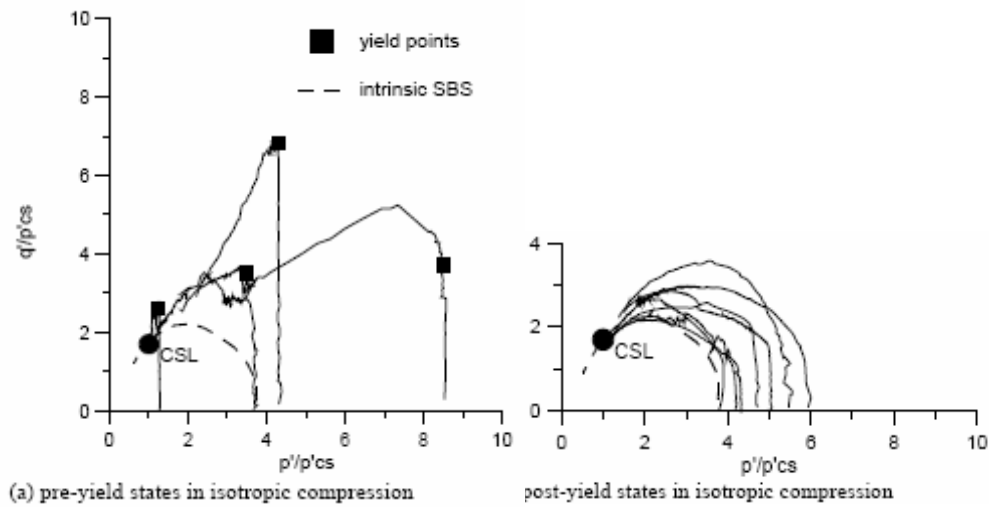


Fig.2.32 - Comportamento a taglio normalizzato rispetto a p'_{cs} per la calcarenite di Rankine (Cuccovillo e Coop, 1993).

I parametri di normalizzazione sono definiti in Fig. 2.33

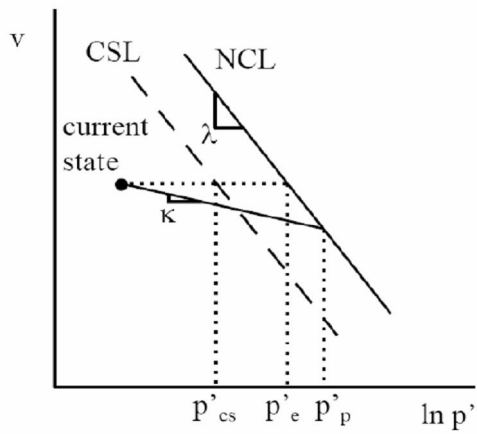


Fig. 2.33 - Definizione dei parametri di normalizzazione (Coop e Lee, 1995).

Il comportamento di sabbie con cementazione di tipo debole è illustrato nelle Fig. 2.34 e Fig. 2.35 . La differenza sta nel fatto che per pressioni intermedie per la sabbia si registra ancora una resistenza di picco dovuta alla dilatanza che si verifica durante il taglio. Normalizzando i dati (Fig. 2.36 e Fig. 2.37) si osserva che la superficie di snervamento è interna alla superficie intrinseca SBS, occupandone solo una piccola parte, mentre gli stati al di fuori della SBS sono raggiunti solo per tensioni di confinamento basse.

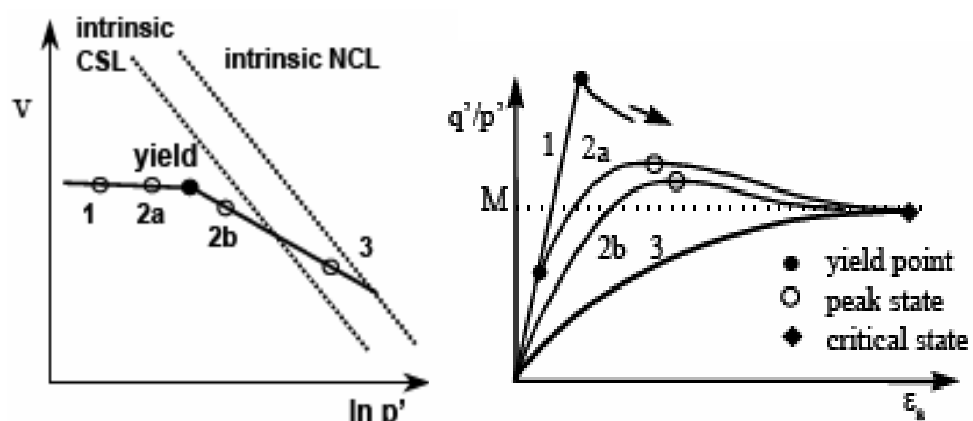


Fig. 2.34 - Andamento tensione-deformazione nel caso di cementazione debole (Coop,1999).

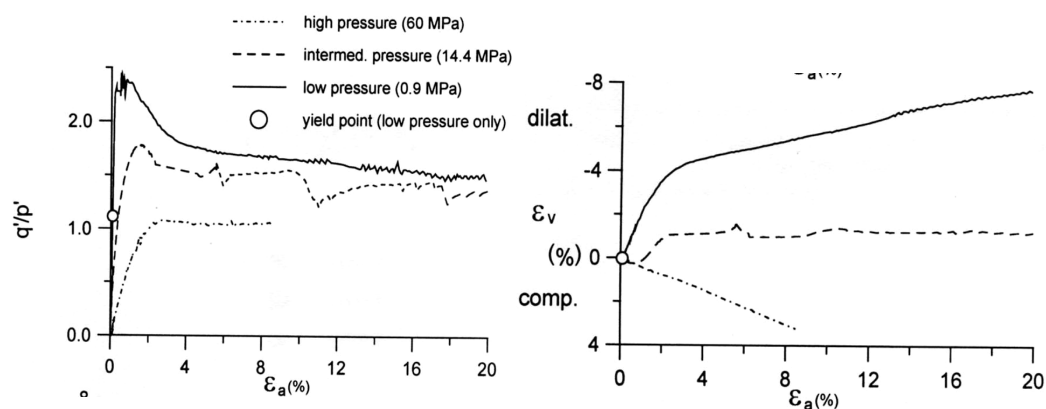


Fig. 2.35 - Relazione tensione-deformazione della Greensand (weak-bonding) (Cuccovillo e Coop, 1999).

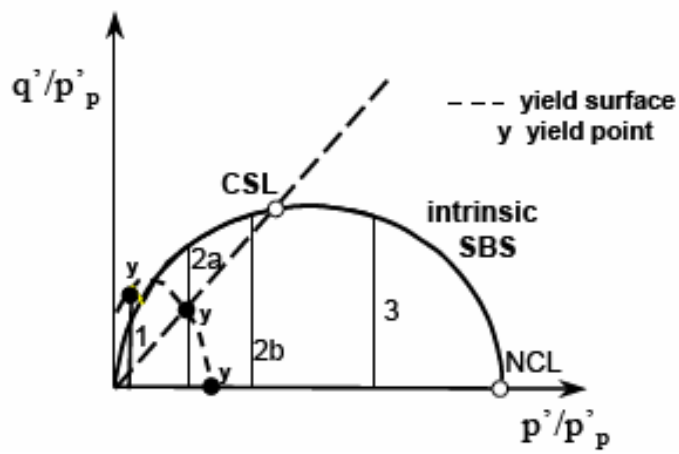


Fig. 2.36 - Caratteristico comportamento normalizzato di una sabbia debolmente cementata (Coop,1999).

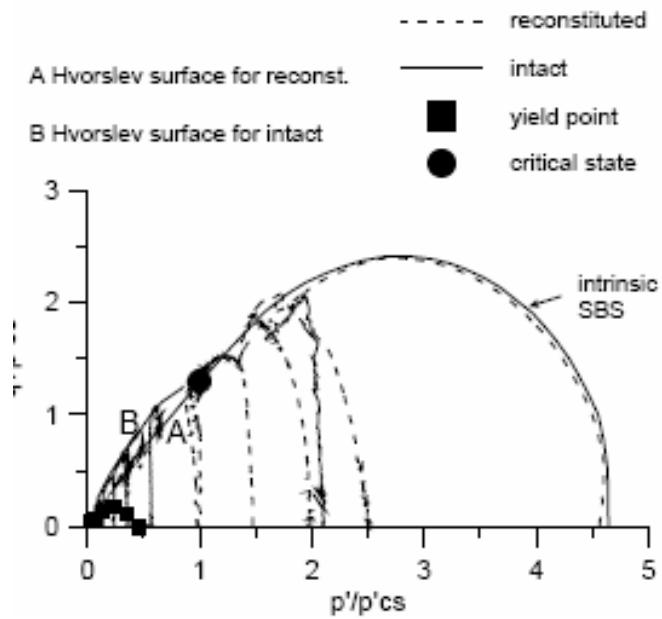


Fig. 2.37 - Comportamento a taglio normalizzato della Greensand (Cuccovillo & Coop, 1999).

-Influenza del percorso di carico e della modalità della sua applicazione -

Il comportamento meccanico delle rocce tenere oltre che dal tipo di legame (strong o weak) risulta influenzato dal percorso di sollecitazione e dalla modalità di applicazione del carico. In sono riportati gli andamenti di alcune curve tensione deviatorica-deformazione assiale ottenute con differenti percorsi di sollecitazioni (Pellegrino, 1970). Secondo l'Autore, indicata con (σ_{op}) il valore della tensione sferica di plasticizzazione, quando la tensione sferica è minore di σ_{op} , nelle curve a, b, c di figura, è sempre presente un primo tratto lineare fino al valore della tensione deviatorica indicata con $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$, mentre successivamente le tre curve tendono con andamento non lineare e gradiente crescente al valore $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ di rottura.

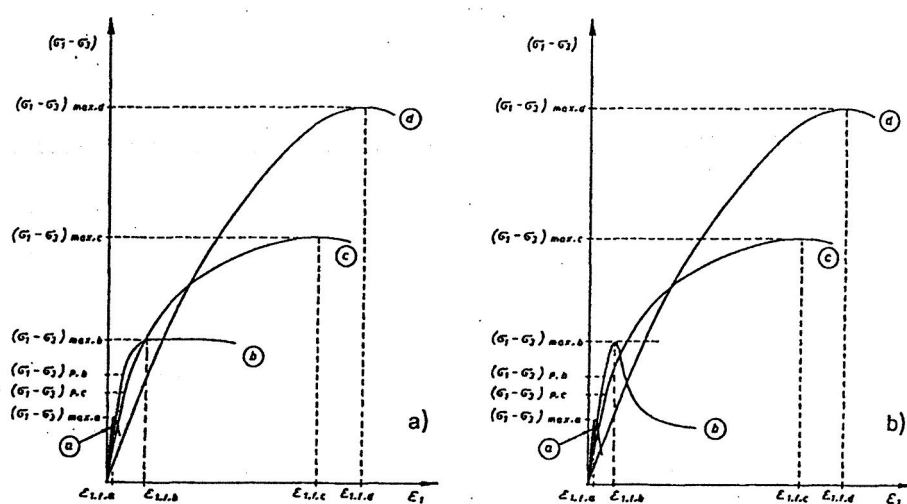


Fig. 2.38 - Andamenti tipici delle curve tensioni deviatoriche-deformazioni assiali in prove di compressione triassiale: a) prove condotte a carichi controllati b) prove condotte a deformazioni controllate.

Nel caso della curva d, in cui $\sigma_3 > \sigma_{op}$, non sarebbe riscontrabile alcun andamento lineare, quindi $(\sigma_1 - \sigma_3)_p = 0$, e le curve evidenzerebbero un andamento curvilineo fin dai più bassi valori della tensione deviatorica. L'Autore definisce limite di proporzionalità P il rapporto $(\sigma_1 - \sigma_3)_p / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$

che assume il valore 1 quando la roccia mostra un comportamento lapideo (curva a), ed il valore 0 quando il comportamento è di tipo soil-like (curva d), cioè quando il materiale risulta destrutturato prima dell'applicazione della tensione deviatorica. L'andamento osservato è ritrovato anche da Coop (Fig. 2.29 -).

Il comportamento meccanico esibito dalla calcarenite dipende dalla pressione di confinamento, o, più precisamente, dallo stato tensionale in corrispondenza del quale viene raggiunta la superficie di snervamento; questo risulta funzione della pressione efficace di confinamento e del percorso di carico.

Sul comportamento meccanico sembrerebbe avere una notevole influenza anche la modalità di applicazione del carico; le curve *b*, relative a prove a carico controllato e a deformazione controllata, sono nel primo caso simili a quelli di materiali poco addensati con comportamento di tipo soil.like, mentre nel secondo caso il comportamento sembrerebbe simile a quello di materiali fragili. Aspetti questi ultimi non ritenuti però di qualche rilievo dall'autore.

2.2.1 Meccanismi di deformazione

Nella Fig. 2.39 sono riportati i risultati ottenuti da Elliot e Brown (1985) con prove a deformazione controllata eseguite su una roccia di elevata porosità con tensione di snervamento isotropo pari a 5 MPa, per diversi valori della tensione di confinamento. Vengono individuate tre tipologie di comportamento: fragile, di transizione e duttile. Elliott distingue nel caso di compressione triassiale, in particolare per le rocce tenere, differenti fasi di rottura:

- “pre-fracture zone”, - “fracture” - “post-fracture zone”.

Per tensioni di confinamento inferiori a 5 MPa nella prima fase, pre-fracture zone, sia lo sforzo deviatorico q , che le deformazioni volumetriche ε_v aumentano linearmente con la deformazione assiale ε_a . I campioni si deformano uniformemente (Elliott, 1983). Rimosso il carico deviatorico si ha il totale recupero delle deformazioni e in ripetuti cicli di carico e scarico si evidenziano modesti fenomeni di isteresi. Il processo deformativo è dovuto alla chiusura dei pori e di eventuali microfratture preesistenti, e a

deformazioni elastiche del cemento e coincide con le regioni I e II del diagramma di Fig. 2.16 - della trattazione classica della frattura fragile.

Nella seconda fase, *fracture zone*, la struttura del campione va progressivamente modificandosi con la propagazione delle fessure o microlesioni esistenti e con la creazione di una o più fratture macroscopiche di estensione crescente con la tensione applicata.

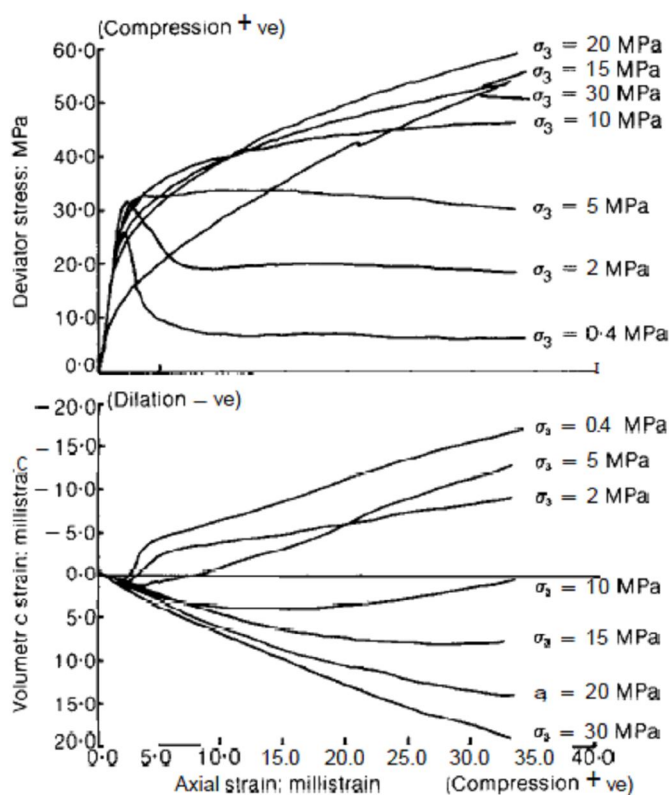


Fig. 2.39 - Prove triassiali a diverse pressioni di confinamento su campioni di Bath Stone (Elliot e Brown, 1985).

La tensione σ_1 diventa di intensità sufficiente a creare delle nuove microfratture con l'apertura di vuoti intergranulari e microfessure nei singoli cristalli. Questa fase, nella curva $q-\epsilon_a$, corrisponde ad una retta che raggiunge un ben definito picco. Anche la curva $\epsilon_v-\epsilon_a$ mostra un tratto rettilineo. Il

volume del campione raggiunge il valore minimo. Entrambe le curve si discostano dall'andamento iniziale rettilineo per valori di ε_a piuttosto simili, anche se i punti in corrispondenza dei quali le curve si discostano dall'andamento rettilineo non sempre coincidono. Crouch (1970) ha dimostrato che nella curva $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ la fine del tratto lineare si verifica per valori di ε_a inferiori rispetto a quelli della curva $q-\varepsilon_a$. Il campione non si deforma più in modo uniforme, ma si innesca la localizzazione delle deformazioni. I cicli di carico e scarico mostrano che da questo punto in poi si sviluppano piccole deformazioni plastiche. Queste osservazioni consentono di affermare che lo snervamento si verifica nel momento in cui le curve $q-\varepsilon_a$ ed $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ si discostano dall'iniziale andamento rettilineo.

Secondo Elliott anche per le rocce tenere la localizzazione delle microfratture, è generalmente orientata parallelamente alla direzione della tensione principale maggiore². Queste microfratture, secondo l'Autore, inizialmente interessano uniformemente tutto il campione, successivamente, in prossimità del picco, diventano più frequenti e localizzate lungo una banda di taglio inclinata. Elliott, citando i risultati di sperimentazioni condotte da Wawersik e Fairhurst (1970), osserva opportunamente che per le rocce di elevata porosità la progressiva microfratturazione e la macrofratturazione non sono chiaramente definite come per le rocce di ridotta porosità. Di questo stesso aspetto in compressione isotropa si è già discusso nel paragrafo precedente (Fig. 2.20 -).

Nella fase post-picco le microfratture portano alla formazione di una macrofrattura in prossimità della mezzeria del campione, cui segue una diminuzione della tensione deviatorica e un rapido incremento di volume. La percentuale di deformazione plastica, irreversibile, aumenta. Le deformazioni adesso sono dovute al taglio del campione in due blocchi lungo la discontinuità che si è creata. Questo rappresenta l'inizio della *post-fracture zone*. La tensione deviatorica raggiunge quindi un valore residuo dipendente dalla tensione di confinamento applicata. In questa fase la deformazione è caratterizzata da una percentuale costante di deformazione dilatante che è

² Nelle rocce lapidee in genere l'inizio della frattura si verifica quando la tensione tangenziale sul contorno della fessura (supposta ellittica) supera la locale resistenza a trazione del materiale e la frattura si propaga in direzione normale al contorno dell'ellisse (Beniawski, 1967).

inferiore a quella che si aveva nella fracture zone, in quanto la dilatazione in questo caso si verifica soltanto localmente lungo la discontinuità. Anche la percentuale di dilatazione dipende dalla tensione di confinamento applicata.

Per valori della tensione di confinamento pari a 5 MPa nelle curve sforzo deviatorico-deformazione assiale non è più presente il tratto caratterizzato dalla caduta di tensione. In questo caso l'esame visivo del campione al termine della prova non evidenzia una frattura localizzata, ma una deformazione a barile. Nel *comportamento di transizione*, a differenza di quello fragile, non si verifica una localizzazione della frattura né si individua una definita *post-fracture zone*.

La *fracture zone* e la *prefracture zone* sono simili a quelle che si verificano nel caso fragile fino al raggiungimento della tensione di picco; anche qui lo snervamento si verifica quando le curve $q-\varepsilon_a$ ed $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ si discostano dall'andamento rettilineo. La tensione di confinamento impedisce la formazione di macrofratture in prossimità della tensione di picco (così come visto invece nel caso fragile) e le deformazioni si verificano su superfici multiple di taglio. Le deformazioni continuano quindi in modo cataclastico per un valore approssimativamente costante di tensione deviatorica ed il campione assume una configurazione a barile. La deformazione è uniforme nella *prefracture zone*; in corrispondenza dello snervamento la deformazione va localizzandosi nel campione e la degradazione della struttura è graduale, inizia localmente per poi estendersi, a grandi deformazioni, all'intero elemento.

All'aumentare della tensione di confinamento (superiore a 5 MPa) nelle curve sono sempre meno identificabili i tre tratti ed è evidente che il processo di macrofratturazione va progressivamente scomparendo e i campioni mostrano un comportamento di tipo *duttile o incrudente*.

Secondo Elliott questo tipo di comportamento si verifica, cioè, quando i provini sono consolidati a pressioni isotrope maggiori di quelle che provocano lo snervamento isotropo.

In questo caso i termini *prefracture*, *fracture* e *postfracture zone* utilizzati per le tre fasi del comportamento fragile perdono di significato. L'iniziale comportamento pre-snervamento è lo stesso di quello descritto per tensioni di confinamento basse essendo caratterizzato da un lineare incremento della tensione deviatorica e da una lineare riduzione di volume all'aumentare della

deformazione assiale; le deformazioni, uniformi all'interno del campione, sono completamente reversibili. Le deformazioni volumetriche registrate sono più contenute rispetto a quelle del comportamento di transizione. Lo snervamento è ancora coincidente con la fine del tratto rettilineo nelle curve q - ε_a ed ε_v - ε_a . Il valore della tensione deviatorica in corrispondenza dello snervamento diminuisce all'aumentare della tensione di confinamento, mentre la percentuale di deformazione assiale, incrudente, aumenta. Le curve ε_v - ε_a mostrano come i processi di fratturazione dilatante siano del tutto assenti. Nella fase post-snervamento il progressivo incremento dell'entità delle deformazioni irreversibili è associato ad un progressivo collasso dei pori, piuttosto che a processi di fratturazione o di scivolamento lungo piani di taglio ed il campione si deforma in modo uniforme.

L'entità della pressione di confinamento ha poca influenza sul comportamento del materiale nella fase pre-snervamento, mentre ha un'importanza rilevante sul valore della tensione di snervamento e sullo sviluppo delle deformazioni nella fase post-snervamento. L'osservazione di sezioni dei campioni testati suggerisce che in generale esistono due tipi di meccanismi di deformazione nella fase post-snervamento: meccanismi di variazione di volume e meccanismi di tipo frizionale. I meccanismi di variazione di volume possono essere di tipo dilatante o contraente. I primi sono prevalenti nei campioni soggetti a basse tensioni di confinamento mentre all'aumentare della tensioni di confinamento prevalgono variazioni di volume di tipo contraente. A pressioni di confinamento intermedie c'è una gradata proporzione dei due meccanismi di variazione di volume. Quelli tipo dilatante sono la conseguenza di fratture di tipo fragile e in alcuni casi di *cataclastic flow*; i meccanismi di tipo contraente sono invece caratterizzati dal collasso dei pori e da riorganizzazioni strutturali. Meccanismi di tipo frizionale sono un'inevitabile conseguenza del taglio causato dall'applicazione della tensione deviatorica. Questi meccanismi possono o meno produrre variazioni di volume a seconda del numero delle bande di taglio che si formano. L'influenza della tensione di confinamento sui meccanismi di deformazione si riflette anche sul valore della tensione deviatorica in corrispondenza dello snervamento, che risulta essere indipendente dal percorso di carico. Nel caso di comportamento di tipo fragile la tensione di snervamento aumenta

all'aumentare della tensione di confinamento. Nel caso di comportamento di tipo transizionale la tensione di confinamento è sufficientemente alta da impedire lo sviluppo di meccanismi di tipo dilatante. Per tensioni di confinamento ancora più alte la tensione deviatorica necessaria ad indurre lo snervamento del materiale, associato a deformazioni di tipo contraente, diminuisce. Infine a valori nettamente più alti della tensione di confinamento un'irreversibile riduzione di volume può essere indotta senza alcun incremento della tensione deviatorica.

Come già riferito le numerose ricerche effettuate sui terreni "strutturati" hanno permesso di giungere a delle importanti conclusioni sul comportamento tensionale-deformativo di questi materiali. Nelle rocce lapidee la rottura viene preceduta da tre distinte fasi: chiusura delle microlesioni, formazione frattura stabile e formazione frattura instabile. Per le rocce lapidee tenere il passaggio da frattura stabile a instabile, in genere chiamato "snervamento", coincide con l'inizio dei processi di destrutturazione. Lo snervamento, anche secondo Vaughan, può essere facilmente individuato dalle curve tensione deviatorica-deformazione assiale ottenute da prove di compressione triassiale (Vaughan, 1988).

Recentemente sono state individuate diverse tipologie di comportamento quando i materiali vengono sottoposti a percorsi di carico in condizioni drenate mantenendo costante la pressione di cella. Viene riconosciuto, in generale, che per stress-path che non raggiungono la superficie di snervamento il comportamento è quasi-elastico e per alcuni terreni, come il tufo o la calcarenite, è perfettamente elastico anche se non necessariamente isotropo. Se, invece, il percorso di tensione raggiunge la superficie di snervamento, la risposta deformativa dipende dal punto di intersezione: se tale punto è prossimo all'estremità di sinistra della superficie di snervamento, come accade nella prova triassiale di compressione a basse tensioni di confinamento, il provino si rompe immediatamente dopo la fase elastica; ciò è associato ad un comportamento fragile in cui la riduzione della tensione deviatorica si verifica con un piccolo incremento di deformazione assiale (Fig. 2.40 e Fig. 2.41). Si individua inoltre un netto piano di rottura che divide il provino in due blocchi rigidi. Il comportamento elastico è delimitato dalla rottura del materiale. Il processo di destrutturazione non ha quindi modo di

instaurarsi. Prima della rottura si ha una riduzione di volume, subito dopo invece il comportamento è dilatante, ma questo è dovuto allo scivolamento del blocco superiore lungo il piano di rottura piuttosto che ad un reale comportamento del materiale.

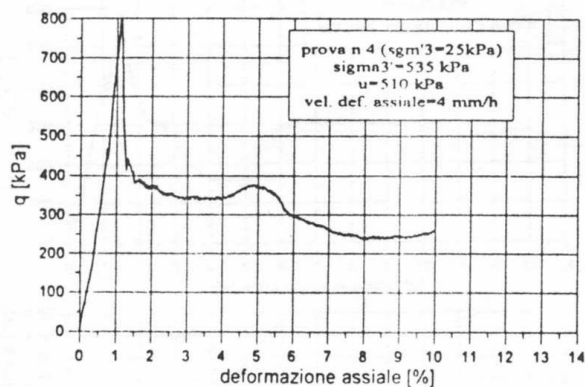


Fig. 2.40 - Prova di compressione drenata di un provino di calcarenite con bassa pressione di confinamento (La Gioia, 1993).

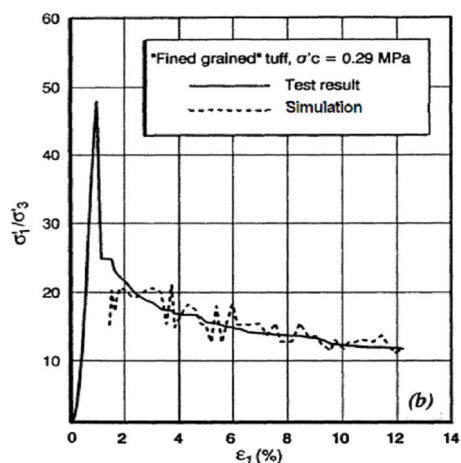


Fig. 2.41 - Prova di compressione drenata a bassa pressione di confinamento (Aversa, 1993).

Lagioia (1994) operando su una calcarenite di elevata porosità di resistenza molto bassa (calcarenite di Gravina; Fig. 2.41), osserva che se il percorso di tensione raggiunge la superficie di snervamento ad una pressione effettiva

maggiore il volume continua a diminuire anche dopo il raggiungimento della tensione deviatorica di picco. Tale comportamento è attribuito alla riduzione dell'indice dei vuoti associato al riarrangiamento e al tranciamento dei grani lungo il piano di rottura che compensa l'apparente aumento di volume causato dalla penetrazione, durante la prova, della membrana di lattice (Chadler, 1968). Quando il percorso di tensione attraversa la superficie di snervamento ad una pressione effettiva piuttosto elevata la destrutturazione del materiale avviene, a termine della fase a comportamento elastico, ancora prima che si raggiunga la rottura. Il comportamento del materiale è duttile incrudente. Il volume del materiale si riduce per tutta la durata della prova. Al termine della fase a comportamento elastico, pur continuando ad incrementare la deformazione assiale, non si verificano variazioni apprezzabili dello stato tensionale. La ripresa di resistenza si verifica solo dopo considerevole deformazione quando ormai il processo di destrutturazione si è esaurito. In queste circostanze il comportamento meccanico della calcarenite è differente da quello del tufo: per la calcarenite (Fig. 2.42) all'aumentare delle deformazioni le tensioni rimangono per lo più costanti, e soltanto dopo significative deformazioni assiali il materiale inizia ad incrudire. Questo tipo di comportamento, dovuto per lo più all'alta porosità e alle dimensioni dei pori, è stato osservato anche per un'altra calcarenite di elevata porosità, la calcarenite di Marsala (Arces et al., 1998). Il tufo, invece, presenta una curva tensioni-deformazioni più tradizionale con un comportamento non lineare incrudente a partire dal momento in cui è raggiunta la superficie di snervamento (Fig. 2.43).

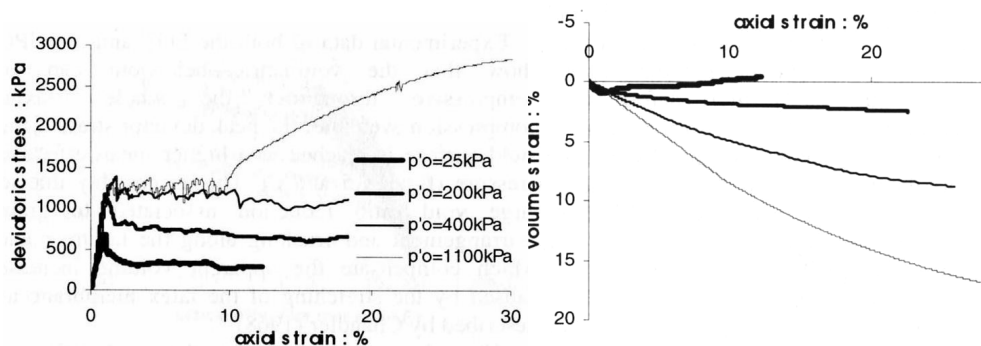


Fig. 2.42 - Prove di compressione triassiale drenate sulla calcarenite di Gravina basse, medie ed alte tensioni di cella (Lagioia, 1994).

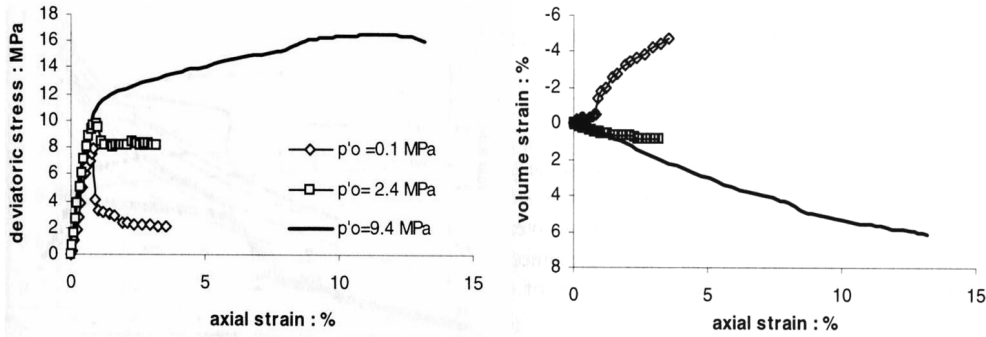


Fig. 2.43 - Prove di compressione triassiali drenate sul tufo giallo napoletano a basse, medie ed alte tensioni di cella (Aversa, 1991).

In Fig. 2.44 e Fig. 2.45 sono riportati andamenti simili di risultati di prove triassiali ottenuti da Anagnostopoulos (1991) su una marna e da Ohtsuki et al. (1981) relativi a una roccia vulcanica.

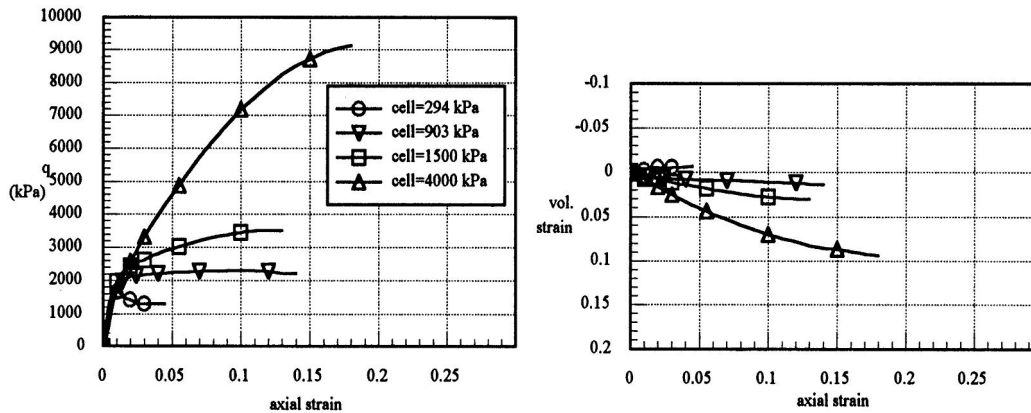


Fig. 2.44 - Prove triassiali a pressione di cella costante su marne (da Anagnostopoulos et al. 1991).

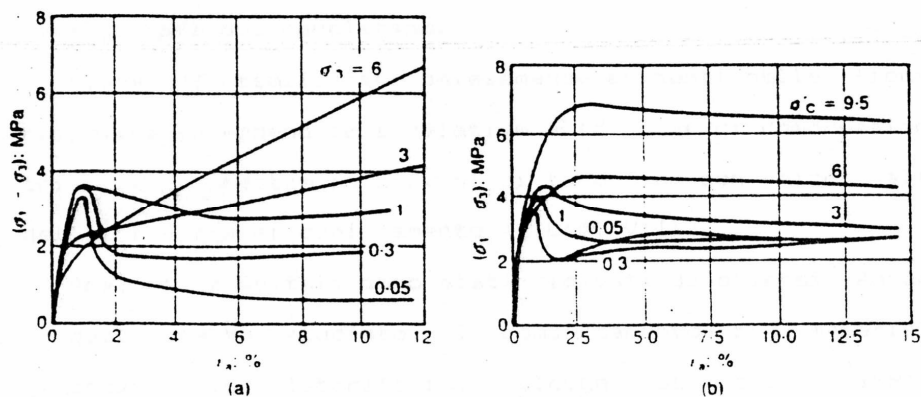


Fig. 2.45 - Prove di compressione triassiali drenate e non: rottura e snervamento di un mudstone (Ohtsuki et al, 1981).

Clough et al. (1981) sperimentando su sabbie cementate artificialmente hanno evidenziato l'incremento della resistenza di picco dovuto alla cementazione. (Fig. 2.46)

Altri studi (Wissa, 1965) hanno mostrato come i legami interparticellari provocano un aumento sia della coesione che dell'angolo di attrito; la resistenza residua non sembra invece essere influenzata dal grado di cementazione.

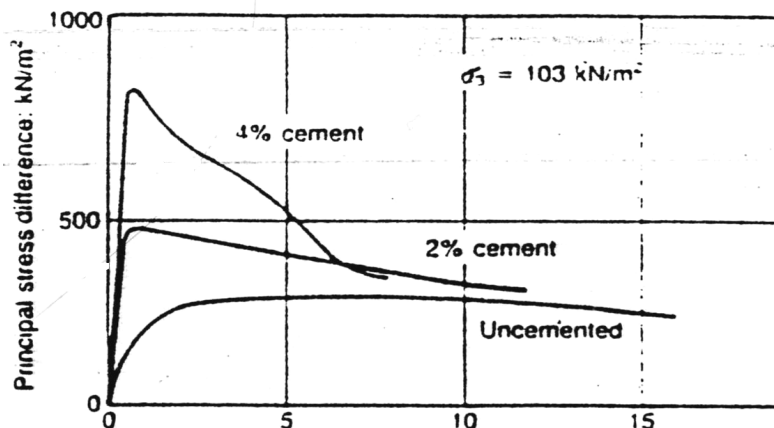


Fig. 2.46 - Comportamento di una sabbia cementata e non cementata : a) confronto diagrammi nel piano σ - ϵ , (Clough et al,1981).

Capitolo 3

Apparecchiature di laboratorio e procedure sperimentali

3.1 PREMESSA

La sperimentazione è stata sviluppata utilizzando celle edometriche, triassiali e biassiali. Nel seguito se ne riporta la descrizione tecnica e vengono presentate le tecniche sperimentali e le diverse fasi di esecuzione delle prove.

3.2 EDOMETRI

Le prove edometriche sono state eseguite su calcareniti caratterizzate da differente porosità iniziale, struttura e deformabilità.

Per indagare sia sulle condizioni di snervamento sia sul comportamento del materiale dopo la fase di destrutturazione sono stati utilizzati edometri in grado di supportare pressioni molto elevate pari anche a 390 MPa. Un primo edometro, realizzato dalla C.M.B., in dotazione al laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Idraulica e Ambientale

dell'Università degli Studi di Napoli, presenta circuiti di drenaggio che permettono l'esecuzione di prove su campioni saturi.

In Fig. 3.1 viene riportata una sezione dello strumento la cui base è sagomata in modo da permettere l'alloggiamento delle piastre porose. L'anello contenente il provino, di diametro interno di 56 mm, è avvitato alla base dell'edometro. Il pistone di carico contenuto all'interno del corpo cilindrico è alloggiato in una boccola fornita di cuscini a sfera.

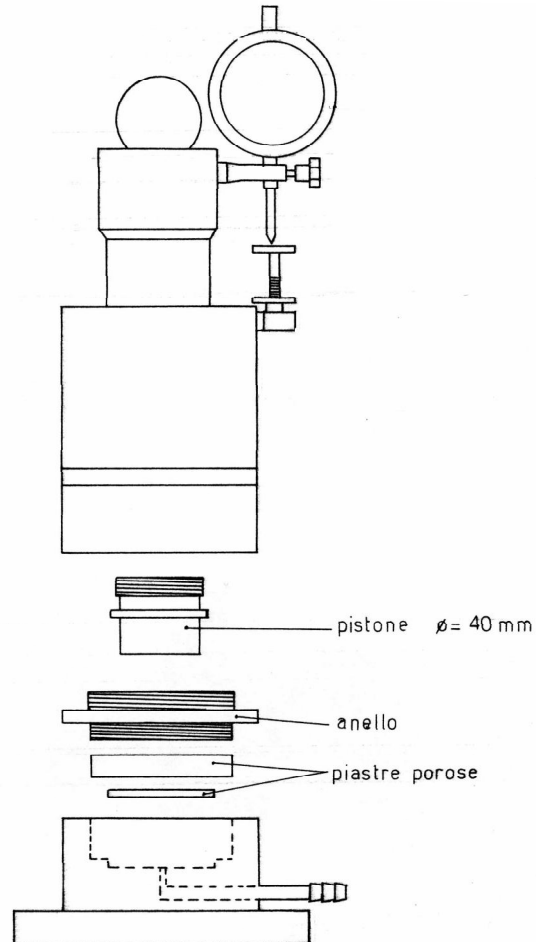


Fig. 3.1 - Schema edometro

Le tensioni verticali vengono applicate da una pressa da 300kN con velocità di avanzamento regolabile attraverso un cambio meccanico. La

misura degli spostamenti assiali è stata eseguita utilizzando un micrometro millesimale rigidamente collegato con la testa del pistone di carico e contrastato su una bassetta solidale con il corpo dell'edometro stesso.

La massima tensione applicabile è pari a 120 MPa

Per raggiungere tensioni maggiori è stato realizzato, presso il laboratorio del DISAG dell'Università di Palermo, un edometro costituito da un anello di acciaio spesso 2 cm, alto 2,2 cm, di raggio interno pari a 4 cm poggiante su una base circolare di 6 cm di raggio pari al raggio esterno dell'anello. L'anello è sormontato da un pistoncino di acciaio di diametro pari a quello interno dell'anello e alto 5 cm (Fig. 3.2). Il carico viene applicato con una pressa di 50 tonnellate (Fig. 3.3) e la massima tensione raggiunta è risultata pari a 396 MPa.

Durante l'esecuzione delle prove sono stati registrati, attraverso un sistema di acquisizione automatico, il carico trasmesso al provino dall'avanzamento del pistone e gli spostamenti. Il carico viene registrato da una cella di carico; gli spostamenti sono stati monitorati con trasduttore di spostamenti caratteristiche.



Fig. 3.2 - Apparecchiatura del sistema edometrico.



Fig. 3.3 - Edometro sotto la pressa

3.3. CELLE TRIASSIALI

Per l'esecuzione delle prove "triassiali" ($\sigma_1' \neq \sigma_2' = \sigma_3'$) sono state utilizzate tre celle con le quali è possibile raggiungere le seguenti pressioni di cella: 14 MPa, 70 MPa e 10MPa. La prima e la seconda, rispettivamente costruite dalla Wykeham-Farrance Eng LTD(WF400-2) e dalle officine C.M.B. di Napoli, sono da tempo in dotazione al laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Idraulica e Ambientale dell'Università degli Studi di Napoli. Di queste, nel seguito, si fornirà una breve descrizione. La terza, unitamente al sistema di acquisizione dei dati e di controllo e gestione dei percorsi di carico e di deformazione, è stata realizzata nell'ambito del PRIN 2005 (2005085322_004 responsabile Prof. Nocilla) prevalentemente presso la divisione tecnologica dell'Imperial College di Londra, ed è in dotazione al laboratorio di Geotecnica del DISAG

dell'Università di Palermo. Di quest'ultima, messa a punto durante il dottorato della scrivente, si fornirà una descrizione più dettagliata.

Le due celle, da 14 MPa e da 70 MPa (Fig. 3.4 e Fig. 3.5), sono, nelle linee essenziali, costituite da una piastra inferiore, da un cilindro d'acciaio centrale, all'interno del quale viene alloggiato il provino e da una piastra superiore di differente sagoma nei due modelli, attraversata dal pistone di carico. Nelle piastre inferiori sono realizzati fori di collegamento per l'applicazione della pressione di cella, per il circuito di drenaggio, per la misura della pressione interstiziale e per l'applicazione della back-pressure. Sempre nelle piastre di base è assemblato il supporto cilindrico di appoggio del provino, fra questi ultimi due viene interposto un disco poroso (in carburo di silicio) di deformabilità trascurabile e con una permeabilità superiore a quella del campione, la cui funzione è quella di favorire la saturazione. Tra la piastra porosa e la superficie del provino vengono inseriti dei dischi di carta da filtro (carta Whatman n.54), per impedirne l'intasamento.

Nella piastra superiore, indipendentemente dalla sagoma, scorre a tenuta e con attrito trascurabile all'interno della boccola disposta sulla sommità, il pistone per l'applicazione dei carichi assiali.

Le due celle il cui funzionamento è concettualmente identico presentano diametro differenti del piatto di base ed una diversa modalità di accoppiamento tra piastre e cilindro d'acciaio. Ad esempio la cella da 70 MPa, è fissata mediante 16 bulloni di 16mm di diametro la flangia che costituisce l'estremità inferiore della parete cilindrica. Nella piastra superiore è posizionato il pistone in acciaio temperato avente una sezione variabile con un ringrosso toroidale nella zona centrale. Nel corso della sperimentazione l'utilizzo di questa cella, dopo una serie di contrattempi legati alla tenuta della flangia e a difetti del generatore di pressione è stata limitata all'esecuzione delle prove isotrope.



Fig. 3.4- Cella triassiale Wykeham-Farrance da 14 MPa

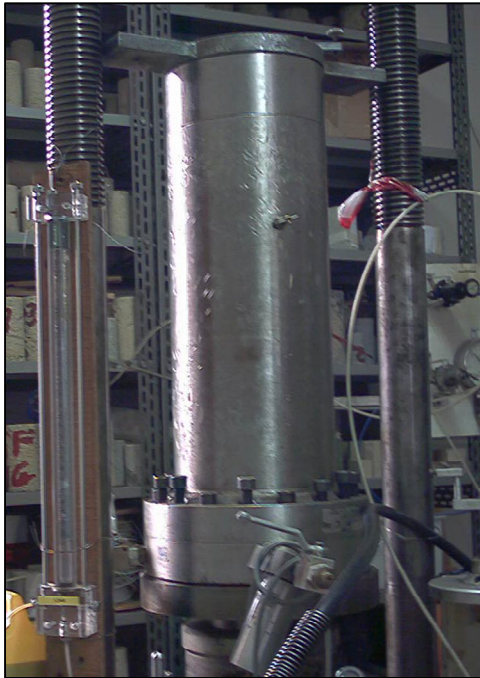


Fig. 3.5 - Cella triassiale da 70 MPa

Nell'esecuzione delle prove sono stati utilizzati tre diversi sistemi di applicazione delle pressioni di confinamento:

- generatore di pressione a pozzetti di mercurio
- generatore di pressione a pompa idraulica (booster)
- sistema aria-acqua

Nel primo sistema la pressione è creata da tre pozzetti a mercurio collegati in serie; la posizione delle vaschette superiori può essere regolata verticalmente con un sistema a molle raggiungendo un'altezza massima di 7,5 m. La pressione è misurata da un manometro inserito nel circuito.

Per prove a pressione di confinamento maggiore si è fatto uso di un sistema di generazione della pressione (booster) in grado di moltiplicare per 15 volte la portata del compressore d'aria cui è collegato grazie all'avanzamento di un pistone spinto dalla pressione costante esercitata dall'olio; tale pistone ogni tanto viene fatto arretrare "scaricando" il booster.

Per la prova isotropa nella cella da 70 MPa si è fatto uso di un sistema tradizionale a pesi di generazione e controllo della pressione capace di raggiungere valori massimi di 70 MPa. Tale sistema realizzato dalla Wykeham-Farrance sfrutta quale fluido di alimentazione olio minerale di media viscosità.

Durante la prova possono verificarsi dei fenomeni capaci di far variare il volume del fluido di confinamento. Tali fenomeni possono essere ad esempio piccole perdite per il trafilaggio del pistone di carico, la compressione o dilatazione del materiale sottoposto a prova, l'avanzamento del pistone all'interno del corpo di cella.

Con l'utilizzo di tale generatore la costanza della pressione di confinamento è garantita dalla presenza di un pistoncino di sezione nota collegato a dei contrappesi di taratura. Quando la tensione di confinamento tende a diminuire il pistone scende e attraverso un contatto elettrico viene azionata una pompa la quale immette altro olio nel sistema facendo risalire il pistone. Un altro contatto elettrico disinserisce la pompa.

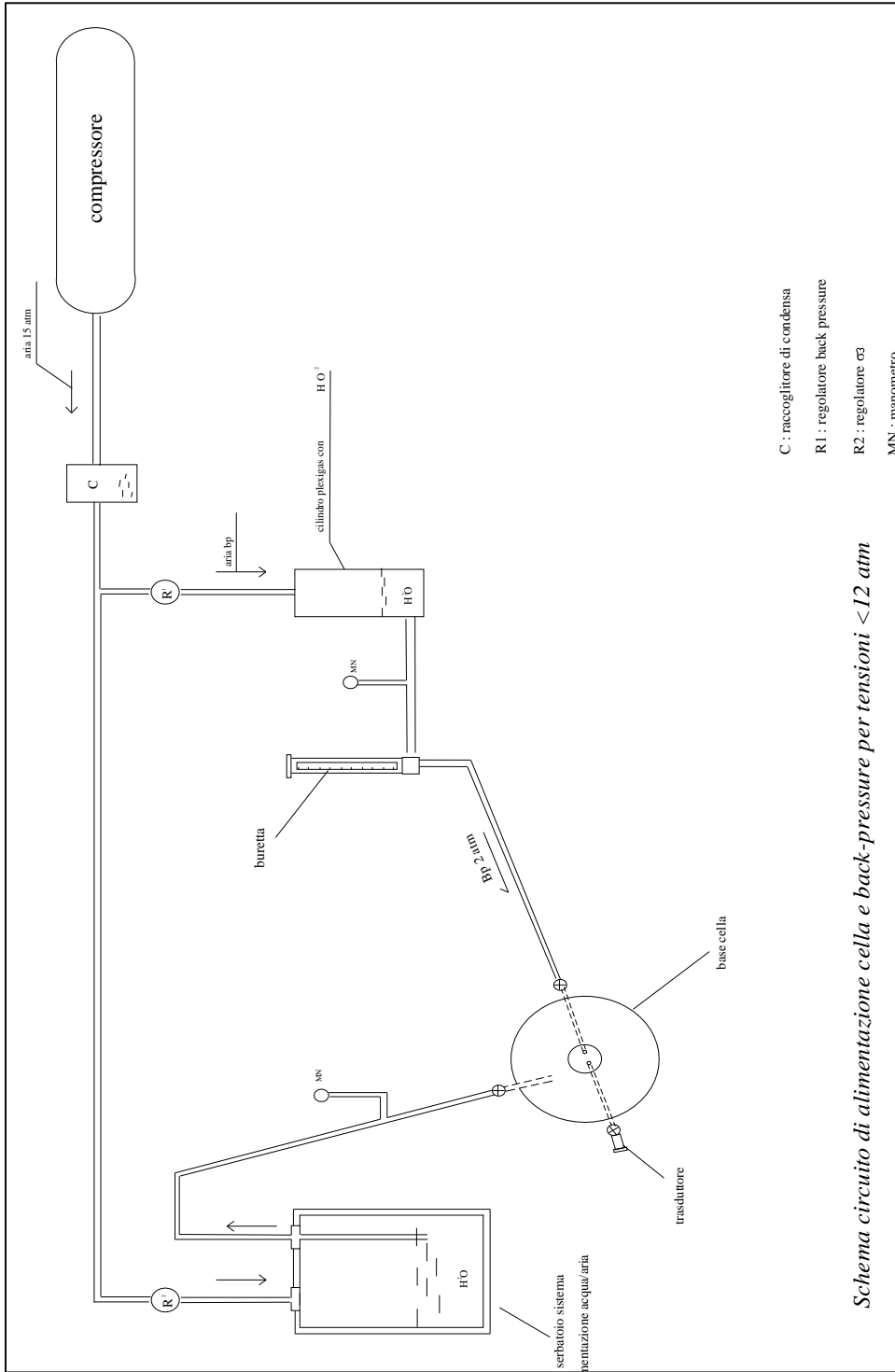
La variazione di volume è stata determinata, misurando il volume di acqua espulsa o assorbita dal provino saturo. L'indicatore di misura della variazione di volume consiste in una buretta da 25cc contenuta all'interno di un cilindro in plexiglas e valvole di inversione di flusso per la misura continua di elevate

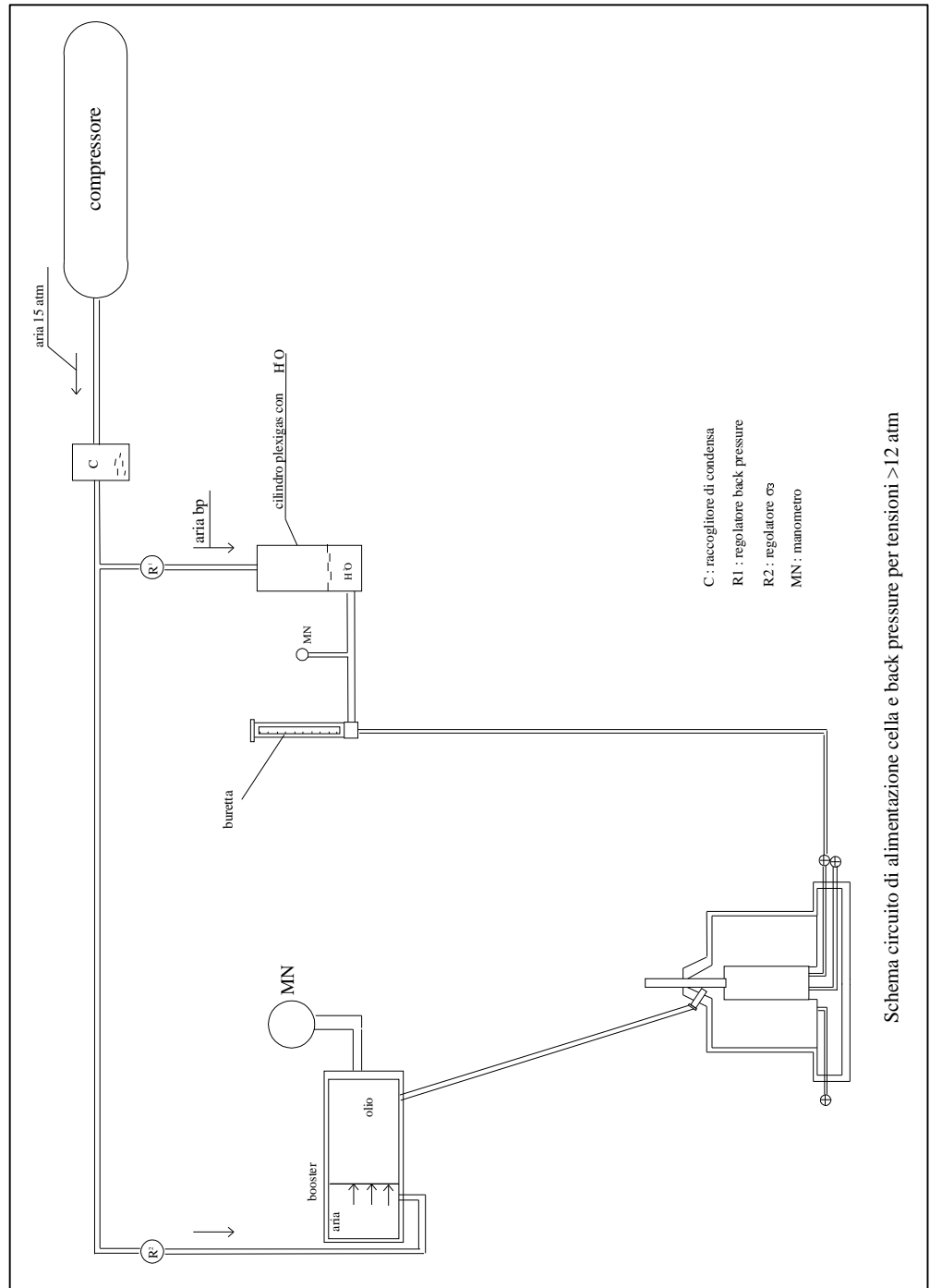
variazioni di volume. La buretta è collegata direttamente al circuito della back pressure. I carichi assiali sono stati applicati con una pressa da 10 ton con una velocità costante di avanzamento del piatto di 0.020 mm/min.

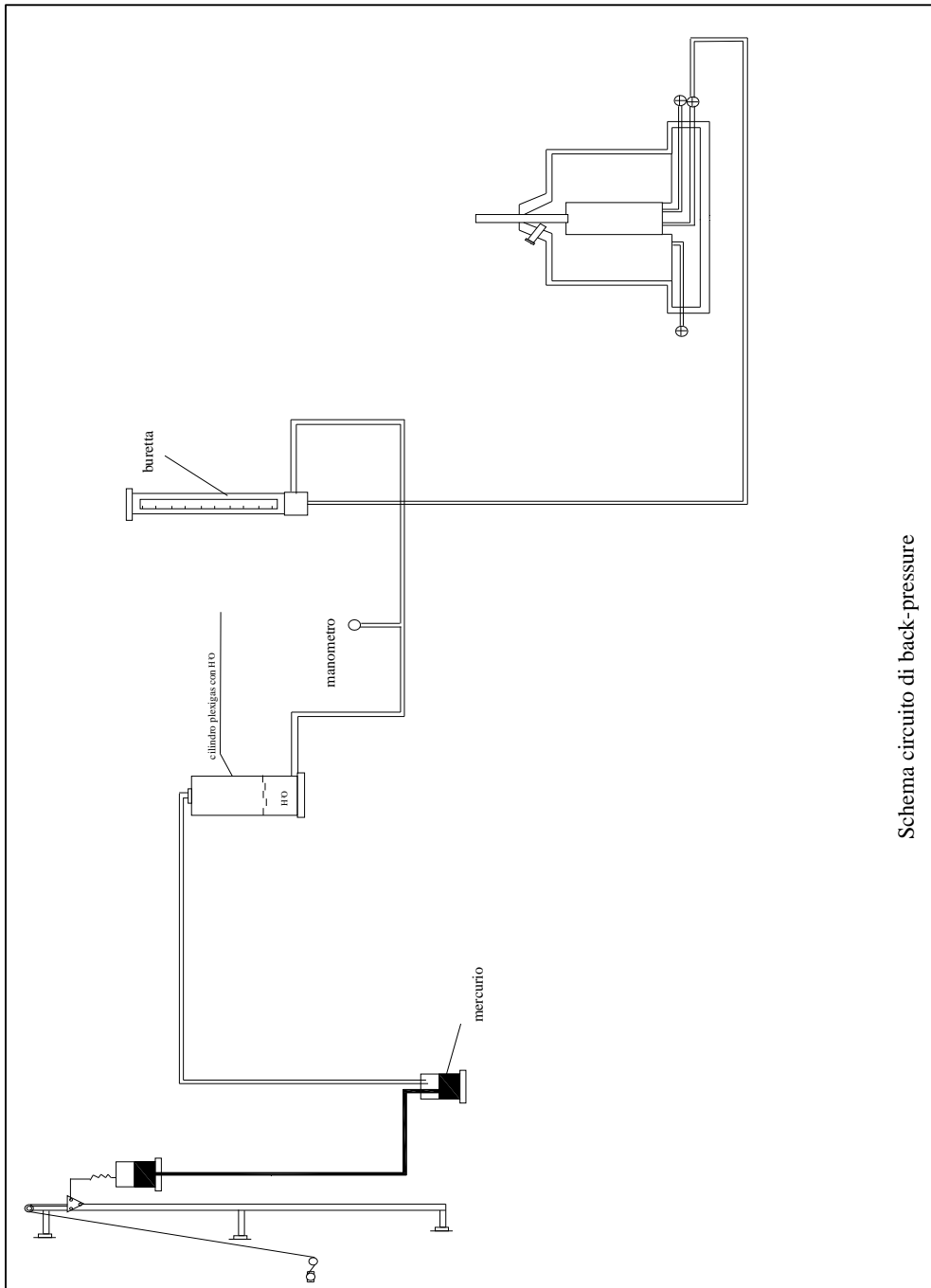
Per la misura delle deformazioni assiali sono stati utilizzati micrometri millesimali e centesimali meccanici fissati ad una prolunga solidale con la testa del pistone di carico. In tal modo si misura lo spostamento relativo assiale del pistone rispetto al corpo di cella. Ritenendo trascurabile la deformabilità degli elementi- pistone e piastra-interposti questo valore viene assunto pari allo spostamento assiale del provino stesso.

Il carico assiale è stato misurato con celle di carico della HBM .

Nelle figure seguenti sono schematizzati i circuiti di alimentazione della tensione di cella e della back-pressure ottenuti combinando in modi diversi le apparecchiature prima descritte.







Schema circuito di back-pressure

Cella da 10 MPa

La cella da 10 MPa (Fig. 3.6) consente l'applicazione di pressioni di cella fino ad un valore massimo di 10 MPa e l'esecuzione di prove isotrope e triassiali con controllo continuo ed automatico di tutti i parametri di prova. Con un bellofram possono essere condotte prove a "stress path controllato", con una pressa da 100kN prove a "velocità di spostamento controllata".

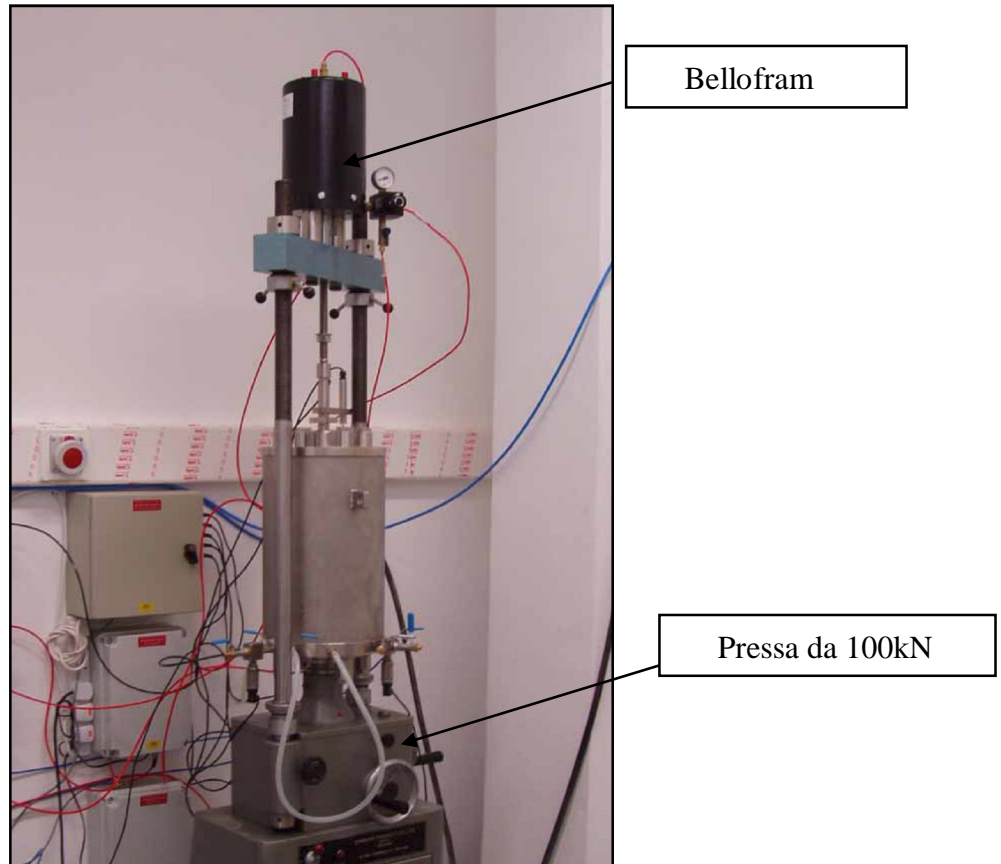


Fig. 3.6 - Cella da 10 MPa

Le due basi sono collegate da quattro montanti in acciaio, che realizzano una struttura rigida (Fig. 3.7). Questa viene quindi inglobata all'interno di un cilindro costituente la superficie laterale della camera della cella. La tenuta ermetica della cella si ottiene poggiando, sulla base superiore del telaio, un disco di acciaio, mediante perni, che rendono solidali il telaio e il cilindro. Sulle due piastre sono realizzati due incavi circolari di diametro pari a quello del cilindro della cella nei quali vengono alloggiati degli o'ring che compressi garantiscono la tenuta idraulica della cella.

Sulla base inferiore della camera, al suo interno, è alloggiato il supporto di acciaio del provino. Possono essere installati tre differenti supporti di diametro pari a 38 mm, 50 mm e 100 mm.

La cella di carico, di tipo sommergibile, è posta all'interno della camera triassiale ed è fissata all'estremità inferiore del pistone per l'applicazione del carico assiale. Il pistone (Fig. 3.8), attraversata la piastra superiore della cella, attraverso un foro a perfetta tenuta idraulica, viene connesso al dispositivo di carico.



Fig. 3.7 - Telaio della cella

Sul pistone di carico, esternamente alla cella, è montato un blocco che può essere fissato ad una qualsiasi altezza lungo il pistone per impedire che questo scenda oltre un limite stabilito. All'esterno della cella, sulla superficie laterale della piastra superiore, è fissato un elemento verticale in acciaio sulla cui estremità piana poggia il trasduttore per la misura dello spostamento assiale del provino.

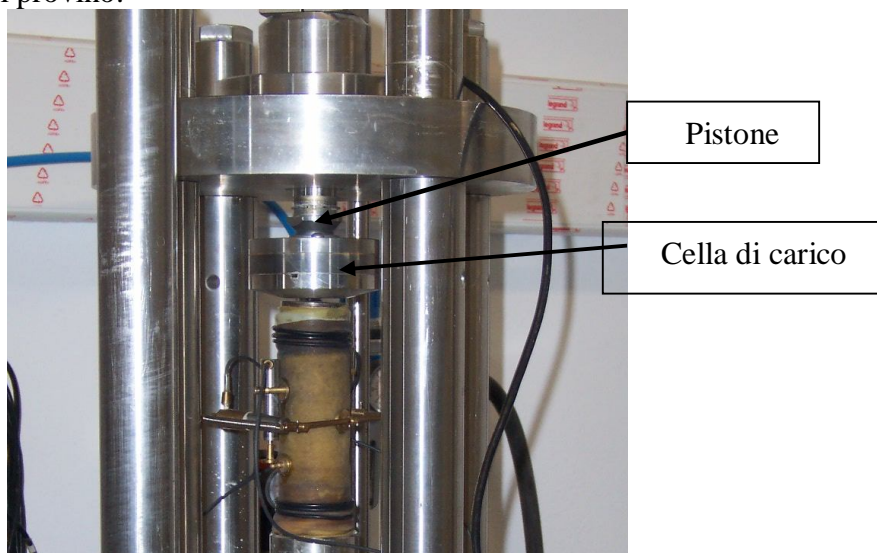


Fig. 3.8- Pistone e cella di carico

La camera triassiale presenta cinque connessioni idrauliche con l'esterno, poste tutte sulla piastra inferiore e intercettate da rubinetti (Fig. 3.9). Un foro (n.°1) permette l'ingresso dell'acqua di cella, proveniente dal circuito idraulico generale. All'esterno della cella, a ridosso del foro, è installato il trasduttore per la misura e il controllo della pressione di confinamento. Un rubinetto separa la cella dal trasduttore di pressione. Un secondo rubinetto esclude la cella dal circuito idraulico generale e dalla pompa per la regolazione della pressione di cella lasciandola in comunicazione solo con il trasduttore. Quando non si ha la necessità o non si vuole regolare la pressione di confinamento e si vogliono però monitorare i valori che questa assume nel tempo, questo secondo rubinetto viene chiuso. Se invece viene chiuso il primo rubinetto, quello cioè che separa la cella dal trasduttore di pressione,

quest'ultimo registrerà i valori di pressione nella pompa. Questa operazione viene eseguita quando si deve operare sulla pompa o si vogliono misurare i valori di pressione nel circuito idraulico generale. Un secondo foro (n.°2) viene intercettato all'esterno da un rubinetto che sbocca nell'atmosfera e serve per il riempimento e per lo svuotamento della cella. Sulla piastra superiore della cella è presente un foro (n.°3) che, quando la macchina è in funzione, viene chiuso ermeticamente da un perno filettato. Tale foro mette comunicazione la cella con l'atmosfera consentendo. Sul supporto a contatto con il provino sono presenti due fori (fori n.° 4 e n.° 5)(Fig. 3.10), qui sono alloggiati due tubicini in acciaio che raggiungono la piastra inferiore della camera triassiale per essere connessi a dei fori, realizzati nella suddetta piastra, che sboccano all'esterno della cella. Ad uno di questi due fori, è collegato un trasduttore di pressione per la misura della back pressure . Esso è posto tra due rubinetti che vengono chiusi, uno alla volta, per misurare la pressione nel provino o, alternativamente, nell'interfaccia acqua-aria (volume gauge) che completa il sistema di drenaggio. Un terzo rubinetto è collegato al trasduttore della back pressure e sbocca nell'atmosfera. Seguendo il secondo foro che parte dalla superficie superiore del supporto del provino si giunge, come già detto, all'esterno della cella e da qui al circuito idraulico generale. Subito a valle del foro vi è un rubinetto (nello schema denominato B.P. drain), che intercetta questa linea.

Nelle prove a stress path controllato il carico verticale viene applicato mediante un dispositivo funzionante ad aria compressa, sostenuto da una traversa rigida che sovrasta la cella e che viene ancorata ai due montanti della pressa da 100 kN (Fig. 3.6). Esso è prodotto industrialmente dalla ditta "Marsh Bellofram" e la sua denominazione commerciale è "Diaphragm air cylinder". Questo strumento è costituito da un cilindro cavo, chiuso ermeticamente alle basi, il cui spazio interno è suddiviso da due diaframmi(realizzati con un elastomero di Neoprene rinforzato con struttura "Flex-Weave Dracon) in tre camere, non in comunicazione tra di esse, disposte in serie lungo l'asse del cilindro. Le due camere d'estremità sono riempite di aria compressa. All'interno della camera centrale c'è un pistone che può scorrere dentro il cilindro; i due diaframmi sono saldati a tenuta su questo pistone. La pressione all'interno della camera superiore viene controllata da un regolatore comandato dal software di controllo, mentre nella

camera inferiore la pressione viene fissata ad un valore costante mediante un regolatore di pressione manuale dotato di manometro analogico.

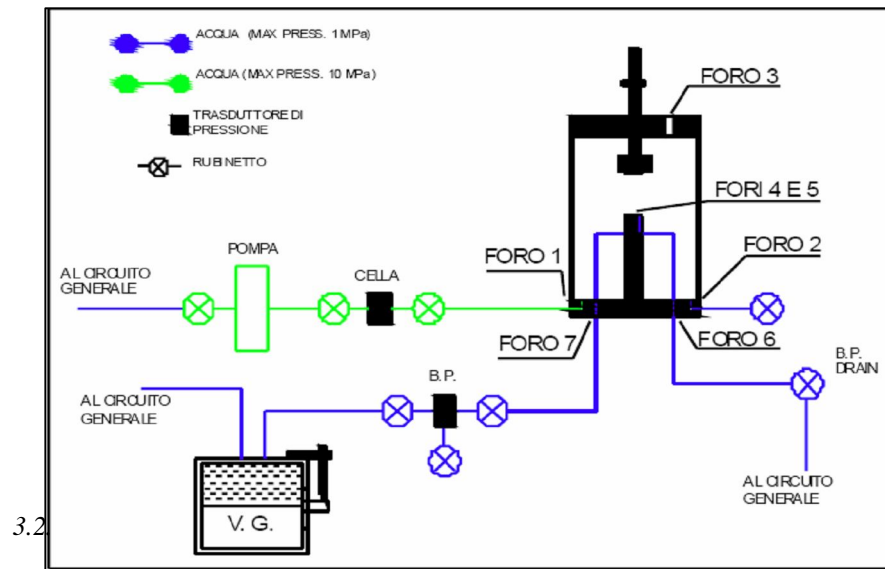


Fig. 3.9 -Collegamenti idraulici della cella.



Fig. 3.10 - Fori per il drenaggio alla base del provino.

La camera superiore, quando è soggetta ad una pressione maggiore di quella della camera inferiore, si espande, determinando così l'abbassamento del pistone a cui è rigidamente collegata una barra in acciaio cromato che penetrando all'interno della cella trasmette il carico assiale sul provino. Nelle prove a strain path, viene utilizzata la pressa da 100 kN pertanto il dispositivo Bellofram viene disattivato, fungendo da semplice contrasto per la pressa. Il carico massimo che il cilindro Bellofram può applicare è pari a 25 kN. La corsa del pistone risulta essere di 14 cm circa. La massima pressione dell'aria a cui il dispositivo può lavorare è di 10 bar mentre la temperatura di esercizio può variare tra 40° C e 107° C.

Un regolatore manuale di pressione, prodotto dalla ditta "Watson-Smith", munito di manometro analogico, permette di impostare un valore stabilito di pressione nella camera inferiore del cilindro Bellofram e di controllare la pressione dell'aria nell'air-water interface presente nel circuito idraulico generale. Lo strumento ha un'elevata stabilità termica: le variazioni di pressione (tra -20° C e +60° C) sono inferiori allo 0,7%. Per il corretto funzionamento dello strumento il circuito di alimentazione è dotato di adeguate apparecchiature di essiccamento.

La RAM costituisce l'elemento preposto alla regolazione della pressione nella camera superiore del Bellofram. Il suo controllo e, di conseguenza, il controllo del Bellofram, avviene per via digitale ed è affidato esclusivamente al software che governa la macchina. La RAM è montata all'interno di una scatola contenente:

- 1) dispositivo elettronico per la comunicazione tra RAM e sistema di controllo;
- 2) motore a passo;
- 3) regolatore di pressione, identico a quello utilizzato per la camera inferiore del Bellofram, in cui però la manopola per la regolazione manuale della pressione è sostituita da una vite senza fine collegata al motore a passo.

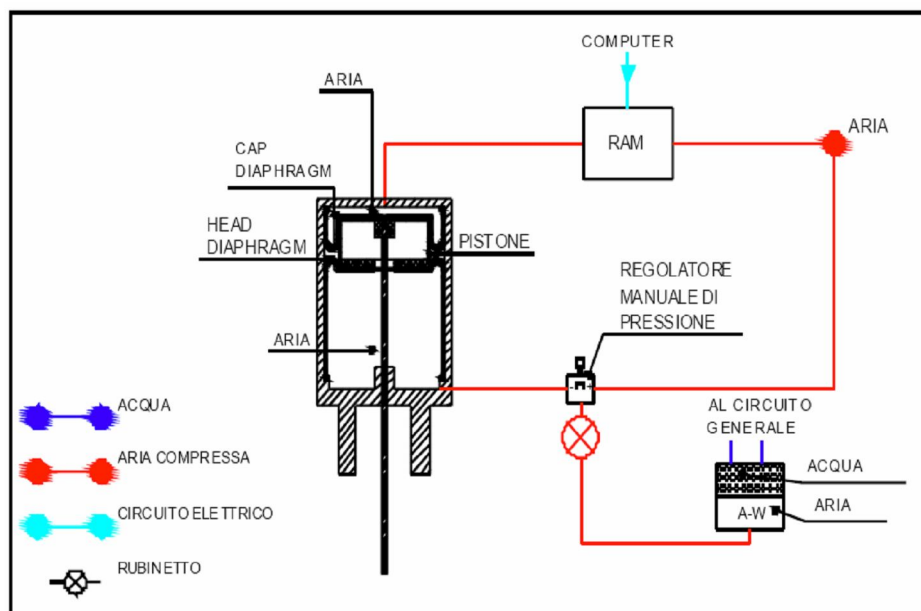


Fig. 3.11 - Bellofram e sistema di controllo

La pressione di confinamento nella cella viene applicata e regolata mediante una pompa costituita da una vite senza fine che si muove all'interno di un cilindro di acciaio, spinta da un motore a passo (Fig. 3.12); quest'ultimo è comandato, mediante una centralina, dal software di controllo. Inoltre è possibile escludere il controllo automatico da parte del software e regolare manualmente il verso di avanzamento della pompa e la velocità del motore a stesso. La pompa è collegata alla cella mediante un tubo capace di resistere ad una pressione massima di 10 MPa. Tra la cella e la pompa è installato un trasduttore di pressione e due rubinetti. La pompa viene alimentata di acqua dal circuito generale dal quale può essere esclusa mediante un rubinetto. Tale operazione viene eseguita quando si deve portare la pressione di confinamento a valori superiori a 1 MPa, non potendo sopportare il circuito generale tali pressioni. In prossimità di questo rubinetto, sul lato del circuito generale, è installata una valvola di sicurezza che, nel caso di non perfetta tenuta del rubinetto stesso e per pressioni di cella superiore a 0,8 MPa, si apre automaticamente nell'atmosfera, salvaguardando così l'integrità del circuito.

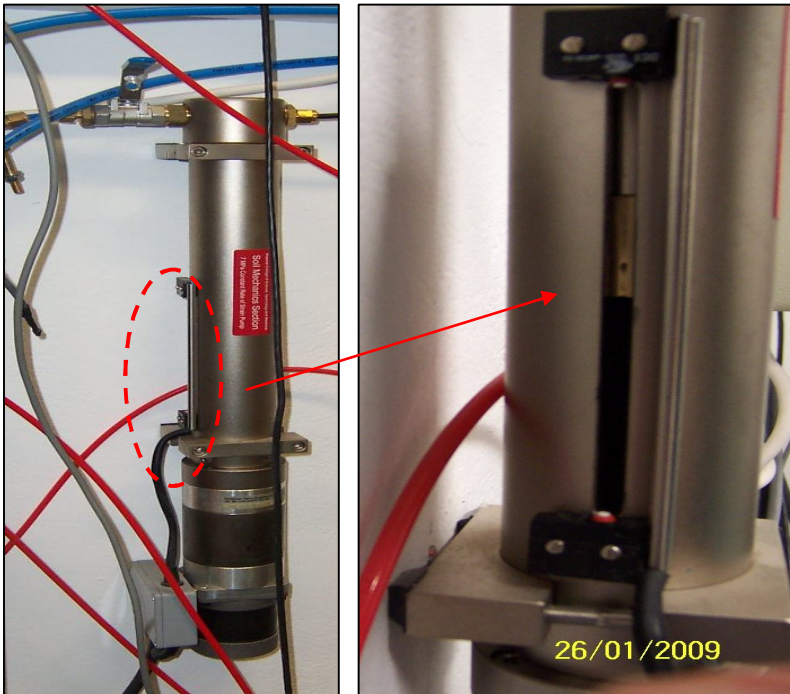


Fig. 3.12 -Pompa per l'applicazione della pressione di confinamento

Quando il pistone della pompa arriva a fine corsa è necessario riportarlo ad una posizione intermedia. A tale scopo è necessario chiudere il rubinetto posto tra la cella e il trasduttore di pressione, così da mantenere inalterata la pressione di cella e poter contemporaneamente misurare la pressione dell'acqua nella pompa. Fatto ciò, si abbassa la pressione nel circuito della pompa fino ad un valore inferiore ad 1 MPa, si apre il collegamento con il circuito generale, dove la pressione è di pochi kPa, e si procede ad abbassare o ad alzare il pistone.

L'applicazione della pressione interstiziale alla base inferiore del provino è affidata ad un regolatore di pressione d'aria, azionato da un motore a passo che viene governato dal software di controllo. Il sistema regola la pressione dell'aria all'interno della camera inferiore di un'interfaccia aria acqua (volume gauge) (Fig. 3.13).



Fig. 3.13 - Volume gauge.

Il volume gauge è costituito da un cilindro di acciaio che contiene al suo interno una membrana, realizzata in tessuto Bellofram, che lo divide in due camere non comunicanti tra loro. La camera superiore, contiene acqua ed è in comunicazione, attraverso un rubinetto (BP) con il foro n.°4 alla base del provino (Fig. 3.9) e al circuito idraulico generale, quella inferiore contiene aria in pressione. La massima pressione di esercizio del volume gauge è pari ad 1 MPa, pertanto lungo il circuito che collega il volume gauge con la base del provino è installata una valvola di sicurezza che salvaguarda il volume gauge da un'eventuale rottura della membrana che riveste il provino, nel caso in cui la pressione di confinamento è superiore ad 1 MPa. La camera d'aria del volume gauge è collegata con un regolatore di pressione che governa la back pressure. Al diaframma che separa le due camere all'interno del volume gauge è collegato un trasduttore di spostamento, con il quale si misurano le variazioni di volume del provino.

Tutti i tubi che costituiscono il circuito generale, nonché i tubi del sistema di drenaggio, il volume gauge e il manometro installato nel pannello di

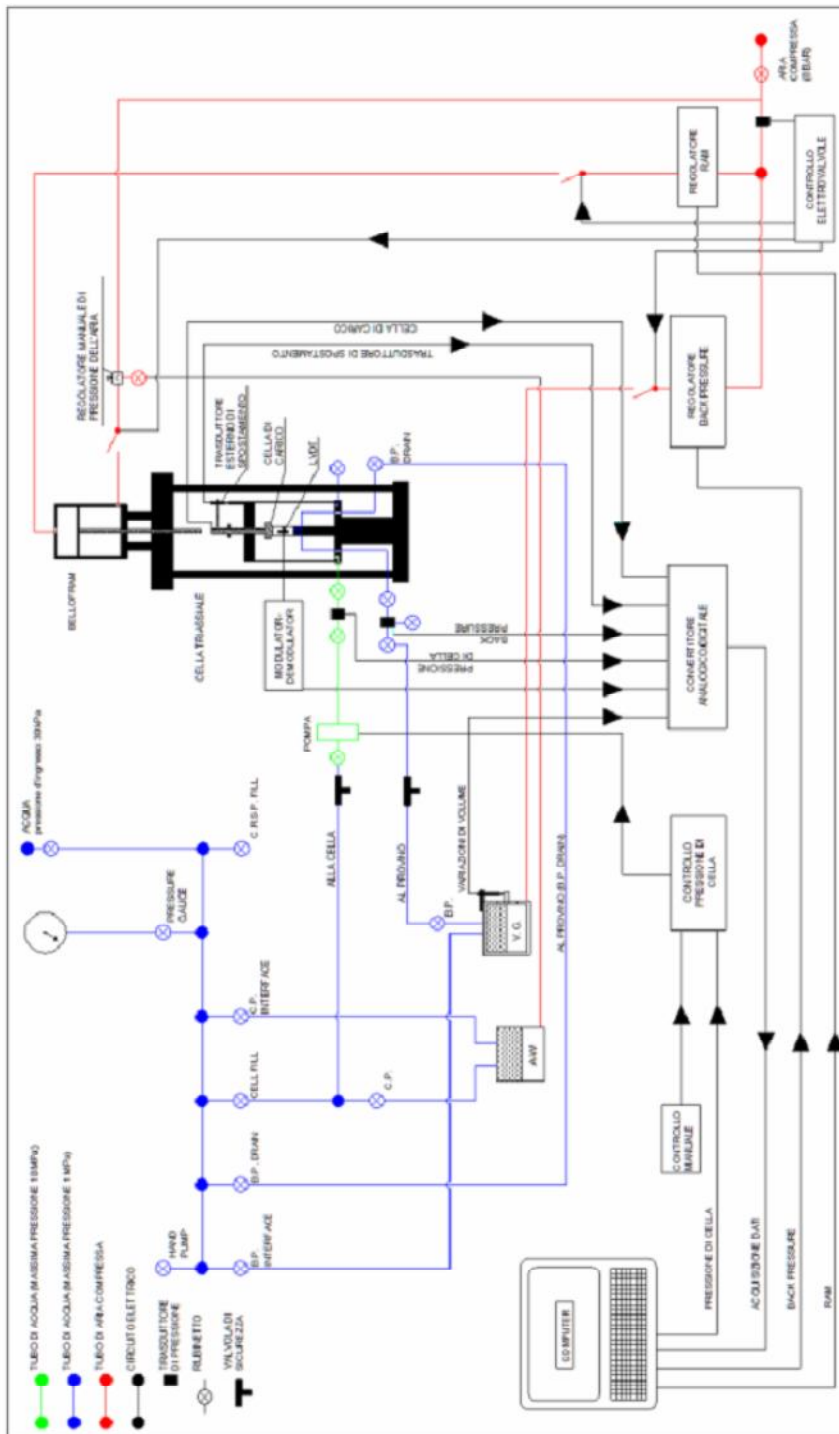
controllo, sopportano una pressione di esercizio massima di 1 MPa. Un rubinetto generale separa il circuito dalla riserva d'acqua che alimenta tutto il sistema. Da qui il tubo principale si snoda in sette diramazioni, ciascuna intercettata da un rubinetto: C.R.S.P. fill; Pressure gauge ; C.P. interface ; Cell fill; B.P. drain; B.P. interface ; Hand pump. Tutti questi rubinetti sono montati su un pannello di controllo. I due rubinetti C.R.S.P. fill e Hand pump sboccano entrambi nell'atmosfera. Pressure gauge è collegato ad un manometro che, con l'opportuna configurazione di tutti i rubinetti del sistema, consente di misurare la pressione nella parte desiderata del sistema, almeno fino a quando questa è inferiore ad 1 MPa. B.P. interface conduce al volume gauge , invece B.P. drain al provino. C.P. porta ad una interfaccia aria-acqua. Cell fill si divide in due rami: uno porta alla cella, l'altro all'interfaccia aria-acqua del circuito idraulico generale. L'interfaccia aria-acqua del sistema, il cui funzionamento è identico a quello illustrato per il volume gauge , viene governata da un regolatore manuale di pressione, lo stesso che controlla la pressione all'interno del Bellofram.

L'acqua utilizzata nel sistema proviene da un recipiente in plexiglas chiuso ermeticamente e posto ad un'altezza tale da servire i circuiti per semplice caduta. Esso viene riempito attraverso un sistema di generazione del vuoto che, creando una depressione all'interno del recipiente stesso, fa sì che al suo interno venga richiamata l'acqua contenuta in un secondo recipiente posto a terra. Riempito il recipiente di alimentazione della cella, è possibile deaerare l'acqua in esso contenuta mediante lo stesso sistema di generazione del vuoto.

La riserva di aria compressa che alimenta tutto il sistema è costituita da un serbatoio da 1 m³, alimentato da un compressore. L'aria immessa nei circuiti della cella viene trattata mediante un sistema di refrigerazione e scarico della condensa, costituito da un frigorifero, un filtro e tre elettrovalvole ad apertura temporizzata per l'allontanamento della condensa. Un rubinetto generale intercetta il tubo che porta l'aria compressa dal serbatoio ai circuiti della cella. Da questo punto, il tubo principale si divide in tre diramazioni: una prima diramazione porta al regolatore manuale di pressione che controlla l'interfaccia aria-acqua di sistema e la camera inferiore del cilindro Bellofram; le altre due diramazioni alimentano rispettivamente la RAM e il regolatore della back pressure. Subito a valle del rubinetto generale è installato un

senso che misura istante per istante la pressione dell'aria nel circuito e trasmette il dato ad una centralina elettrica, indipendente dal sistema di controllo della cella, che arresta il flusso dell'aria compressa nel caso in cui la pressione dell'aria in ingresso si abbassi sotto il livello di soglia prestabilito o se si verifica un'interruzione di alimentazione dell'energia elettrica. In particolare, questa centralina comanda tre elettrovalvole: una prima valvola chiude, se si verificano i due casi sopra specificati, il tratto che dalla RAM porta alla camera superiore del cilindro Bellofram. Una seconda valvola interrompe il flusso che va dal regolatore della back pressure alla camera inferiore del volume. L'ultima valvola è posta tra la camera inferiore del Bellofram e il regolatore manuale di pressione. Se si verifica la situazione in cui la pressione dell'aria nel circuito generale diminuisce fino al livello di soglia prestabilito, attivandosi di conseguenza le tre elettrovalvole che interrompono il flusso dell'aria compressa, i due regolatori di pressione presenti nel sistema, RAM e BACK PRESSURE, non interrompono il loro funzionamento, essendo controllati dal software della cella. Di conseguenza, i tratti di circuiti posti tra i due regolatori di pressione e le elettrovalvole possono raggiungere valori di pressione diversi da quelli presenti nel cilindro Bellofram e nel volume gauge. È dunque necessario, prima di riavviare il sistema, verificare le differenze di pressione a monte e a valle di ciascuna elettrovalvola. A tal fine sono stati installati, lungo il tubo che dalla RAM giunge alla camera superiore del Bellofram, due trasduttori di pressione, posti a cavallo dell'elettrovalvola. È così possibile, prima di riaprire questa elettrovalvola, verificare i valori di pressione a monte e a valle di essa .

Nella figura seguente si riporta lo schema complessivo del sistema.



La cella triassiale è dotata di:

- 1) un trasduttore lineare per la misura dello spostamento assiale, posto esternamente alla cella e collegato rigidamente al pistone di carico
- 2) una cella di carico sommergibile da 50 kN (Fig. 3.8) per la misura del carico assiale, posta all'interno della cella, all'estremità inferiore del pistone di carico. La massima pressione di esercizio della cella di carico è di 7 MPa; le temperature di esercizio sono comprese tra -20°C e $+80^{\circ}\text{C}$
- 3) un trasduttore di pressione a membrana da 100 bar, per la misura della back pressure
- 4) un trasduttore di pressione a membrana, da 100 bar per la misura della pressione di cella
- 5) un trasduttore di spostamento collegato al volume gauge che permette di misurare le variazioni di volume del provino saturo d'acqua
- 6) tre trasduttori interni, di tipo LVDT, per la misurazione degli spostamenti locali, assiali e radiali, del provino (Fig. 3.14). I trasduttori di spostamento LVDT (Linear Variable Differential Transformer) si compongono di un corpo cilindrico, dotato di un foro assiale in cui può scorrere il nucleo, che contiene un trasformatore differenziale, costituito da tre avvolgimenti, di cui uno primario e due secondari. Il principio di funzionamento del trasduttore LVDT si basa sull'induzione elettromagnetica; lo spostamento del nucleo varia l'accoppiamento magnetico tra i due avvolgimenti secondari rispetto a quello primario. Per soddisfare questa condizione, il nucleo è costruito in materiale ad elevatissima permeabilità magnetica e la prolunga deve essere costruita in materiale non- magnetico. La differenza delle tensioni indotte è proporzionale allo spostamento del nucleo dal centro. Dopo aver impostato la tensione proveniente dall' LVDT a zero (senza armatura all'interno), i trasduttori vengono posizionati in prossimità della loro massima estensione. L' LVDT viene collegato rigidamente ad un supporto esterno che ne garantisce il corretto posizionamento mentre il nucleo (core) dello strumento è posto a contatto con un elemento metallico fissato con della colla alla membrana del provino. Lo spostamento del nucleo viene trasformato in una variazione di potenziale elettrico che può essere rilevata dal sistema d'acquisizione. Prima di utilizzare l' LVDT occorre conoscere la costante di proporzionalità tra la differenza di potenziale [mV] in uscita e lo spostamento registrato dallo strumento. La calibrazione degli strumenti

consiste nell'assegnare ciclicamente spostamenti noti agli LVDT e nel rilevare le differenze di potenziale in uscita; successivamente i dati vengono interpolati ricavando la pendenza e l'intercetta della retta che rappresenta la proporzionalità tra le due grandezze in esame. Questa operazione deve essere effettuata all'inizio di ciascuna prova (Fig. 3.16).

Tutti i trasduttori sono collegati ad un convertitore A/D a 16 canali ("MSL DATASCAN 7020") che trasforma il segnale analogico trasmesso dai sensori di misura in un segnale digitale e lo invia al software di controllo. I canali possono essere specificati o come intervalli di 100 mV, adatti per gli strumenti con strain-gauged (celle di carico, trasduttori di pressione, trasduttori di spostamento), o alternativamente come intervalli di 10 V, adatti per gli LVDT. L'unità MSL fornisce una conversione A/D a 16 bit con una risoluzione di 0,6 μ V per l'intervallo inferiore di 100mV. La comunicazione con il PC su cui è installato il software, avviene attraverso una porta seriale installata su quest'ultimo.

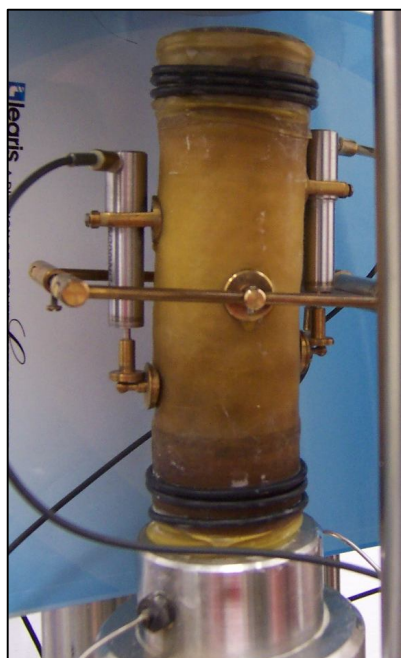


Fig. 3.14- LVDT montati sul provino

Il sistema di controllo della cella è costituito da un software (“TRIAX” Dr D.G.Toll Geotechnical Systems Group, University of Durham,) installato su PC, che riceve ed elabora i dati di misura provenienti dal Datalogger e governa, mediante i vari regolatori di pressione descritti nei precedenti paragrafi, la pressione di cella, la back pressure e il carico assiale nelle prove a stress path. Il sistema di controllo richiede un personal computer, un device di acquisizione dei dati e dei “controllers” di pressione (es. valvole dell’aria), di volume (piston pumps), e di spostamento (loading frame).

Per l’acquisizione dei dati, il software configura il trasduttore come *channels* su cui viaggia il segnale digitale relativo al parametro fisico misurato (*variable*). Di ogni canale è possibile definire il nome, il sistema di acquisizione, se sono presenti più sistemi di acquisizione, la risoluzione di acquisizione, l’unità di misura del segnale elettrico. I canali definiti nel sistema, collegati al MSL Datascan, sono:

- 1) load, per la cella di carico;
- 2) cell, per la pressione di confinamento;
- 3) back , per la back pressure;
- 4) displacement, per lo spostamento esterno;
- 5) volume gauge , per le variazioni di volume;
- 6) radial strain belt, per le deformazioni radiali locali del provino;
- 7) internal strain, per le deformazioni assiali locali del provino.

Le variabili sono:

- a) variabili di sistema: data, ora, timer;
- b) variabili associate ciascuna ad un canale: load; cell; back; displacement; volume gauge ; radial strain; internal strain.
- c) variabili fornite dall’utente: proprietà fisiche iniziali del provino.
- d) variabili non direttamente misurate, ma calcolate attraverso equazioni definite dall’utente.

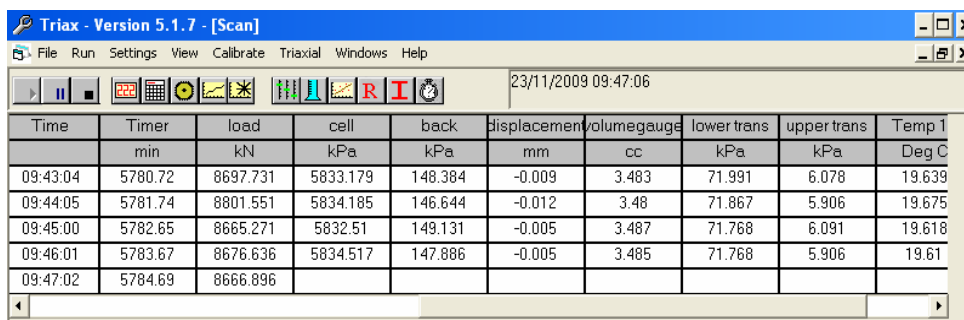
Il controllo del sistema utilizza il concetto di stage. Ciascuna prova può essere divisa in un certo numero di *stages*, con dei parametri di controllo. Dallo stage è possibile attivare gli *allarmi* che verificano che certe condizioni siano soddisfatte e possono o arrestare il controllo o trasferirlo ad un altro stage . Il controllo si basa sull’osservazione della differenza fra il valore corrente e il valore richiesto. Il primo è calcolato usando un’equazione di controllo specificata dall’utente, il valore richiesto è definito direttamente

dall'utente e può essere raggiunto imponendo degli incrementi o decrementi. Ciò permette che il valore richiesto aumenti o diminuisca linearmente (con incrementi definiti), a partire dal primo valore specificato dall'utente. Variazioni nel tempo più complesse possono essere realizzate inserendo il tempo come variabile nell'equazione di controllo. Per ogni variabile governata dal sistema può essere definita una fascia di tolleranza al cui interno non ci sarà nessun controllo sulla variabile da parte del sistema. Se il valore corrente non rientra nella tolleranza il sistema si attiverà per riportare la variabile al valore stabilito. Nell'impostare lo stage deve essere inoltre specificato una variazione massima (*maximum change*) (per esempio massimo numero di passi del motore, o un valore massimo di cambiamento di pressione). Ciò fornisce "una rete di sicurezza" per evitare che un regolatore di pressione dia un incremento troppo grande rispetto agli altri regolatori.

Durante l'esecuzione delle prove è possibile monitorare in tempo reale le variabili la cui scansione e registrazione nel file avviene ad intervalli di tempo regolare e definiti dall'utente. Con la funzione *graph* le grandezze possono essere rappresentate in tempo reale sotto forma di diagrammi, le cui variabili possono essere definite e imposte di volta in volta dall'utente.

La funzione "*control*" consente il controllo delle pressioni e degli spostamenti attraverso un "central device" connesso al computer. Il programma, come detto, permette inoltre la calibrazione dei trasduttori.

Nelle figure seguenti sono riportate delle schermate tipiche per l'impostazione delle operazioni descritte, viene riportato anche un esempio di impostazione dello stage di una prova di compressione.



Time	Timer	load	cell	back	displacement	volumegauged	lower trans	upper trans	Temp 1
	min	kN	kPa	kPa	mm	cc	kPa	kPa	Deg C
09:43:04	5780.72	8697.731	5833.179	148.384	-0.009	3.483	71.991	6.078	19.639
09:44:05	5781.74	8801.551	5834.185	146.644	-0.012	3.48	71.867	5.906	19.675
09:45:00	5782.65	8665.271	5832.51	149.131	-0.005	3.487	71.768	6.091	19.618
09:46:01	5783.67	8676.636	5834.517	147.886	-0.005	3.485	71.768	5.906	19.61
09:47:02	5784.69	8666.896							

Fig. 3.15 - Finestra per l'impostazione della scansione di acquisizione e registrazione

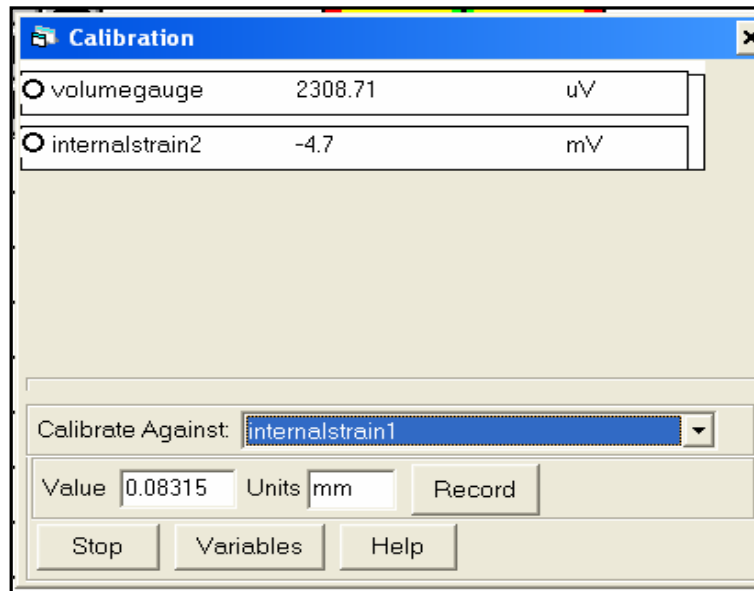


Fig. 3.16 - Finestra per la calibrazione

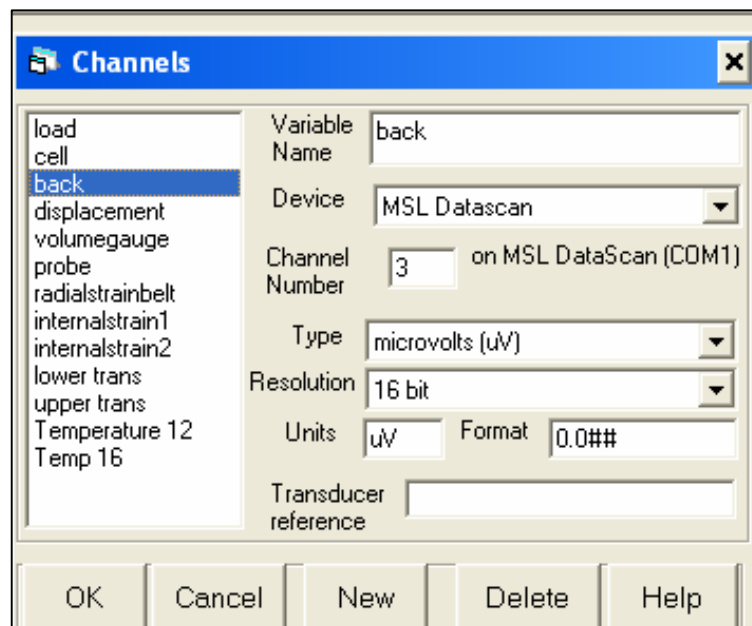


Fig. 3.17- Finestra per l'impostazione dei canali

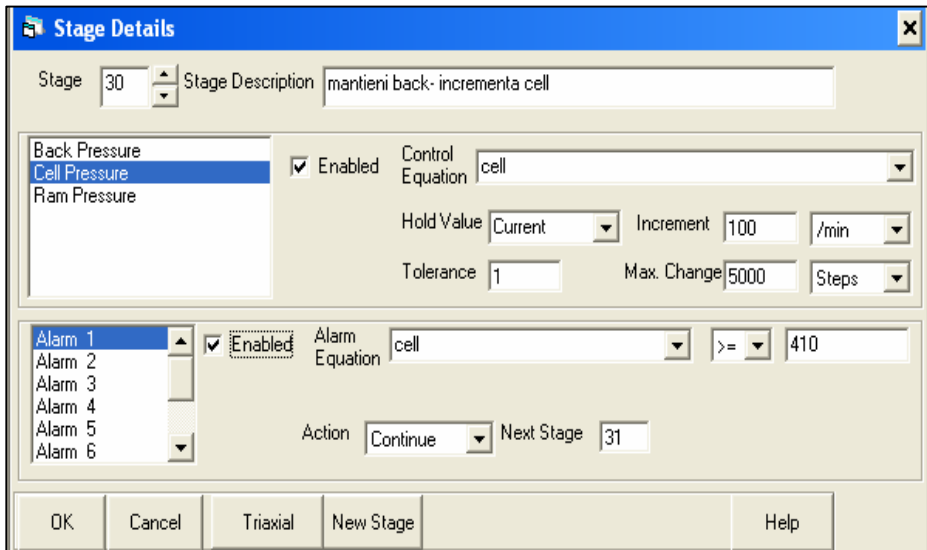


Fig. 3.18 - Finestra per l'impostazione dello stage

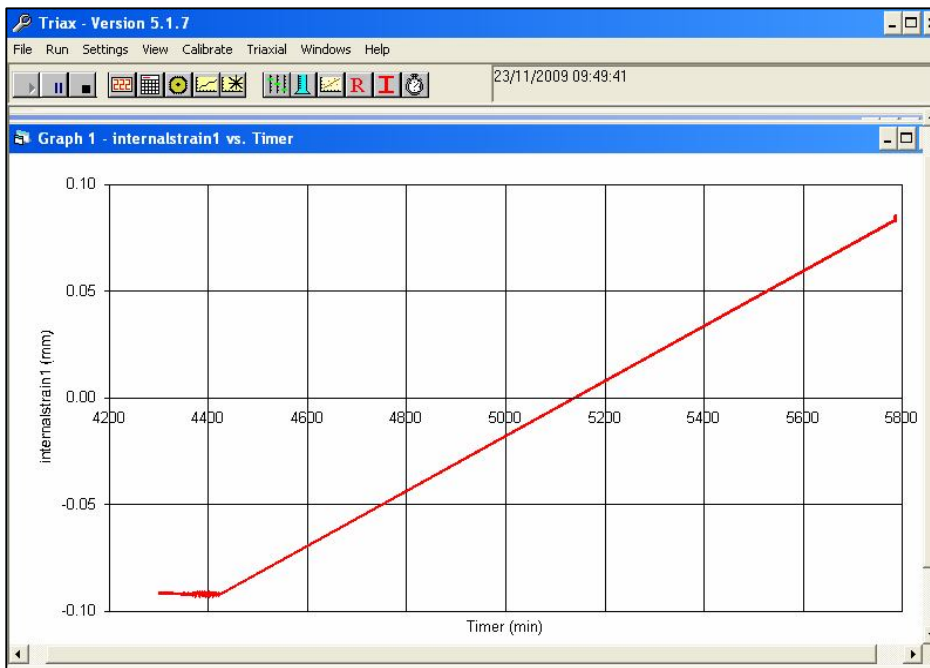


Fig. 3.19 - Finestra per la visualizzazione dei diagrammi in tempo reale

PREPARAZIONE E MONTAGGIO DEI PROVINI

Tecniche di saturazione

Nell'esecuzione delle prove è importante che il provino sia completamente saturo; il grado di saturazione, come è noto, può influenzare notevolmente il comportamento meccanico del materiale; inoltre, durante lo svolgimento di prove triassiali drenate il sistema di misura delle variazioni di volume richiede che il provino sia completamente saturo.

Per saturare i provini si è utilizzata la tecnica proposta da Rad e Clough (1984) che consiste nell'applicare il vuoto a campioni parzialmente saturi e di applicare successivamente la tecnica della contro-pressione per completarne la saturazione. A tal fine i campioni sono stati posizionati in un cilindro in plexiglas a tenuta, riempito d'acqua, all'interno del quale è stato applicato il vuoto di circa 80-90%. La saturazione dei provini con questa tecnica ha permesso di raggiungere valori del parametro B di Skempton pari a 0.6 ed è stato pertanto necessario ricorrere al metodo della contropressione dei pori applicando una pressione di circa 0.4MPa per 24-48 ore, ottenendo così un valore di B=0.96-0.97.

Dalla misura delle pressioni interstiziali è possibile controllare la saturazione del provino, verificando il valore del parametro B. Il test di saturazione (B-test), eseguito per tutti i provini prima di iniziare le prove, consiste nell'applicare un incremento non drenato di pressione di cella ($\Delta\sigma_3$) e nel misurare la risposta in termini di variazione di pressione neutra Δu . La relazione tra $\Delta\sigma_3$ e Δu è stata introdotta da Skempton(1954):

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

dove $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ sono gli incrementi di sforzo totale applicato. Nel caso di materiale saturo (S=1) si ha B=1.

In realtà

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_w}{C_{sk}}}$$

dove n, C_w , e C_{sk} sono rispettivamente la porosità, la compressibilità dell'acqua e la compressibilità dello scheletro solido. Assumendo $C_w = 0.5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{kg}$ e

$C_{sk} = 9.5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{kg}$ (Lagioia,1996) si ottiene un valore di B pari a 0.97, valore raggiunto da tutti i provini.

Riportato il contenitore in perspex, dove è stata eseguita la saturazione a pressione atmosferica, i provini sono stati infilati con un opportuno tendimembrana nella membrana di lattice (avente uno spessore di 0.2mm, un diametro non inferiore al 95% di quello del provino e una lunghezza superiore di almeno 50mm all'altezza del provino). Quest'operazione è stata effettuata sott'acqua evitando di intrappolare aria tra il provino e la membrana. Nelle prove eseguite ad alte pressioni e nelle prova isotropa, per evitare la perforazione della membrana, il campione è stato racchiuso in 2 membrane di uguale spessore .

La tenuta idraulica delle membrane attorno al provino viene realizzata mediante appositi anelli di gomma, sufficientemente rigidi di diametro compreso tra l'80 e il 90% di quello dei provini posizionati in corrispondenza del piedistallo di base e della testina di carico.

Le membrane vengono utilizzate per contenere il provino e impedire il contatto diretto con il fluido di cella.

Eseguite queste operazioni (mantenendo il provino sott'acqua), montata la cella e riempitala d'acqua, è stata completata la saturazione introducendo acqua in pressione (back pressure) attraverso il circuito di drenaggio; l'acqua in pressione viene infatti spinta all'interno del provino in modo che l'aria presente negli spazi intergranulari venga assorbita; inoltre l'utilizzo della back pressure permette la saturazione dei circuiti di drenaggio, degli interstizi tra membrana e provino e della testina di drenaggio, per effetto del dissolvimento delle bolle d'aria.

3.4. CELLA BIASSIALE

L'apparecchiatura biassiale del Laboratoire Sols, Solides, Structures dell'Università Joseph Fourier di Grenoble è costituita da una base fissa nella quale è alloggiato il campione e da una cella mobile (Fig. 3.20); il campione è posto tra due piastre trasparenti dello spessore complessivo di 50mm mantenute ad una distanza di 35mm che limitano la deformazione del campione in direzione trasversale e consentono di osservare il piano di deformazione durante il processo di carico..



Fig. 3.20 Cella piana, Laboratoire 3S-Grenoble

La cella è dotata di un motore elettrico connesso al pistone che permette di applicare il carico alla base superiore del campione, inducendone lo spostamento verticale, mentre la base inferiore resta fissa.

Sono state eseguite prove non confinate. L'acquisizione dei dati è affidata a 2 trasduttori:

- trasduttore di forza assiale: trasduttore HBM 19319, capacità massima pari a 20 kN.
- trasduttore di spostamento assiale: trasduttore MCB 8432429.

Con i due trasduttori è stato possibile determinare le seguenti grandezze:

- tensione assiale σ_1 : pari al rapporto tra la forza assiale F e la sezione trasversale A del campione.

-deformazione assiale ε_1 tra l'inizio della prova ed il generico istante:

$$\varepsilon_1 = -\ln \left(\frac{\Delta h + h_0}{h_0} \right)$$

essendo h_0 l'altezza iniziale del campione e Δh l'accorciamento registrato dal trasduttore di spostamento assiale.

Ciascun campione prima di essere posizionato all'interno dell'apparecchiatura è stato pesato e misurato con un calibro digitale, successivamente, per agevolare l'analisi delle immagini prese nel corso della prova, sulla superficie del campione è stato realizzato un motivo irregolare (pattern) utilizzando vernice spray nera e bianca (Fig. 3.21a).

Le due facce del campione a contatto con le piastre di plexiglas della cella sono state lubrificate con del grasso al silicone per ridurre l'attrito, così come le due basi a contatto con il supporto inferiore e la piastra superiore. Il campione è stato quindi bloccato tra le due piastre di plexiglas serrando, con una chiave dinamometria, le 4 viti di connessione. Con l'uso del carro ponte la campana d'acciaio viene calata sulla parte fissa della cella, con questa operazione il dispositivo di applicazione del carico viene fatto passare nell'intercapedine tra le due piastre rigide. Si monta infine il motore e si collegano i trasduttori di misura (Fig. 3.21 b).



Fig. 3.21 - a) Pattern sul campione b) dispositivo di applicazione del carico

Apparecchiatura fotografica ed elaborazione immagini

Durante l'esecuzione della prova è stato possibile scattare una serie di fotografie del piano di deformazione. L'apparecchiatura fotografica è collocata con l'obiettivo parallelo alla superficie maggiore del campione, l'illuminazione è affidata a 2 faretti fissati alla cella stessa. È stata utilizzata un'apparecchiatura fotografica ad alta risoluzione kodak Professional DCS PRO 14N). Le immagini ottenute con l'apparecchiatura fotografica sono state analizzate con il codice SEPT-D (Vacher,1999). Ciascuna immagine, trasformata in immagine numerica, viene convertita in scala di grigi.

La presenza delle puntature (pattern) sulle superfici del campione facilita il trattamento rendendo più agevole il riconoscimento delle varie zone del campione durante il confronto fra coppie di immagini successive paragonate in base ad un coefficiente di correlazione dell'intensità di grigio (Cor) dei pixels. Si determinano così gli incrementi di spostamento relativi a punti di riferimento individuati sulla superficie dei provini e si può osservare la formazione e la propagazione delle bande di taglio.



Fig. 3.22 - Posizionamento faretti e macchina fotografica

Monitoraggio emissioni acustiche

Il monitoraggio delle emissioni acustiche durante la prova permette di individuare gli istanti fondamentali dell'innesco e propagazione della frattura. La formazione e la propagazione della frattura sono accompagnate da un rilascio di energia elastica cui conseguono onde sonore. Pertanto un improvviso incremento dell'attività acustica è indicativo di un processo di apertura delle lesioni o della loro propagazione nel campione. Il rilevamento delle emissioni acustiche è affidato a dei trasduttori incollati direttamente sulla superficie laterale del campione che trasformano l'onda sonora in segnale elettrico. Il segnale attraversa quindi un amplificatore e arriva al sistema di acquisizione costituito da un computer munito di un software (MISTRAS) che consente di mostrare in tempo reale il segnale.

Al fine di potere registrare correttamente il segnale proveniente dall'emissione acustica è necessario che i sensori siano incollati nel migliore dei modi al campione; la superficie di contatto deve essere quanto più possibile piana e regolare, l'eventuale presenza di impurità o irregolarità sulla superficie del campione impedirebbe la trasmissione del segnale.

Durante la sperimentazione sono stati utilizzati 6 trasduttori piezoelettrici, 3 per ciascun lato, incollati, allineati ed ortogonalmente alla superficie del campione (Fig. 3.23)

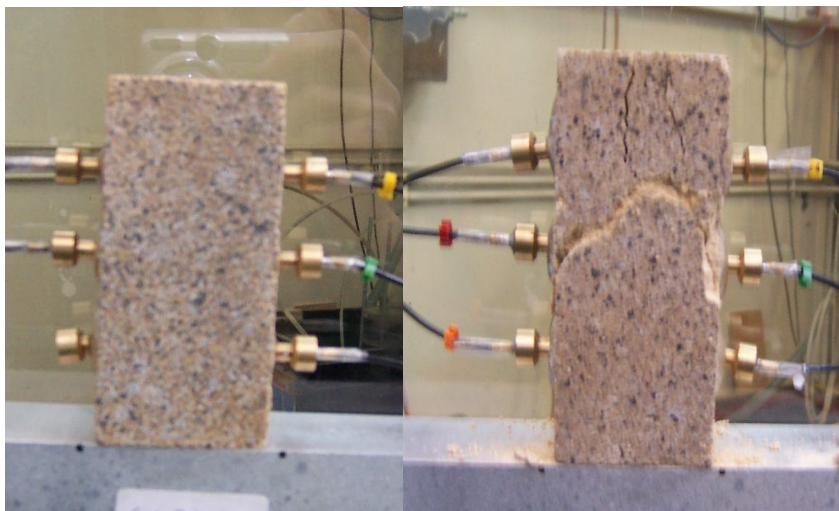


Fig. 3.23 - Trasduttori per la misura delle emissioni acustiche(foto campione prima e dopo la prova)

Il sistema di acquisizione è costituito da una centralina multicanale, da un convertitore analogico-digitale del segnale acustico, da un amplificatore, da un misuratore del livello di soglia e da un contatore delle oscillazioni del segnale. I parametri di ingresso da impostare sono: la frequenza di campionamento (conversione del segnale da analogico a digitale), la finestra temporale del segnale, dipendente dal tempo massimo entro il quale ci si attende il picco del segnale e dal tempo massimo di durata di un evento, il livello di soglia delle ampiezze che deve essere fissato per ciascuna prova con una specifica fase di calibrazione. Nel corso delle prove sono stati utilizzati livelli di soglia compresi tra 30 e 40 dB.

Le grandezze misurate dal segnale sono: evento (ogni segnale al di sopra del livello di soglia), conteggio di un evento, ampiezza di un evento (picco del segnale), durata di un evento, tempo di salita, energia di un evento .

Questo tipo di rilievo è stato possibile soltanto su campioni della calcarenite di Palermo le cui superficie si riuscivano a polire.

I risultati ottenuti con la procedura di correlazione di immagini e quelli ricavati dalla misura delle emissioni acustiche vengono poi correlati fra loro e con le misure forza-spostamento assiale.

3.5. APPARECCHIATURA PER PROVA DI TRAZIONE DIRETTA

Per la prova di trazione diretta si è utilizzata la stessa pressa utilizzata per le prove triassiali, invertendo la corsa del pistone. La prova è stata condotta a deformazione costante (0,04mm/min).

Per poter ancorare il campione alla pressa si è utilizzata della resina liquida (dello stesso tipo di quella per preparare la vetroresina). Si sono quindi realizzati al tornio degli anelli d'acciaio che, tramite viti, sono stati resi solidali a delle piastre con la funzione di contenere il provino la cui sezione è riportata in . La resina è stata posta nell'intercapedine tra la superficie interna dell'anello e quella del provino e il rischio di sfilamento è stato eliminato grazie ad un dentello appositamente realizzato internamente agli anelli sui quali sono stati saldati inoltre dei prolungamenti metallici che sono serviti da base per il comparatore di spostamento.

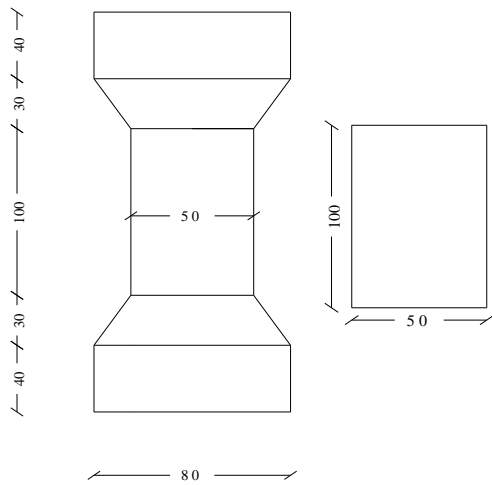


Fig. 3.24 Sezione e foto campione per prova di trazione



Fig. 3.25 Pressa utilizzata per le prove di trazione. Anellini contenimento e basi

Capitolo 4

Caratterizzazione fisica

4.1 PREMESSA

Come detto nel cap. 1, l'attività sperimentale è stata eseguita su tre litotipi provenienti dalla Sicilia sud-occidentale note, nella letteratura geologica, come “calcareniti di Marsala” affioranti nel territorio compreso tra Marsala e Mazara, e due litotipi presenti nella Sicilia occidentale, nella Piana di Palermo dove, in affioramento, si rinvengono le calcareniti appartenenti al complesso calcarenitico-sabbioso-argilloso (depositi quaternari). Dette rocce, caratterizzate da una resistenza bassa o estremamente bassa, evidenziano caratteri tessiturali e comportamento geotecnico variabili anche in corrispondenza di punti contigui di uno stesso deposito.

Nello sviluppo dello studio si è prestata particolare attenzione alla variabilità delle caratteristiche geotecniche. Dopo una preliminare suddivisione in funzione della configurazione macrostrutturale, si è effettuata l'identificazione geotecnica e successivamente sono state analizzate le caratteristiche di resistenza e di deformabilità.

4.2 DESCRIZIONE DELLE CALCARENITI

Le calcareniti sono rocce carbonatiche generalmente composte da una frazione litica e/o organogena; quest'ultima può essere costituita da diversi microrganismi. Ciascuna particella è ricoperta da uno strato di cemento di calcite di spessore variabile. Le calcareniti presentano differenti caratteristiche fisiche e meccaniche in relazione alla:

- dimensioni dei grani
- natura dei grani
- distribuzione e dimensione dei pori
- tipo di contatto tra i grani (puntuale, tangenziale, longitudinale)
- quantità di cemento presente
- resistenza dei grani
- resistenza del cemento

La composizione mineralogica, e in particolare il contenuto di carbonato, influenzano notevolmente le proprietà fisiche.

Il materiale oggetto della sperimentazione è stato prelevato da cave ubicate nel territorio di Mazara del Vallo (*Calcareniti di Marsala*) e dal sottosuolo del centro storico della città di Palermo (*Calcareniti di Palermo*),.

Le cave di Mazara del Vallo, distanziate fra loro circa 15 km, sono ubicate in contrada Castelluccio, dove è stata prelevata la calcarenite nel seguito denominata calcarenite **A** e in contrada Torretta, vicino a Capo Granitola, dove è stata prelevata la calcarenite **B** (Fig. 4.1a). Un terzo litotipo della calcarenite di Marsala è stata prelevata nel territorio di Mazara del Vallo in prossimità di via Vita. (litotipo **C**).

Nei primi due siti le calcareniti sono state campionate in cave di prestito in coltivazione, prelevandole in blocchi di forma cubica o parallelepipedica di spigolo prossimo ai 40 cm. Nel terzo sito il campionamento è stato effettuato in cave abbandonate da decenni immediatamente dopo l'inizio della coltivazione per la scadente qualità del materiale. Il prelievo è stato eseguito infiggendo, dopo una preliminare pulizia del fondo dello scavo, fustelle di acciaio di diametro 300 mm e peso 56 kg appositamente realizzate (Fig. 4.2).

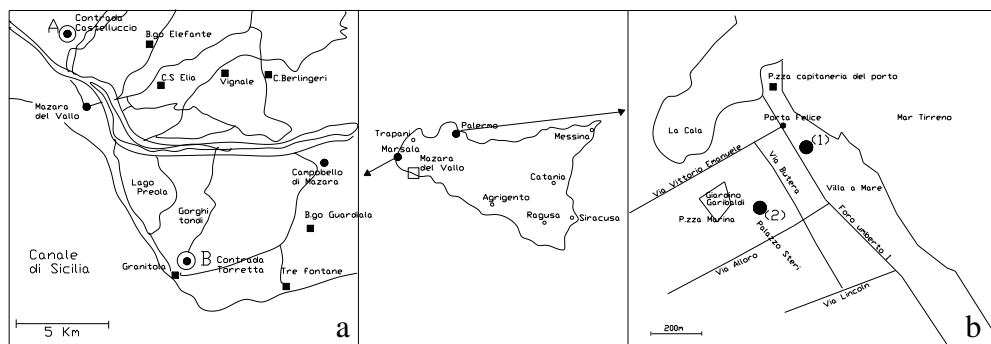


Fig. 4.1- Ubicazione dei siti di prelievo delle Calcareniti di Marsala e di Palermo.



Fig. 4.2 - Prelevamento con fustelle del litotipo Marsala C.

Le calcareniti di Palermo provengono da zone contigue al porticciolo della “Cala” (Fig.4.1b), di fronte a ‘Porta Felice’ e nell’area delle Carceri dei Penitenziati alle spalle di Palazzo Steri. Nel primo caso i campioni provengono da perforazioni per la realizzazione di paratie di pali a protezione di un impianto di sollevamento per il disinquinamento del sistema fognario di Palermo Est (Fig.4.3); nel secondo caso dai sondaggi eseguiti per lo studio dei terreni di fondazione delle Carceri dei Penitenziati.(Fig. 4.4).



Fig. 4.3- Porta Felice.



Fig. 4.4 - Fondazione Carceri dei Penitenziati.

4.2.1 Calcarenite di Marsala

I processi sedimentari da cui deriva la genesi della formazione della calcarenite di Marsala hanno determinato variabili caratteristiche tessiturali e geotecniche.

Il litotipo in esame è costituito da rocce clastiche, prevalentemente areniti, più o meno limose, di natura calcarea, porose, di colore giallastro, talora fossilifere; una parte dei clasti proviene dalla deposizione di scheletri calcarei di organismi animali marini, e dei relativi frammenti. Una parte restante dei clasti proviene dalla deposizione di minuti frammenti litici, originatisi in ambiente continentale e poi trasportati dai corsi d'acqua.

Nella formazione della calcarenite di Marsala (Arces e altri,1998) si riconoscono tre litotipi differenti, i quali possono geometricamente essere sovrapposti oppure adiacenti (Fig.4.5):

- 1) calcarenite da grossolana a fine, prevalente arealmente spesso indicata come “tufo di marsala”;
- 2) sabbia varicolore (dal rosso al giallo, al grigio);
- 3) argilla sabbiosa.

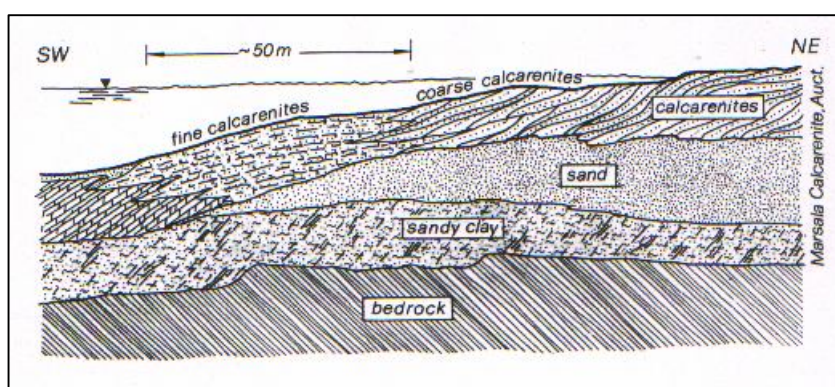


Fig. 4.5 - Sequenza sedimentaria.

Gli ultimi due litotipi, ricchi di microfossili e poveri di macrofossili, sono ubicati al letto del primo che invece è più ricco di macrofossili, per lo più molluschi.

La formazione si è depositata nel Pleistocene Inferiore in ambiente di spiaggia sommersa (Ruggieri,1974). L'evoluzione dell'ambiente deposizionale, e di conseguenza la geometria del corpo della “Calcarenite di Marsala”, è stata messa in relazione con un abbassamento relativo del livello del mare .

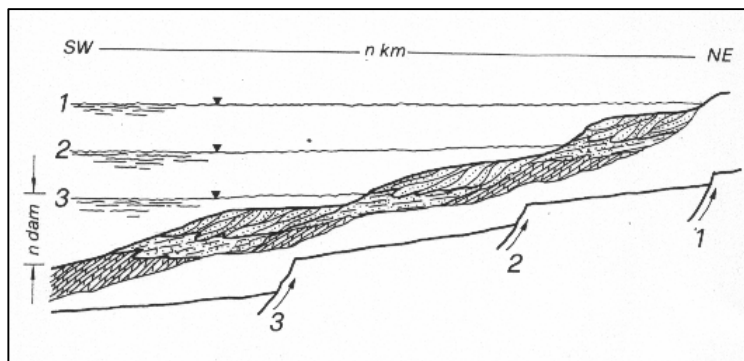


Fig. 4.6 - Migrazioni dei litotipi delle "Calcareni di Marsala" durante stadi successivi di abbassamenti relativi del l.m.m..

La calcarenite 1), a seconda della stratificazione e della dimensione dei grani, è a sua volta costituita da tre differenti litotipi:

- a) a grana da grossolana a media in strati di spessore variabile, mediamente pari al decimetro separati da livelli di argille sabbiose di spessore dell'ordine del centimetro;
- b) a grana media e fine con grani più o meno addensati;
- c) a grana grossolana anche rudita in banchi singoli di spessore variabile dal decimetro al metro.

Le calcareniti appartenenti al tipo b) o c) vengono utilizzate come materiale da costruzione.

Nelle cave sono stati prelevati campioni del litotipo b), nel quale prevalgono le calcareniti a grana fine e media costituite da clasti di origine prevalentemente organogena. Le differenze fondamentali, anche tra campioni prelevati a distanza non elevata uno dall'altro, sono essenzialmente conseguenti all'addensamento dei grani, alla porosità dei materiali e all'entità dei legami di cementazione.

4.2.2 *Calcarenite di Palermo*

I processi sedimentari hanno dato luogo alla creazione di litofacies calcarenitico-sabbiose, argillose-sabbiose, e conglomeratico-sabbiose sedimentatesi nel corso delle ultime vicende geologiche (fasi climatiche glaciali e interglaciali e imponenti fenomeni tettonici) che, a partire dal Pleistocene Medio, hanno determinato l'avanzamento o l'arretramento della linea di riva della costa settentrionale della Sicilia. Tali sedimenti presentano sotto l'aspetto composizionale, tessiturale e diagenetico caratteristiche variabili, correlabili con le differenti circostanze ambientali del deposito, conseguenti alle modificazioni, anche repentine, del quadro idrografico e morfologico della zona costiera cui conseguivano condizioni sedimentarie tipiche di ambienti litoranei o di ambiente misto fluvio-marino. All'interno del deposito sono state riconosciute (Jappelli et al,1981; Valore,2000) almeno dodici varietà di rocce con differenti proprietà fisiche e macrostrutturali e con caratteristiche meccaniche che vanno da quelle tipiche dei materiali incoerenti a quelle delle rocce lapidee.

Nelle verticali indagate nell'ambito della presente tesi, adottando la medesima classificazione in uso nella citata letteratura geotecnica, è stata riconosciuta la calcarenite a grana fine e media(CL), la calcarenite a noduli (CN),il conglomerato cementato (CG), il limo sabbioso (LS) e l'argilla sabbiosa grigio-azzurra(A). La sequenza stratigrafica (Nocilla e altri,2004) si apre alla base con la formazione delle "Argille di Ficarazzi" gradualmente passante ad un limo sabbioso giallo. Si interpone poi un aggregato di noduli in matrice limoso sabbiosa gialla, passante, ad un banco di calcarenite a strutturale nodulare. La struttura del materiale, pochi metri al di sotto dell'attuale livello del mare, perde l'aspetto nodulare e presenta una porosità uniformemente distribuita. Si sono depositati successivamente i livelli arenitico-ruditici di ambiente fluvio-marino costituiti da una successione di numerose sequenze a struttura gradata ciascuna delle quali comprende un livello di conglomerato arenaceo (CG), un livello intermedio di arenaria conglomeratica (CG) e un livello superiore di calcarenite contenente talvolta qualche sporadico elemento di ghiaia (CL).

Nelle foto di Fig. 4.7 si riportano alcuni elementi di carota prelevati dai sondaggi citati rappresentativi dei differenti tipi litologici sopra descritti.

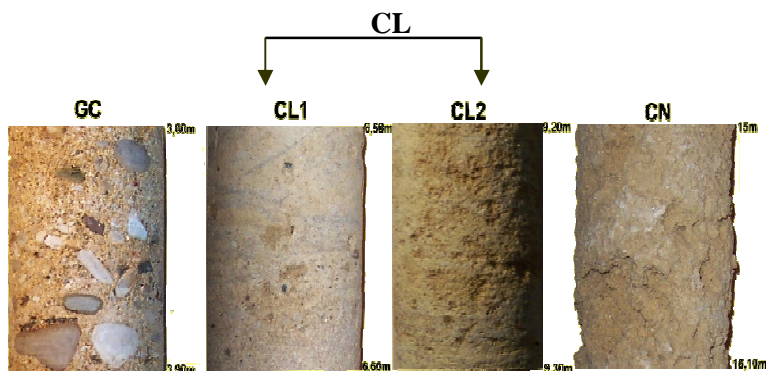


Fig. 4.7 - Foto di elementi di carota prelevati dal sondaggio SNI Palazzo Steri.

La sperimentazione è stata eseguita sul litotipo CL il quale presenta un'elevata variabilità della porosità e dei legami di cementazione intergranulare.

4.3 IDENTIFICAZIONE GEOTECNICA

L'interpretazione del comportamento meccanico delle calcareniti è reso complesso anche dalla variabilità tessiturale. Da questo aspetto mesostrutturale deriva ad esempio la difficoltà di una identificazione univoca della roccia conseguibile con i metodi tradizionali. All'identificazione è stata quindi dedicata particolare attenzione adottando procedure di analisi sia tradizionali sia innovative e cioè:

- analisi petrografica;
- determinazione del peso dell'unità di volume;
- determinazione degli indici di Kahn;
- tomografia assiale computerizzata;
- prove di durabilità
- prove di compressione monoassiale

Analisi petrografica

L'analisi della struttura (fabric, bonding) è stata eseguita esaminando al microscopio ottico sezioni sottili ricavate da porzioni del materiale. La ricostruzione delle sezioni sottili, ottenuta assemblando insieme le fotografie fatte al microscopio ottico, ha permesso di individuare le differenti componenti della roccia e quindi, le caratteristiche geometriche di ciascuna particella, la distribuzione delle dimensioni dei grani, la relativa posizione delle particelle, il tipo di contatto e lo spessore del cemento che ricopre i grani stessi. L'estrema variabilità della microstruttura ha richiesto la suddivisione in più litotipi assumendo come elemento discriminante la porosità del materiale: in particolare sono stati individuati tre litotipi (B, A e C) aventi rispettivamente una porosità media pari a 40%, 50% e 60% (Fig. 4.8)

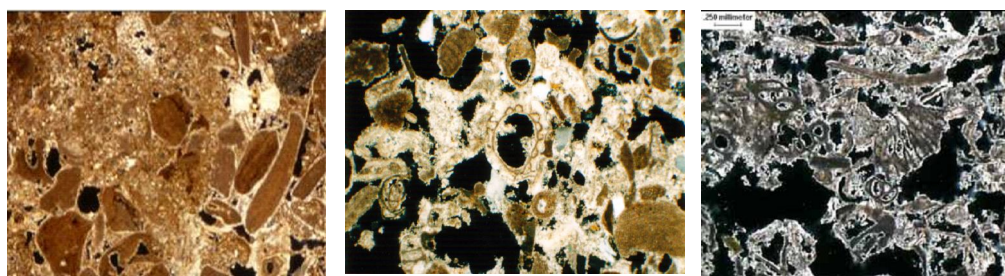


Fig. 4.8 - Fotografie di sezioni sottili della calcarenite di Marsala: I) litotipo A II) litotipo B III) litotipo C.

Per i litotipi A e B la frazione organogena rappresenta circa il 96.4% del materiale equamente suddivisa fra frammenti di alghe rosse (48.6%) e frammenti di aculei di echinodi, vermediti e lamellibranchi (47.8%); soltanto il 3.6% del materiale è costituito da quarzo e da grani carbonatici.

La porosità può distinguersi in:

- porosità intergranulare primaria
- porosità secondaria (porosità di tipo Moldic)

La calcarenite A, prevalentemente a grana media, è costituita da una frazione bioclastica e da una frazione clastico terrigena circondate da un sottile orlo (10-40 μ m) di cemento calcitico.

La calcarenite B è più sottile e meno porosa. In essa si individua un'impalcatura scheletrica costituita da una arenite media e una matrice costituita da una arenite sottile. Sia lo scheletro che la matrice sono circondati da cementi calcitici granulari e microgranulari il cui spessore è dello stesso ordine di grandezza dei grani della matrice. Nella calcarenite A i contatti fra i granuli risultano di tipo 'tangente' e meno frequentemente di tipo 'lungo', nel litotipo B invece i contatti sono prevalentemente di tipo 'lungo'. In entrambi i litotipi l'indice di arrotondamento dei granuli è alto mentre quello di sfericità è ridotto per la presenza di frammenti bioclastici allungati.

Nel litotipo C i grani sono costituiti prevalentemente da bioclasti e sono distinguibili: tubuli di vermi; frammenti di gusci di molluschi, prevalentemente lamellibranchi, con dimensioni inferiori a 1-1,5 mm, entrochi, briozoi (dimensioni massime: 0,9 mm), foraminiferi (0,3 mm), frammenti algali (alghe rosse) (0,15-0,16 mm). La componente litoclastica è inferiore al 10%, ed è costituita da rarissimo quarzo, in grani monocristallini molto minuti (0,2 mm); sporadica glauconite, in grani arrotondati (0,25mm); rari cristalli di calcite spatica (0,2 mm). Nelle sezioni si distinguono micro-pori e meso-pori, di dimensioni comprese tra 0,1 mm e 0,3 mm, costituenti, nell'insieme, circa il 70% della porosità totale. I macro-pori hanno dimensioni dell'ordine del millilitro. La micro- e la meso-porosità sono uniformemente distribuite, mentre la macro-porosità è maggiormente concentrata in alcune aree di forma irregolare. La micro- e meso-porosità sono sia intra-granulari che inter-granulari. La macro-porosità è soltanto inter-granulare. I contatti tra i grani sono di tipo tangente e la cementazione è di contatto ma talvolta occlude quasi per intero i micro-pori.

Il cemento è costituito da calcite microspartita e forma una pellicola di spessore compreso tra 0,02 mm e 0,1 mm. I granuli di forma appiattita non evidenziano alcuna isorientazione. Ne deriva che la tessitura può essere considerata sostanzialmente uniforme

Il litotipo CL si presenta frequentemente con disomogenea tessitura per l'alternanza di plaghe di spessore variabile dal centimetro ad una decina di centimetri più o meno cementate. I clasti sono prevalentemente litoidi costituiti da frammenti di rocce carbonatiche e subordinatamente silicee e da grani monocristallini di sparite e di quarzo e, in quantità minore, da bioclasti. I

pori, di dimensioni paragonabili a quelle dei grani sono variamente distribuiti, la loro frequenza e l'ampiezza dello spazio occupato dal cemento varia tanto da richiedere la suddivisione del materiale in 2 sottogruppi: CL1 e CL2 aventi rispettivamente una porosità media del 25% e del 32% (Fig. 4.9). Il cemento, sempre calcitico, forma un'esile orlo microspartito che riveste i grani saldandoli nei punti di contatto (CL2) oppure occlude gli spazi intergranulari dando luogo ad una locale cementazione quasi completa (CL1).

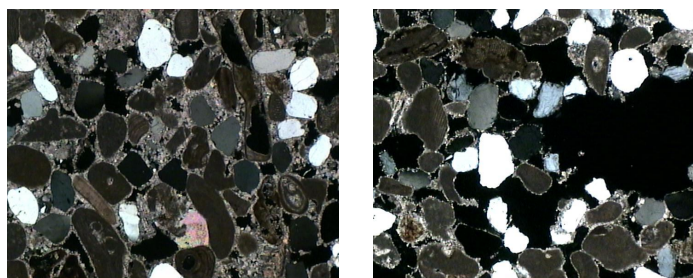


Fig. 4.9 - Fotografie di sezioni sottili della calcarenite di Palermo I) litotipo CL1 II) litotipo CL2.

Determinazione degli indici di Kahn

La valutazione quantitativa dell'addensamento dei grani (*packing density PD*) e dell'estensione dei contatti (*grain contact GC*) è stata effettuata sulle foto delle sezioni sottili eseguite al microscopio ottico, modificando la tecnica introdotta da Kahn che prevedeva la misura dei parametri direttamente al microscopio petrografico.

Per la determinazione del *packing density*, in ciascuna sezione sottile, sono state tracciate più linee di scansione ad intervalli regolari sia in direzione verticale che orizzontale. Su ciascuna linea è stato quindi valutato lo spessore dei grani intersecati dalla linea stessa e se ne è determinata la sommatoria, divisa poi per la lunghezza della "scanline" (Fig. 4.10).

L'analisi del *grain contact* è stata eseguita su immagini riprese con il microscopio ottico con un ingrandimento 1:25. In ciascuna sezione sottile sono state scelte 3 porzioni e per ciascuna sono stati analizzati i grani presenti (Fig. 4.11). Di ciascun grano si sono valutati il perimetro e le lunghezze dei

contatti con i grani adiacenti. In (tab.4.1) si riporta una sintesi dei risultati ottenuti relativi ai litotipi A e B delle calcareniti di Marsala e CL1 e CL2 delle calcareniti di Palermo.

Litotipo	n%	PD%	GC%
CL1	20	42	5
	25	43	9
	19	47	9
	18	47	11
	18	49	8,5
CL2	36	57	15
	37	59	8
	35	62	18
	32,5	71	14
	35	70	18
	36,5	58	22
A	52	58	24
	51	57	22
	53	55	25
	53	54	25
B	41	68	30
	42	66	31
	43	64	31
	44	63	34

Tab. 4.1 - Porosità n , Packing Density PD e Grain Contact GC .

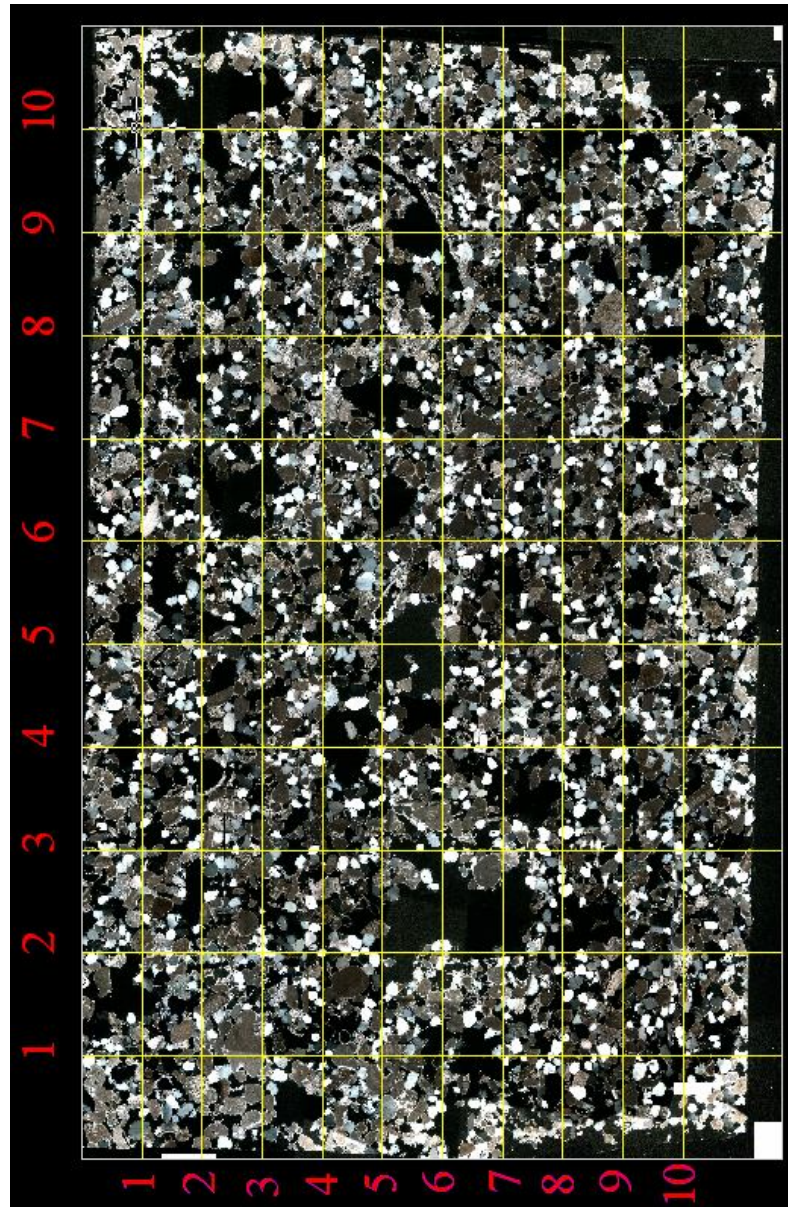


Fig. 4.10 - Sezione sottile CL2.

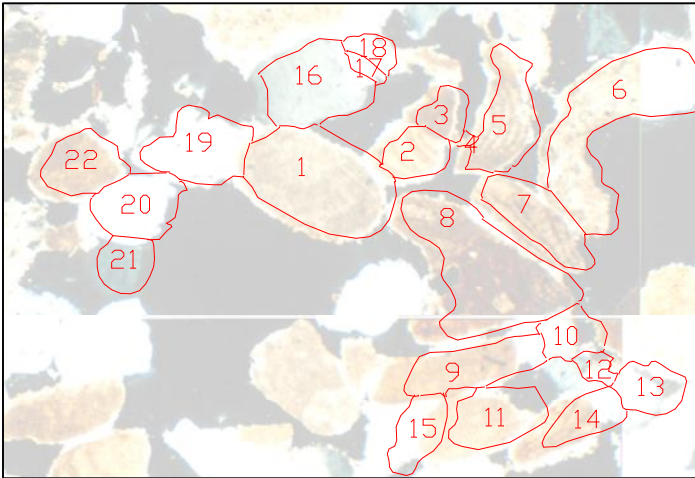


Fig. 4.11 - Esempio di determinazione del GC su una sezione sottile.

In Fig. 4.12 sono riportati i valori del Packing Density e del Grain Contact determinati sui litotipi CL1, CL2, A e B. Nella stessa figura viene riportato il campo di variabilità determinato sulle sandstones da Defreitas e Dobereiner (1985). I litotipi A, B, CL2 sono caratterizzati da un andamento del rapporto tra PD e n sostanzialmente analogo a quello noto in letteratura per le arenarie; il litotipo CL1 si differenzia totalmente essendo caratterizzato da un PD basso, ma da una modesta porosità. L'analisi del PD e del GC indica cioè che la struttura dei primi 3 litotipi è prevalentemente dovuta al fabric, mentre quella del litotipo CL1 al bonding.

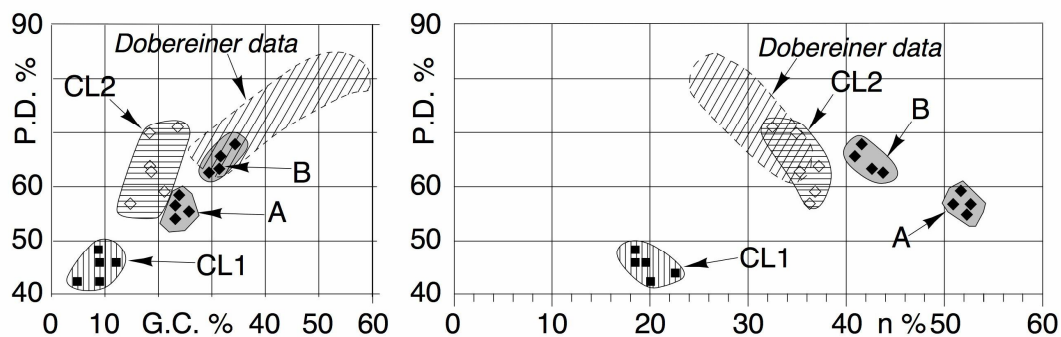


Fig. 4.12 - Variazione Packing Density in relazione alla porosità II) Grain contact - Packing Density.

Non vengono riportati i dati relativi al litotipo C di Marsala per il quale la determinazione degli indici, quando eseguibile, è risultata caratterizzata da una estrema variabilità, in ampi intervalli, tali da rendere non significativo il dato.

Tomografia assiale computerizzata

L'analisi degli indici di Kahn ha evidenziato, soprattutto per le calcareniti di Palermo, che la tessitura della roccia presenta spiccati caratteri di anisotropia con frequenti passaggi dal litotipo CL1 al litotipo CL2 sia in direzione orizzontale che verticale. Di notevole utilità si è rilevata l'indagine con la tomografia computerizzata che consente di rilevare "strutture" caratterizzate da spazi intergranulari quasi integralmente occlusi da cemento che si alternano, con disposizione spaziale irregolare, a zone in cui esili orli di calcite rivestono i grani saldandoli nei punti di contatto.

L'esame "radiologico" è stato eseguito con la *TAC a spirale* (lo strumento ruota intorno al provino come se lo avvolgesse in una spirale) associata a una workstation che elabora i dati raccolti, fornendo fino a 8 immagini al secondo. Durante l'esame il provino viene fatto scorrere all'interno di un'apposita apparecchiatura, mentre un tubo catodico (sorgente raggi X), impostato ad una potenza di 135 kW, ruota con una velocità di 2 giri/sec ed emana raggi X in direzione del provino. Un particolare sistema

elettronico di registrazione costituito da 6 detettori che individuano e registrano l'energia riflessa raccoglie le immagini che vengono elaborate e ricostruite in immagini tridimensionali (Fig. 4.13)

La differenza tra la quantità di energia emanata e quella riflessa dà informazioni sulla capacità di assorbimento del materiale. Le analisi forniscono un parametro, legato all'assorbimento della radiazione, definito *coefficiente di assorbimento*. Dalle immagini è possibile individuare la distribuzione spaziale di tale coefficiente.

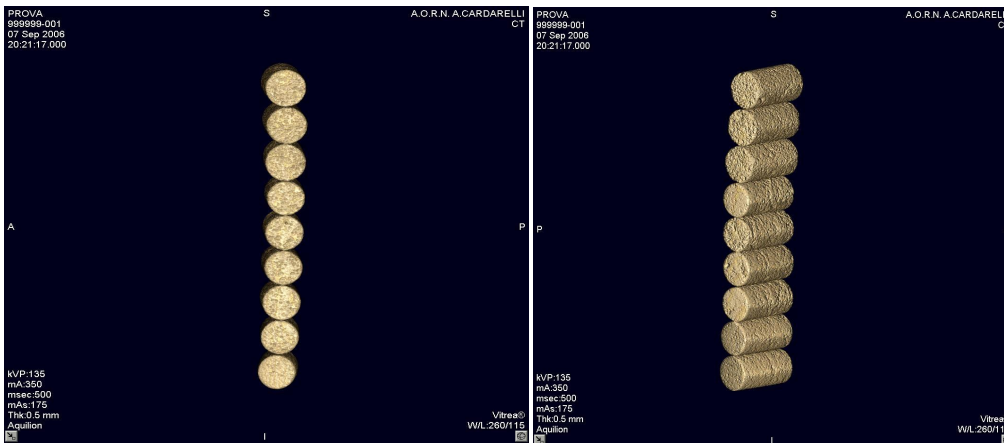


Fig. 4.13 - Immagini ottenute dalla TAC.

Le informazioni che si ricavano sono quindi relative alla capacità di assorbimento del materiale (Ren J., Ge X., 2004): quando un fascio di raggi X attraversa un campione, l'intensità I_0 dei raggi X, intesa come numero di fotoni che entra nel campione, varia assumendo il valore finale I . Ciò è dovuto all' "attenuazione" prodotta dal campione.

Questo processo è espresso dalla seguente equazione

$$I = I_0 e^{(-fW)}$$

in cui:

- W è lo spessore del campione;
- f è il coefficiente lineare di assorbimento;
- I è l'intensità che rileva il detettore (intensità finale).

La funzione proiezione p è definita come

$$p = fW = \ln\left(\frac{I_0}{I}\right)$$

dove per proiezione si intende un set di misure di valori integrali dei parametri relativi al campione, in cui l'integrazione è effettuata lungo linee di sezione del campione. Se il campione è non-omogeneo, l'equazione precedente diviene:

$$p(r, \theta) = \ln\left(\frac{I_0}{I}\right) = \int f(x, y) dt$$

in cui $f(x, y)$ è la distribuzione spaziale del coefficiente di assorbimento in due dimensioni, e p è la proiezione in funzione dell'angolo θ . Come già detto, dalle analisi tomografiche si rileva la distribuzione spaziale del coefficiente di assorbimento, tramite la ricostruzione delle immagini scattate alle diverse angolazioni. Le immagini contengono una matrice di pixel ognuno dei quali rappresenta uno specifico numero di *computer tomograph* (*CT*). Tale valore rappresenta l'attenuazione media all'interno del volume di riferimento, il *voxel*. La dimensione del voxel è definita dallo spessore del fascio di raggi e dalla risoluzione dello strumento. La relazione tra l'attenuazione del materiale ed il valore di CT è definita dalla seguente equazione

$$CT = \frac{(\mu_t - \mu_w)k}{\mu_w}$$

in cui

- μ_t è il coefficiente di attenuazione, o di assorbimento, del punto esplorato, funzione dell'assorbimento ed anche dell'energia dei raggi x che penetra attraverso essi;
- μ_w è il coefficiente di assorbimento dell'acqua;
- k è un parametro del materiale, chiamato costante di Hounsfield, normalmente fissato pari a 1000. Ne consegue ad esempio che il valore di CT dell'aria risulta pari a -1000, poiché il coefficiente di assorbimento dell'aria è 0.

Le immagini sono in bianco e nero: il nero ed il grigio scuro corrispondono a bassi valori di assorbimento (bassa densità del materiale), al contrario al bianco ed al grigio chiaro corrispondono alti valori di assorbimento (alta densità del materiale). L'analisi, ottenuta sezionando

virtualmente il campione, permette la valutazione quantitativa non tanto della densità di un materiale, ma, soprattutto, della variazione di densità anche all'interno.



Fig. 4.14 - Immagini della TAC: sezioni trasversali dei campioni.

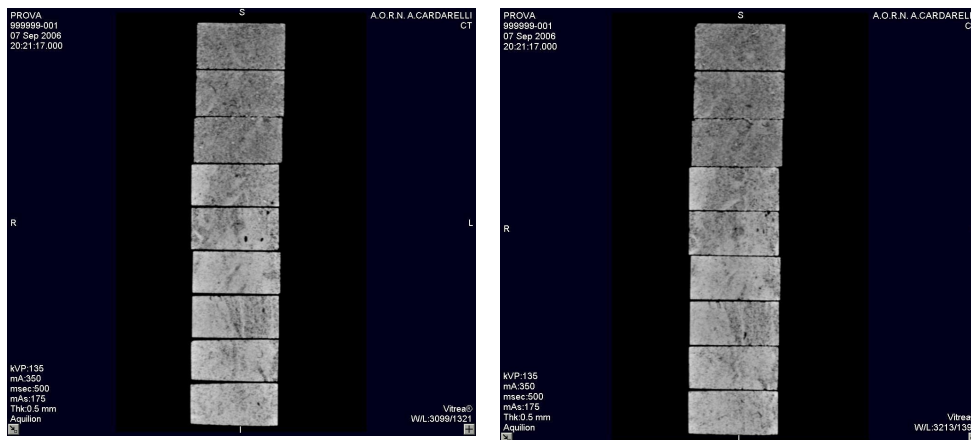


Fig. 4.15 - Immagini della TAC: sezioni longitudinali dei campioni.

Mentre le immagini della calcarenite di Marsala, a tessitura uniforme, presentano, al variare delle sezioni, un colore sufficientemente uniforme conseguente ad un'omogenea distribuzione delle particelle e del cemento e le discontinuità dovute essenzialmente ad un'elevata porosità sono segnalate da

repentine variazioni di colore disposte a bande, quelle di Palermo, presentano nelle varie sezioni variazioni della tonalità di grigio indicanti variabili densità del campione conseguenti alla distribuzione spaziale “a plaghe” del cemento (Fig. 4.16)

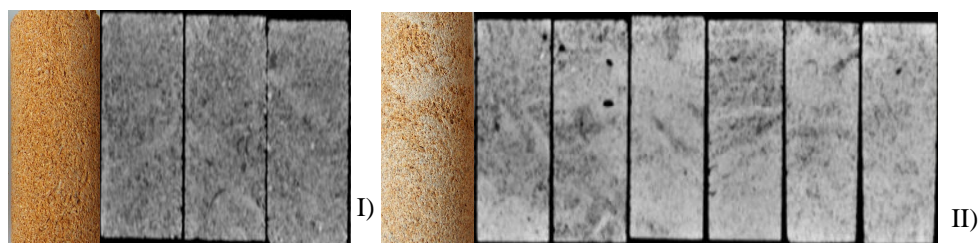


Fig. 4.16 - Foto dei campioni e immagini della tomografia assiale computerizzata : I) Calcarenite di Marsala , II) Calcarenite di Palermo.

I risultati delle misure dell’attenuazione sono stati correlati a parametri più vicini all’ingegneria geotecnica, quali la porosità. Ci si è riferiti pertanto al valore di porosità media (n) del singolo campione, che è apparsa ben correlata con l’indice di attenuazione (CT) (Fig. 4.17).

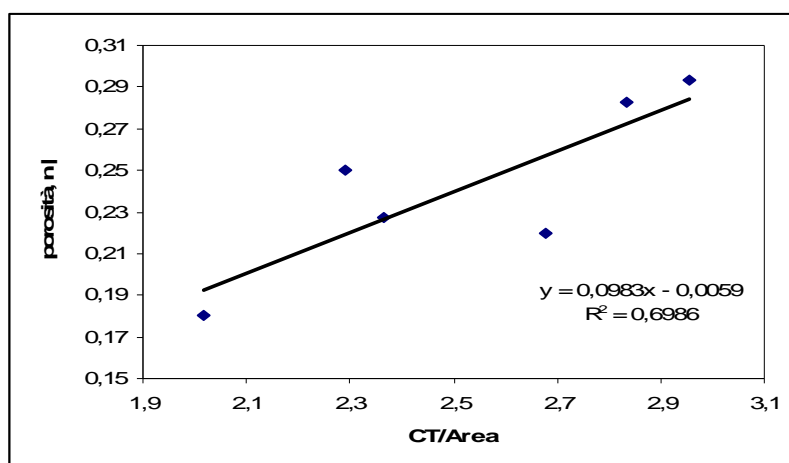


Fig. 4.17 - Relazione tra il coefficiente di assorbimento, rapportato all’area indicata sulle TAC, e la porosità (l’area è quella media su cui è stato calcolato CT).

I risultati delle misure eseguite nei campioni C5 e C8 si discostano dalla retta interpolatrice, probabilmente per la maggiore disomogeneità della distribuzione del cemento come è evidente dall'esame visivo della superficie esterna dei campioni. La superficie laterale di ogni campione è stata rilevata con una scansione e sullo sviluppo delle immagini laterali rielaborate in Autocad, si sono misurate le percentuali di aree cementate che rispetto alla restante parte appaiono più bianche al fine di quantificare le aree più cementate e quelle meno cementate. Se ne riporta un esempio in *Fig. 4.18*.

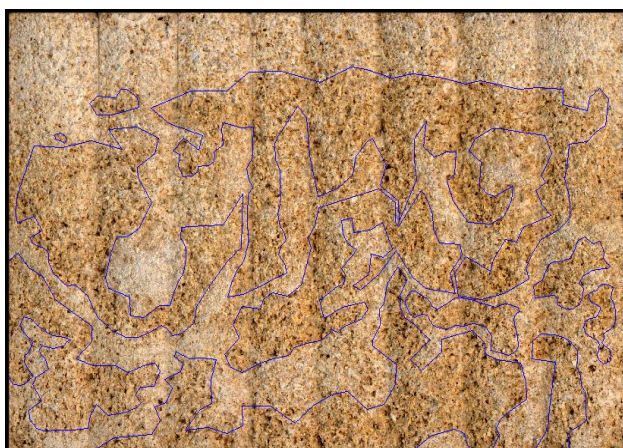


Fig. 4.18 - Superficie laterale del provino C1: individuazione aree diversamente cementate.

Procedendo analogamente per tutti i provini del litotipo CL esaminati con la TAC, si è cercato di mettere in evidenza un eventuale legame tra la percentuale di area cementata (determinata come sopra) e l'indice di assorbimento fornito dalla TAC. I risultati relativi ai campioni esaminati sono raccolti nella (Tab. 4.2).

Campione	CT	Area Tac [mm]	CT/area TAC	CL1/Atot	CL2/Atot	CL2/CL1	CL1/CL2	n
C1	1669,5	589	2,83	0,53	0,47	0,89	1,13	0,283
C2	1701,3	576	2,95	0,55	0,45	0,81	1,23	0,293
C6	1687,2	549	2,68	0,87	0,13	0,14	6,94	0,220
C14	1465,4	713	2,37	0,86	0,14	0,16	6,23	0,227

Tab. 4.2 - Valori del coefficiente di assorbimento, rapportato all'area indicata sulle TAC, e dei rapporti adimensionali tra le aree determinate in Autocad.

Si ottiene una buona correlazione rapportando le percentuali delle aree cementate, variabili dal 55% al 95%, con l'indice dei vuoti (Fig. 4.19). Pertanto si può ritenere che l'indice dei vuoti può essere considerato un parametro rappresentativo del grado di cementazione. Ne deriva che la variabilità dell'indice dei vuoti da un campione all'altro, nel caso della calcarenite CL, non è dovuta ad un diverso addensamento dei grani, come già evidenziato dai valori del PD e del GC, ma solo ad una differente quantità di materiale cementante.

L'opportunità di estendere l'indagine anche all'interno del campione e di non limitarsi al solo dato esterno viene sottolineato dal diagramma di Fig. 4.20 nel quale vengono riportati i valori di CT e della percentuale dell'area cementata; l'analisi mostra la non esistenza di una correlazione univoca dei dati e testimonia che l'informazione sulla superficie del campione può risultare molto diversa da quella desumibile con sezioni virtuali.

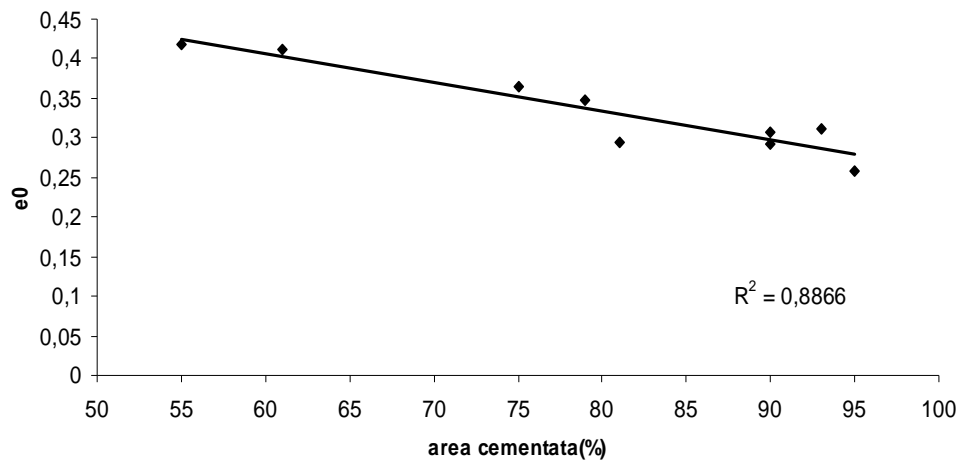


Fig. 4.19 - Relazione indice dei vuoti iniziale-% area cementata litotipi CL e B.

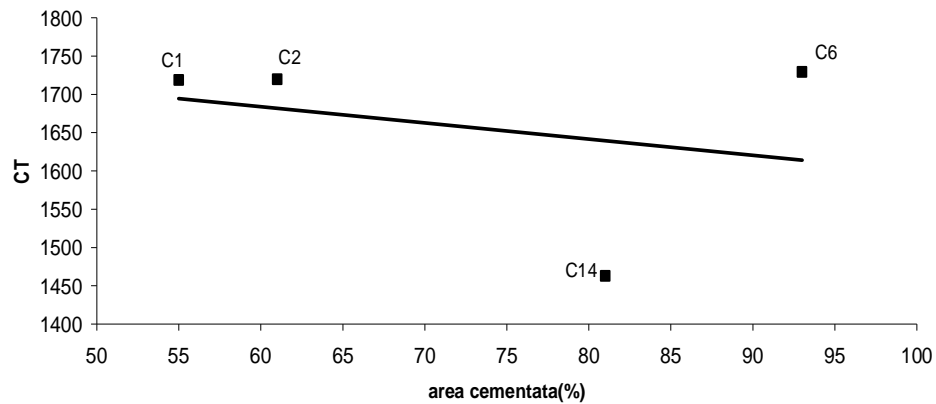


Fig. 4.20 - Relazione CT -% area cementata Litotipo CL.

Prove di durabilità

Durante la fase di riconoscimento del materiale è stata eseguita la prova di durabilità, o “slake test, prova classica per valutare il grado di cementazione. Con tale prova si misura la resistenza alla disgregazione di campioni di roccia, sottoposti a cicli di imbibizione e di essiccamento e fornisce risultati ritenuti significativi per le rocce tenere. La I.S.R.M ne propone infatti l’adozione come prova di identificazione per questo tipo di materiale e, in genere, per tutte le rocce di transizione fra le rocce sciolte e le rocce lapidee compatte.

L’apparecchiatura utilizzata per l’esecuzione della prova (Fig. 4.21) è costituita da due cestelli di metallo cilindrici, contenuti in due vaschette di perspex, collegati ad un motore elettrico.

I cestelli, la cui superficie laterale è realizzata con rete metallica a maglie quadrate della luce di 4 mm, hanno un’altezza di 100mm, un diametro di 140 mm e sono chiusi da basi di ottone, una delle quali è mobile per consentire l’introduzione del campione.

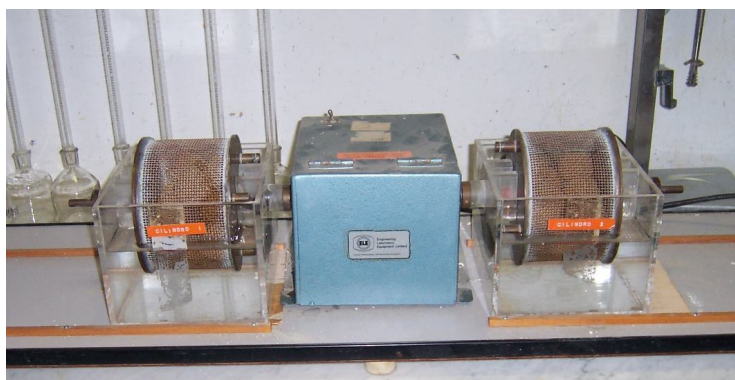


Fig. 4.21 - Apparecchiatura per la prova di durabilità.

Al centro di ciascuna base, in posizione coincidente con l’asse del cilindro, è saldato un perno. I perni vengono inseriti in appositi sostegni situati sulle pareti verticali opposte della vaschetta, in modo che l’asse del cilindro giaccia sul piano orizzontale.

I sostegni sono posti ad un'altezza tale che la generatrice inferiore del cilindro disti 40 mm dal fondo del recipiente e sono a loro volta dotati di perni, solidali con l'asse del cilindro e con il rotore del motore elettrico.

Quest'ultimo imprime ai due cestelli una rotazione costante di 20 ± 1 giri al minuto .

Per l'esecuzione della prova è necessario disporre anche di stufa dotata di termostato regolato a $105^\circ \pm 3^\circ\text{C}$, di una bilancia con portata di almeno 5kg e con precisione non inferiore a 0,5 gr ed infine di un cronometro.

Il campione da introdurre nei singoli cestelli deve essere costituito di 10-12 frammenti del peso di 50 ± 10 gr, di forma grossolanamente rotonda e con spigoli sub-arrotondati (Fig. 4.22).



Fig. 4.22 - Preparazione materiale per prova di curabilità.

Prima di ciascun ciclo di imbibizione , della durata di 10', il materiale deve essere essiccato nel cestello completo di base mobile ad una temperatura di 105°C , sino a peso costante (W_2). Tale peso (W_2)viene generalmente raggiunto nel tempo di 2-6 ore.

Il liquido per l'imbibizione (acqua distillata o di rubinetto), con temperatura di circa 20°C , deve assumere , in ciascuna vaschetta, il livello indicato sulle

pareti, in modo tale che l'asse del cilindro sia posto ad una distanza di 20mm dal pelo libero.

Una prova completa consiste di due cicli di imbibizione e di conseguente essiccamento, in seguito ai quali, misurati i pesi W_3 e W_4 del cestello contenente il materiale secco, ivi trattenuto, dopo la rotazione di 10', è possibile determinare l'indice $I_{d(2)}$ di durabilità del materiale.

Tale indice è dato dall'espressione:

$$I_{d(2)} = \frac{W_4 - W_1}{W_2 - W_1} \%$$

dove W_1 è il peso del cestello; W_2 è il peso del cestello con il materiale secco e W_4 il peso del cestello con il materiale secco dopo il secondo ciclo di imbibizione.

Sono state effettuate 10 prove su tutti i litotipi. Nella Tab. 4.3 sono riportati, come esempio, le diverse grandezze misurate durante la prova.

Cilindro 1	Palline cementate	
w_1	1922,12	<i>Peso del cestello vuoto</i>
w_2	2584,99	<i>Peso del cestello con palline a secco</i>
w_2'	2633,76	<i>Peso del cestello con palline umide dopo primo ciclo</i>
w_3	2581,08	<i>Peso del cestello con palline dopo primo essiccamento</i>
w_3'	2627,49	<i>Peso del cestello con palline umide dopo secondo ciclo</i>
w_4	2575,65	<i>Peso del cestello con palline dopo secondo essiccamento</i>
I_{d2}	98,59	%

Tab. 4.3 - Grandezze misurate durante una prova di durabilità (litotipo CL1).

I dati ottenuti dalle prove sono stati riportati nel diagramma (n, Id) di Fig. 4.23 nel quale si rappresentano i valori disponibili di tipiche rocce della Sicilia (Ercoli,1982)

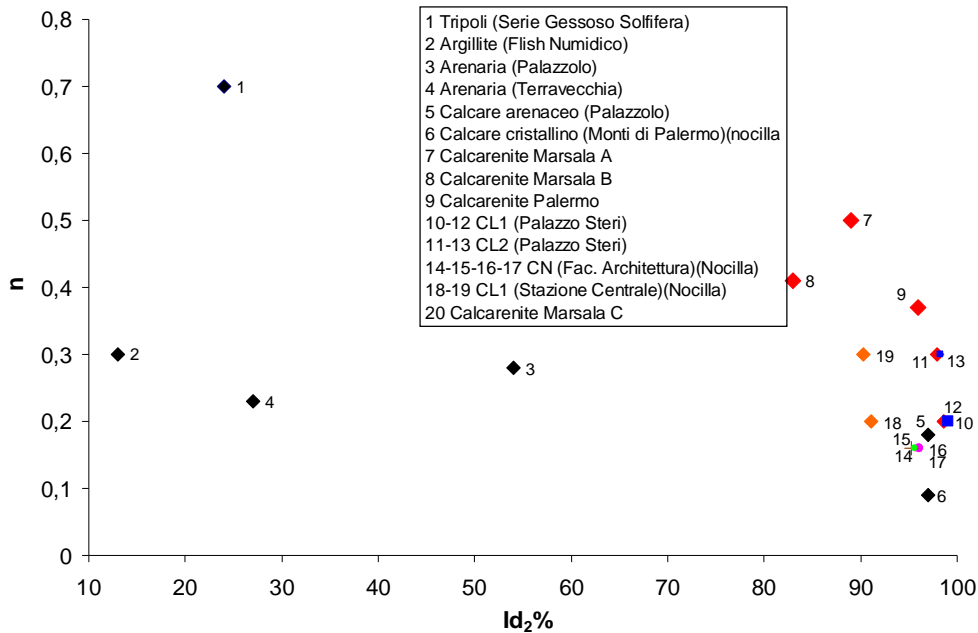


Fig. 4.23 - Valori dell'indice di durabilità di tipici terreni e rocce della Sicilia (Ercoli,1981, Nocilla, dati non pubblicati) e delle calcareniti di Marsala e Palermo.

Tutti i litotipi indagati ricadono nella fascia di durabilità alta. La perdita di materiale risulta sempre estremamente contenuta e questo farebbe ritenere elevato il grado di cementazione tra i grani anche in presenza di contatti puntiformi e di un *grain contact* non elevatissimo. Le calcareniti di Marsala e Palermo potrebbero essere classificate come rocce lapidee in modo analogo ad esempio ai calcari cristallini dei monti di Palermo.

In effetti anche sulla scorta dei risultati ottenuti con il proseguo della sperimentazione il grado di cementazione risulta assai variabile e svolge un ruolo significativo nel comportamento meccanico complessivo del materiale. Da questo punto di vista la prova non risulta particolarmente utile.

Prove di compressione monoassiale

La fase di identificazione è proseguita con prove di compressione monoassiale effettuate su provini cilindrici di differente diametro (50mm, 100mm) e altezza ($H/D=2$), e di diverso peso dell'unità di volume. Le prove sono state eseguite con una pressa da 300 kN. La lettura degli spostamenti è stata eseguita con un comparatore digitale (Fig. 4.24)



Fig. 4.24 - Provino CL1 prima (a) e dopo (b) la rottura.

Dall'esame del diagramma di Fig. 4.25 in cui si riporta a titolo di esempio una curva relativa al campione CL1 si nota che dopo un primo tratto lineare (fino ad una deformazione pari allo 0,05%), il materiale mostra un incremento di rigidità per poi raggiungere la rottura che si manifesta abbastanza bruscamente. Tutti i litotipi mostrano andamenti analoghi, esibiscono, cioè, un comportamento tipico dei materiali fragili.

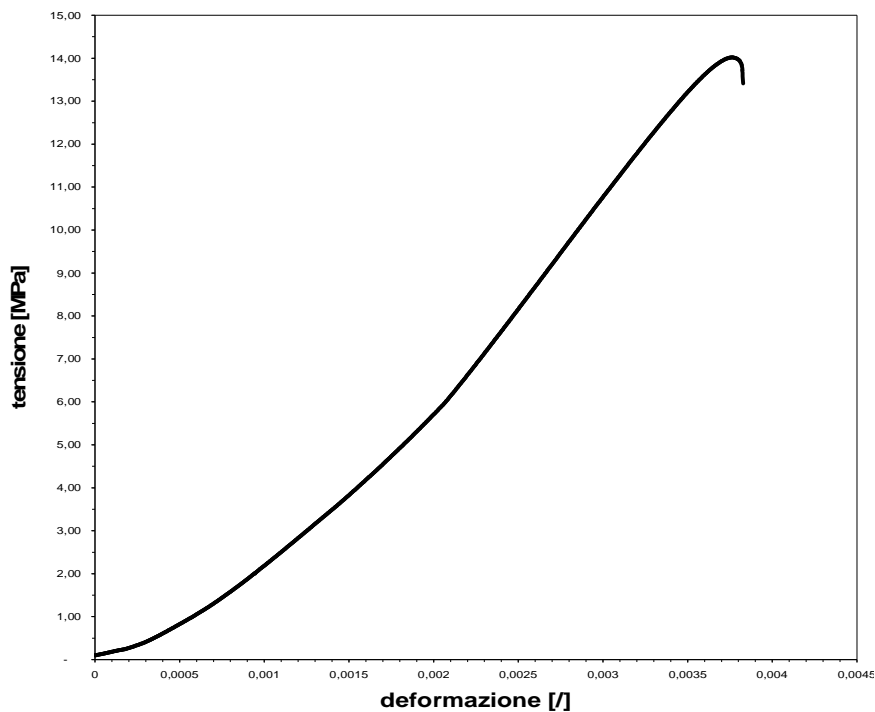


Fig. 4.25 - Diagramma tensione deformazione litotipo CL.1

Sul litotipo CL di Palermo le prove sono state eseguite sia in condizioni di saturazione che in condizioni asciutte. I risultati della sperimentazione indicano che i valori di resistenza sono influenzati dal grado di saturazione S ; e più precisamente, quando la roccia è satura si registra un decadimento della resistenza di circa il 40%.

Come può desumersi dal diagramma $(\gamma_d - \sigma_f)$ di Fig. 4.26 la resistenza cresce all'aumentare del peso secco dell'unità di volume derivante, prevalentemente, da differenze del fabric e del bonding.

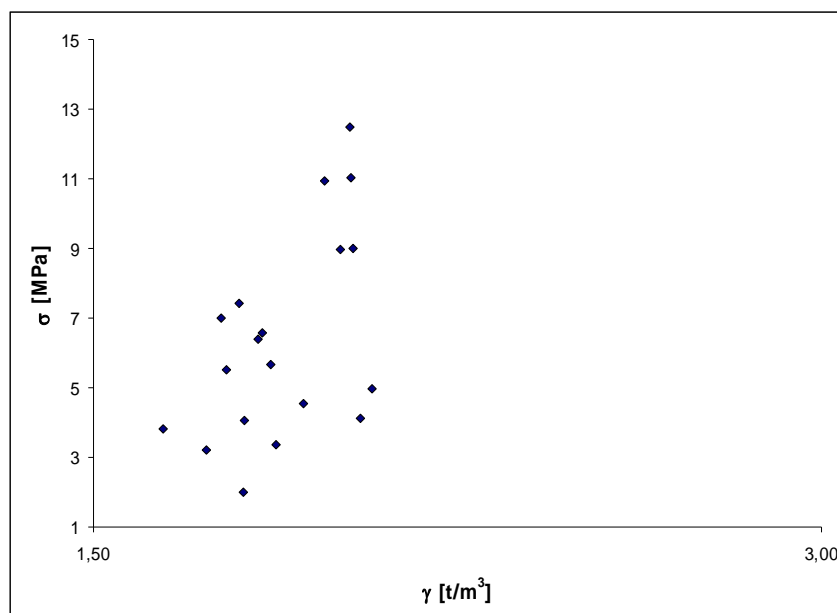


Fig. 4.26 - Relazione resistenza a compressione semplice-peso secco dell'unità di volume (litotipo CL).

Un primo riscontro dell'influenza dei parametri strutturali sul comportamento meccanico è evidente dall'analisi delle curve di Fig. 4.27. La resistenza a compressione semplice risulta essere inversamente proporzionale alla quantità di cementazione.

Il valore medio della resistenza uniassiale delle calcareniti di Marsala risulta compresa fra 2,5 MPa , 4,5 MPa e 0,7 MPa (rispettivamente litotipo A,B,C), mentre quella di Palermo tra 8MPa e 15MPa (rispettivamente CL2 e CL1). Il modulo di deformabilità è risultato variabile tra 400 e 1800 MPa. Riportando i risultati nel diagramma di Miller (Fig. 4.28) si nota come i dati ricadono per lo più nell'area compresa tra la retta $E_t/\sigma_f = 500$ e la retta $E_t/\sigma_f = 200$.

In particolare, i punti sperimentali relativi alla calcarenite CL1 ricadono nel campo degli alti valori del rapporto dei moduli e la roccia è classificabile come EH; mentre i litotipi CL2, A, e B e C ricadono nel campo medio dei valori dei moduli e le rocce sono classificabili come EM. Tutti i litotipi fanno parte cioè delle rocce di resistenza bassa (classe E) e di media e bassa

deformabilità (H,M) e la loro resistenza è influenzata dalla struttura del materiale.

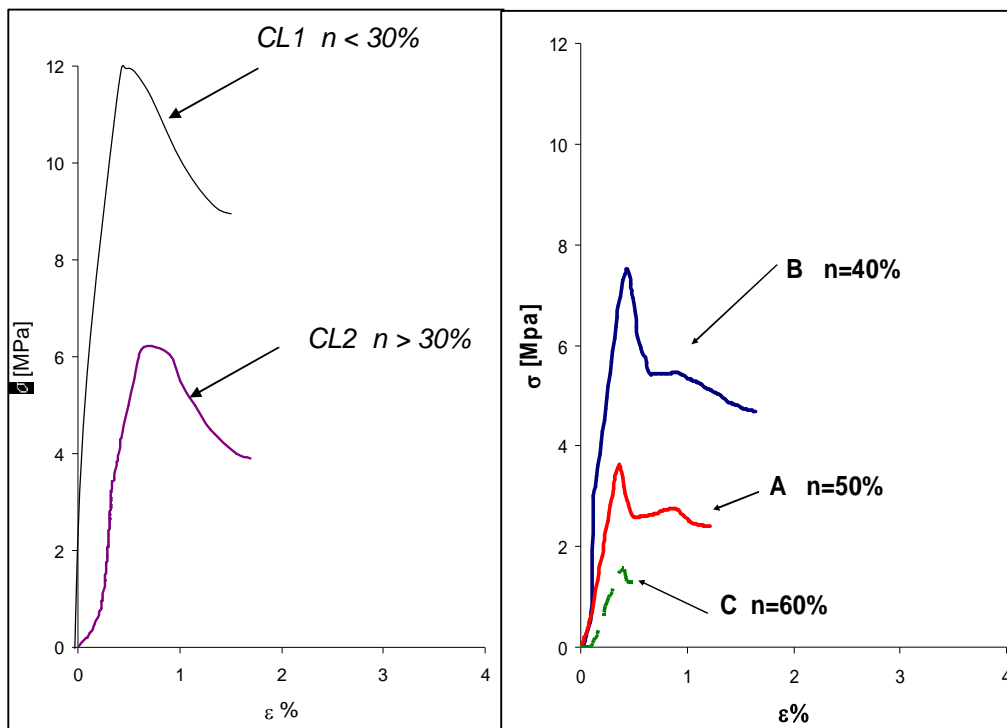


Fig. 4.27 - Prove di compressione monoassiale.

I risultati delle misure indicano una leggera differenza del peso specifico; in particolare, quello delle calcareniti di Marsala è praticamente coincidente con il peso specifico del carbonato di calcio e testimonia, pertanto, che la composizione dei clasti, sia organogeni che litici, e del cemento è sostanzialmente carbonatica. Valori leggermente superiori sono stati determinati, invece, per la calcarenite di Palermo, testimoniando la presenza nella fase solida anche di sostanze di peso specifico più elevato del carbonato di calcio.

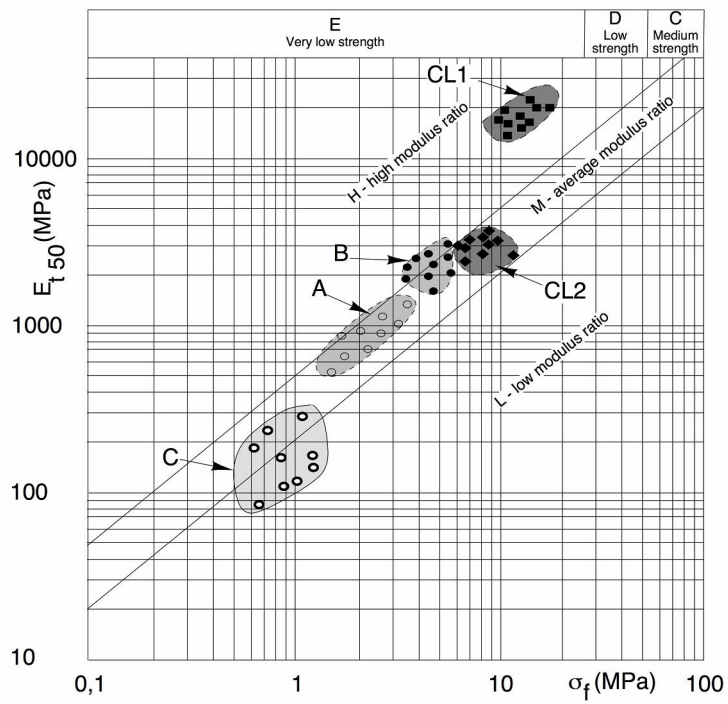


Fig. 4.28 - Diagramma di Miller.

In Tab. 4.4 sono riportati i valori medi delle caratteristiche fisiche dei 5 litotipi

litotipo	γ_s [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n %	σ_f [Mpa]
Marsala A	27,40	14	40	2,5
Marsala B	27,40	15	50	4,5
Marsala C	27,30	10	60	0,7
Palermo CL1	27,60	19	25	15
Palermo CL2	27,60	19	35	8

Tab. 4.4 - Caratteristiche fisiche dei 5 litotipi.

Capitolo 5

Caratterizzazione meccanica

5.1 PREMESSA

Nel presente capitolo vengono illustrati i risultati delle prove meccaniche eseguite su ciascuno dei litotipi. La sperimentazione è stata svolta mediante prove di compressione isotropa ed edometrica, prove triassiali drenate e prove di compressione biassiale, i cui risultati sono stati raggruppati per ciascun litotipo in diagrammi di sintesi. Ciascun tipo di prova viene riportata in paragrafi distinti.

5.2 PROVE ISOTROPE

Le prove sono state effettuate applicando incrementi di carico sferico controllato; nelle prove eseguite con la cella da 10 MPa è stata adottata una velocità di applicazione del carico pari a 10 kPa/min. Raggiunta la tensione di cella prestabilita, al fine di permettere la completa destrutturazione del materiale, a seguito di fenomeni di destrutturazione locale che si innescano in

tempi differenti per ciascun carico, ogni incremento è stato mantenuto per tempi sufficientemente lunghi, mediamente pari a 48/64 ore, e comunque variabili per ciascun campione. Per quanto illustrato le prove hanno avuto durata variabile, in alcuni casi pari anche a due mesi.

Per ciascun litotipo si riporta in Tab. 5-1 l'elenco delle prove e i relativi dati del peso secco dell'unità di volume, della porosità e del volume specifico iniziale dei provini. Viene anche riportato il valore della tensione di snervamento registrato per ciascun campione.

	Test	γ_d [kN/m ³]	v_o	n%	p'_{YIELD} [MPa]	note
MARSALA						
litotipo A	MA1	13,42	2,03	49	3,0	(N)
	MA1b	12,15	2,18	54	1,5	(P)
	MA2	13,42	1,99	50	3,0	(N)
	MA2b	12,44	2,10	59	3,0	n°13 cicli carico-scarico (P)
	MA3	12,88	2,06	51,5	3,0	interrotta allo snervamento (P)
litotipo B	MB1	15,58	1,72	42	6,0	(N)
	CMB2	15,78	1,71	41	5,9	(N)
	MB3	15,75	1,70	41	6,0	(N)
	MB5	15,7	1,72	42	6,0	n°8 cicli di carico-scarico(P)
litotipo C	MC1	10,78	2,60	61	0,9	(N)
	MC2	10,03	2,64	62	0,7	(P)
	MC3	10,08	2,63	62	0,8	n°15 cicli carico-scarico(P)
	MC4	9,95	2,68	62,5	0,6	interrotta allo snervamento (P)
PALERMO	8ic	21,4	1,29	23	–	rottura membrana(N)
litotipo CL	10ic	20,1	1,38	27	20,0	(N)
	C14	21,4	1,288	22	24,0	(N)
	15ic	22	1,25	20	26,0	(N)
	C8	20,4	1,35	26	20,0	(N)

Tab. 5-1 Caratteristiche fisiche dei provini sottoposti a prove di compressione isotropa (N)lab.di Napoli (P)lab. di Palermo

- Calcarenite di Marsala litotipo B-

Il comportamento di tale litotipo può essere illustrato con riferimento al campione MB3. Nel diagramma semilogaritmico di Fig. 5.1 vengono rappresentate le curve (v,t) ($v=1+e$) ottenute per ciascun incremento di carico,

pari a 0,5MPa, applicati fino ad un valore massimo di tensione di cella di 13,5 MPa. Come si può osservare per pressioni di cella inferiori a 6,5 MPa il comportamento del materiale è risultato lineare e le deformazioni volumetriche si sono verificate quasi istantaneamente in meno di un secondo. Una decisa variazione di tale comportamento si è manifestata in corrispondenza di un valore della tensione di cella σ'_3 pari a 6,5 MPa; infatti, inizialmente si è registrato un andamento simile agli steps precedenti, ma dopo circa 100 minuti dall'applicazione dell'incremento di carico si è verificata una brusca e repentina variazione di volume con conseguente riduzione dell'indice dei vuoti ($\Delta e=0,07$).

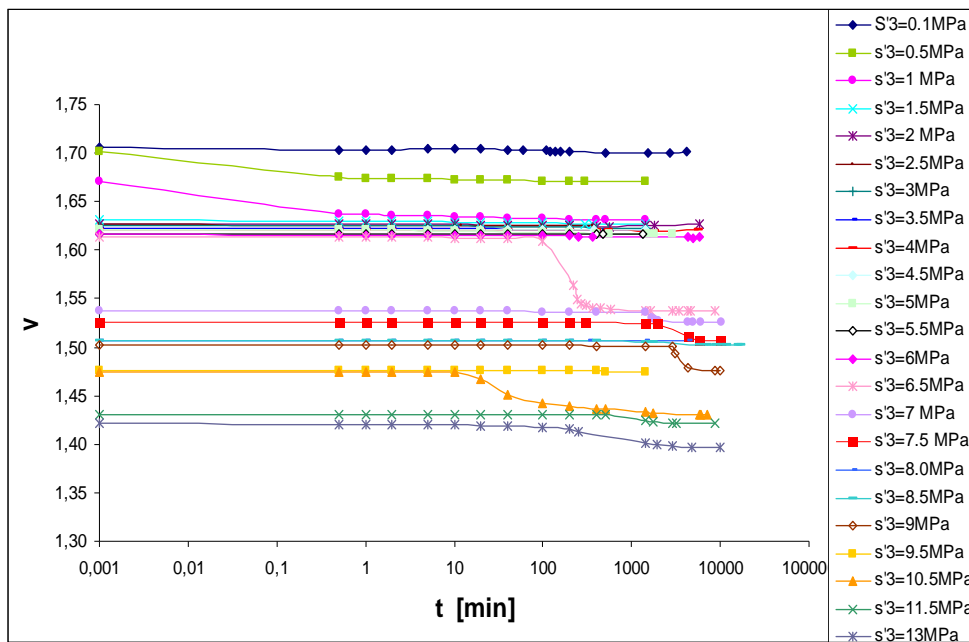


Fig. 5.1 Step di carico prova isotropa nel diagramma volume specifico-log tempo campione MB3

Riduzioni brusche del volume specifico di entità minore si sono verificati in corrispondenza di pressioni di cella pari a 7,5MPa, 9 MPa, 13 MPa. L'innesco del processo di destrutturazione in questi casi si è verificato dopo 6500, 7000, 3000 minuti dall'applicazione dell'incremento, e quindi dopo tempi variabili tra qualche ora e due giorni.

Risultati analoghi sono stati ottenuti con le alte prove eseguite sui campioni del litotipo B. Nelle Fig. 5.2 a) e b) si riportano le variazioni di volume specifico in funzione del tempo per ciascun step di carico.

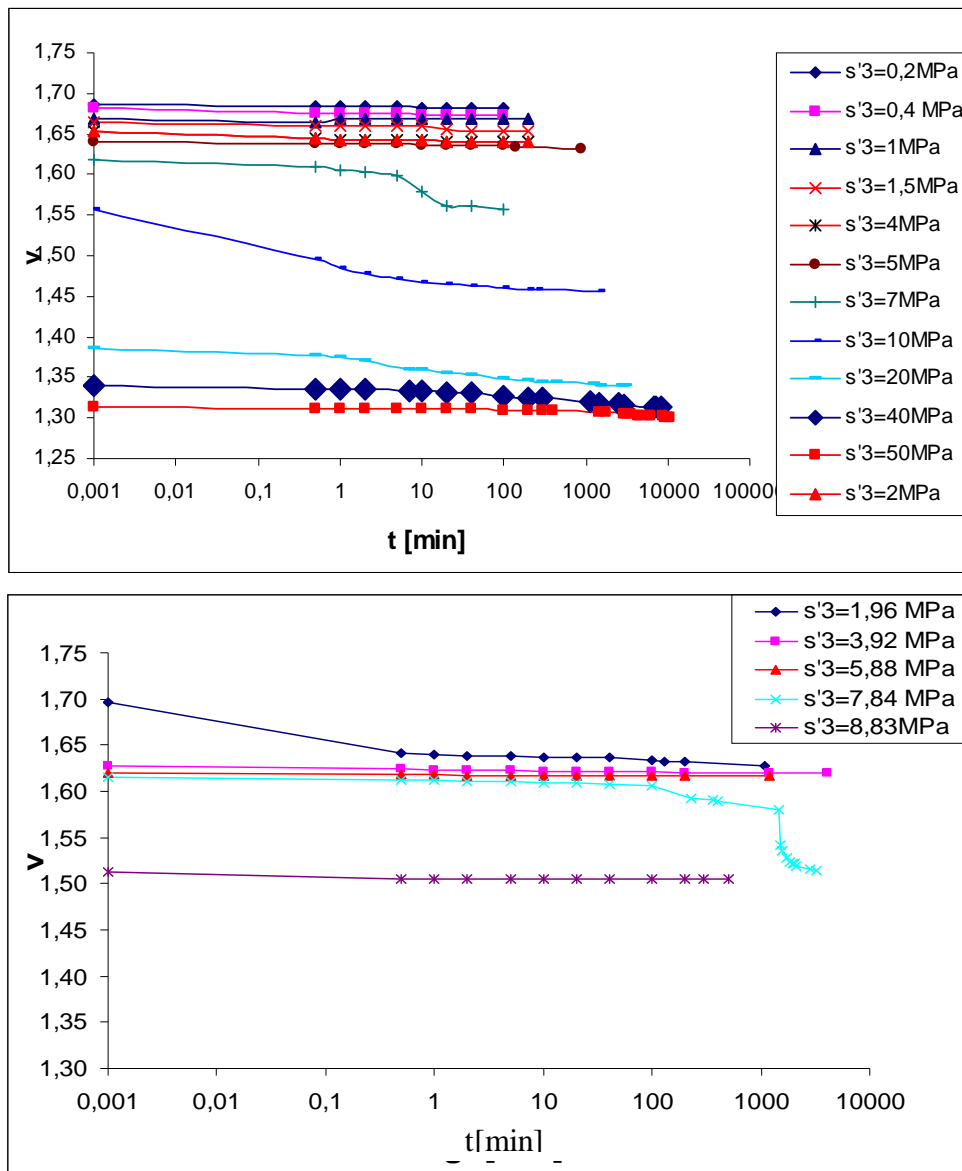


Fig. 5.2 Step di carico prova isotropa nel diagramma semilogaritmico volume specifico-tempo: a) campione MB1 b) campione CMB2

Nel diagramma volume specifico v -pressione efficace media p' (Fig. 5.3) si riportano i risultati ottenuti sul campione MB3 nel quale si evidenziano tre differenti fasi

- *pre-yield*
- *yield*
- *post- yield*

Nella fase *pre-yield* il comportamento è lineare. Le deformazioni, di modesta entità, come verrà meglio evidenziato dalle prove condotte con cicli di carico e scarico, sono completamente reversibili. Il valore dell'indice dei vuoti si mantiene quasi costante fino alla tensione di snervamento. In questa fase, il comportamento della calcarenite è di tipo rock-like e può ritenersi dovuto al “*bonding*”, cioè alla cementazione tra i grani che mantengono il loro assetto spaziale. Raggiunta la tensione di snervamento si verificano grandi deformazioni. L'inizio di questa fase (*yield-phase*) coincide con l'innesco del processo di destrutturazione, caratterizzato da deformazioni permanenti conseguenti alla rottura dei legami interparticellari ed alla variazione dell'assetto spaziale dei grani di entità nettamente superiore alla deformazione elastica. Questa fase termina quando il materiale riprende ad incrudire in corrispondenza, per questo particolare litotipo, di un volume specifico pari a 1,52, assumendo una maggiore rigidità; sono cioè necessari incrementi di tensione crescenti per provocare uno stesso incremento di deformazione (tale valore del volume specifico in corrispondenza del quale inizia la fase incrudente è più o meno lo stesso per tutte le prove isotrope relative a questo litotipo). Inizia quindi la fase *post - yield* nella quale i legami di cementazione possono ritenersi del tutto distrutti; il materiale è completamente destrutturato e il comportamento della calcarenite è di tipo soil-like. In corrispondenza di una pressione di cella di 10,5MPa la curva sembrerebbe accennare un'inversione di curvatura.

In Fig. 5.4 a) si riportano nel piano v - $\ln p'$ i risultati di prove di compressione isotropa eseguite su tutti e tre i campioni (MB1, CMB2 e MB3) del litotipo B di Marsala. Indipendentemente dalla densità iniziale, peraltro poco variabile, la tensione in corrispondenza della quale si innesca lo snervamento è pari a 6MPa.

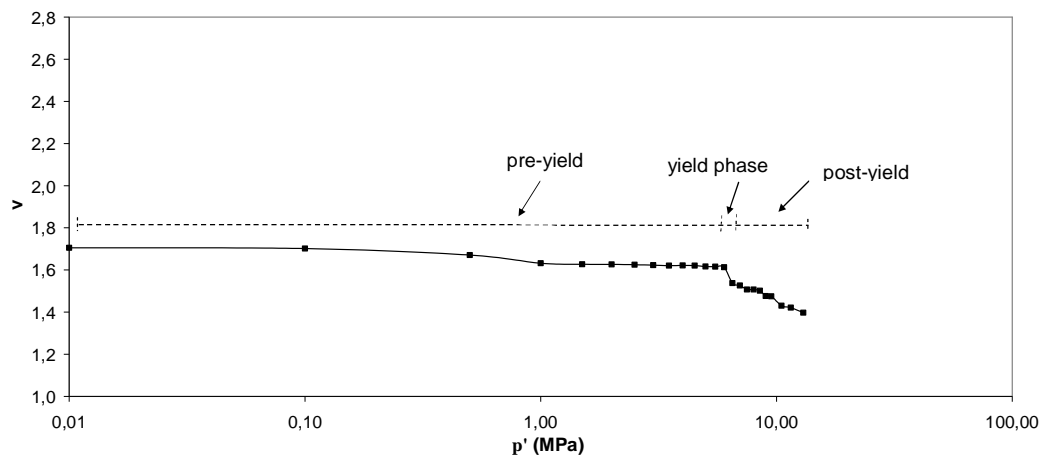


Fig. 5.3 Prova di compressione isotropa nel piano $v-p'$ campione MB3(litotipo B)

I dati convergono verso un'unica NCL che nel piano $v-\ln p'$ (v volume specifico, p' tensione media effettiva) può essere espressa come una funzione dei parametri λ e N secondo l'equazione

$$v = N - \lambda \cdot \ln p'$$

dove λ è il gradiente e N è il volume specifico per $p'=1\text{kPa}$.

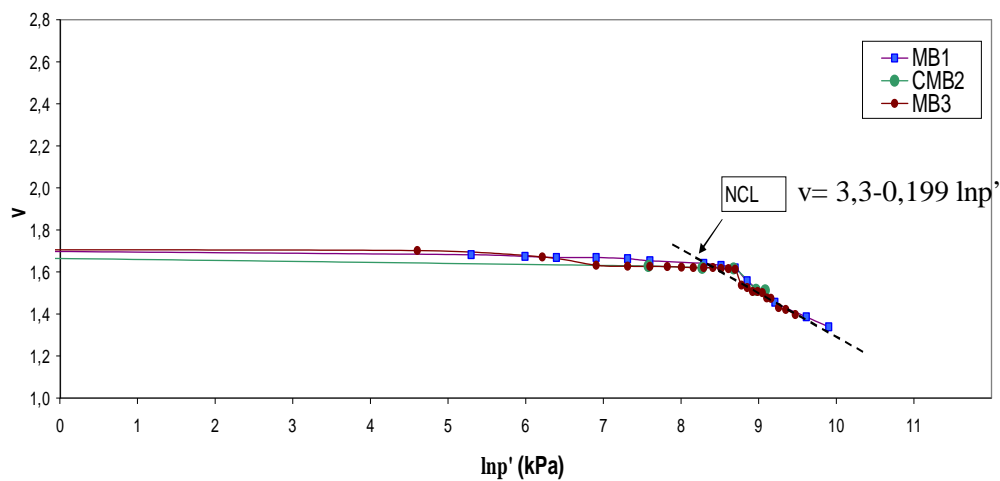


Fig. 5.4 a) Prove di compressione isotropa sui campioni del litotipo B e determinazione NCL (litotipo B)

Il comportamento è sostanzialmente simile a quello osservato per le rocce tenere da Leroueil e Vaughan (1990). In particolare la struttura consente stati tensionali nella zona “metastabile” (alla destra della NCL).

In Fig. 5.4 b) viene riportata anche la curva relativa al campione MB5 sul quale si sono eseguiti n°8 cicli di carico e scarico. Al livello tensionale raggiunto il materiale sembrerebbe esibire una maggiore rigidità evidenziata dalla non convergenza verso la NCL. Si segnala comunque che la prova al momento della stesura della presente tesi non è ancora terminata.

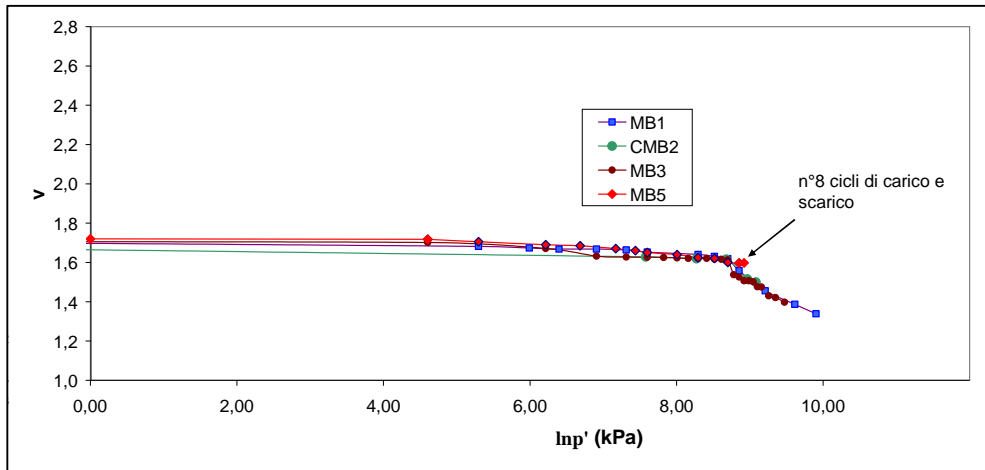


Fig.5.4b) Prova di compressione isotropa sui campioni del litotipo B eseguite con modalità differenti

Calcarenite di Marsala litotipo A

Il litotipo A mostra un comportamento analogo a quello del litotipo B (Fig. 5.5)

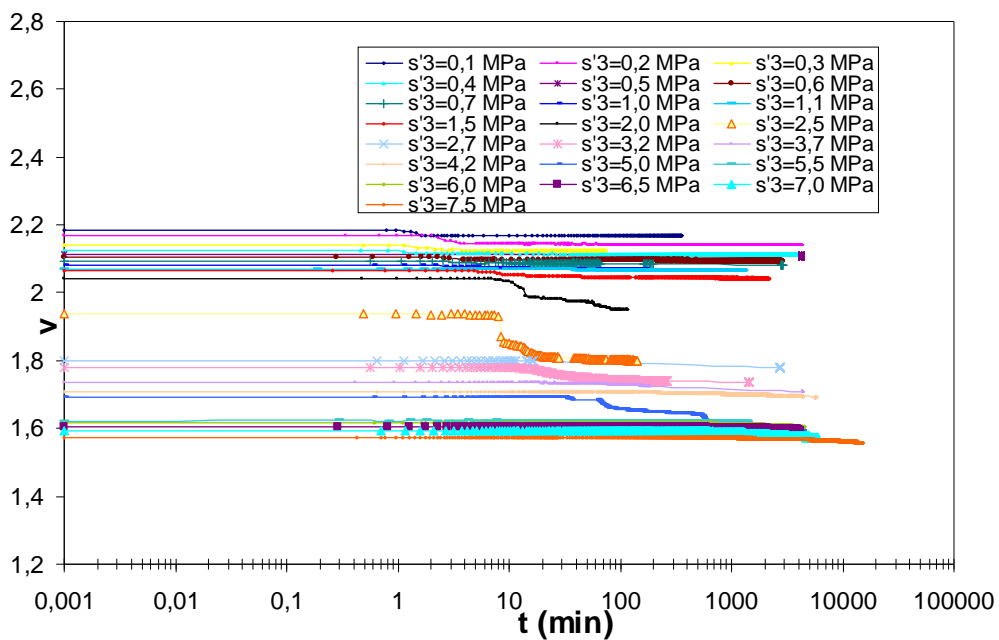


Fig. 5.5 Step di carico prova isotropa nel diagramma semilogaritmico volume specifico-tempo campione MA1

In Fig. 5.6 è riportata la curva v-p' ricavata da una prova eseguita sul campione MA1 Anche in questo caso si individuano le tre fasi pre-yield, yield, e post-yield.

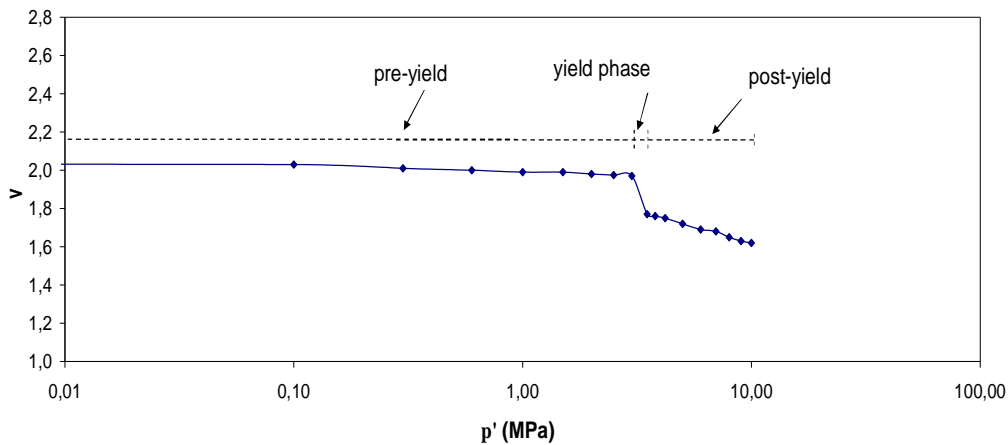


Fig. 5.6 Prova di compressione isotropa nel piano v - p' campione MAI (litotipo A)

Nel primo tratto, caratterizzato da un andamento lineare, la calcarenite mostra un comportamento rigido, con deformazioni di modesta entità. L'indice dei vuoti si mantiene quasi costante fino al raggiungimento della tensione di snervamento, successivamente inizia il processo di destrutturazione caratterizzato da una brusca riduzione dell'indice dei vuoti, al termine del quale, e in corrispondenza di un volume specifico pari a 1,70, inizia ad incrudire.

Riportando in un unico diagramma (Fig. 5.7) nel piano v - $\ln p'$ tutte le prove eseguite sul litotipo A risulta evidente che, indipendentemente dalle modeste

variazioni del volume specifico iniziale, la tensione di snervamento è pari a 3 MPa. Tutti i campioni mostrano, infatti, la stessa rigidità, e per tensioni superiori a circa 6MPa tendono a convergere verso un'unica NCL.

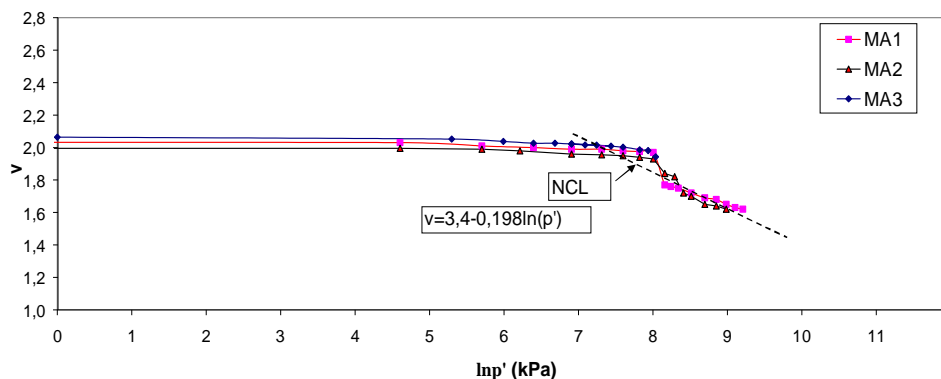


Fig. 5.7 Prove di compressione isotropa su campioni del litotipo A e determinazione NCL(litotipo A)

Sul campione MA2b, caratterizzato da un valore del volume specifico iniziale prossimo ai valori massimi di questo litotipo (2,12), sono stati eseguiti n°13 cicli di carico e scarico (Fig. 5.8).

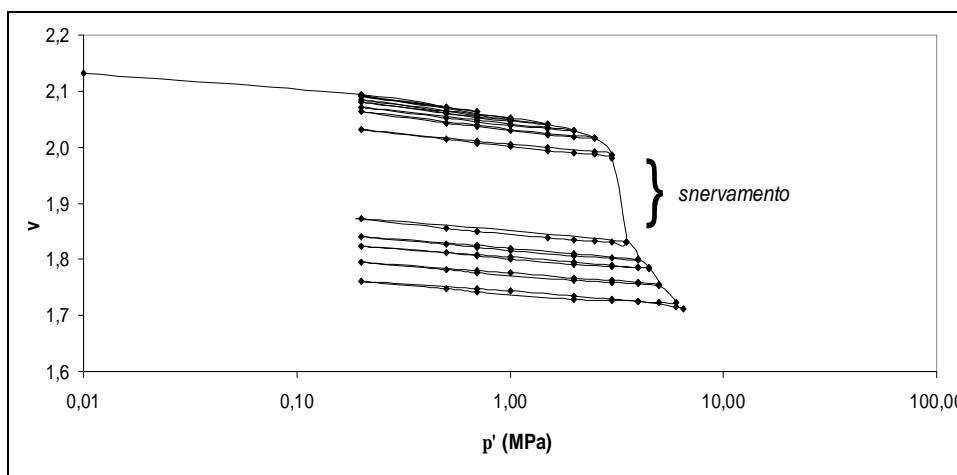


Fig. 5.8 Prova di compressione isotropa campione MA2b cicli di carico e scarico(litotipo A)

Come si può osservare tutte le rette di scarico risultano parallele tra loro ed alla prima retta di carico sia prima che dopo lo snervamento. La componente elastica della deformazione si mantiene all'incirca costante sia prima che dopo il collasso della struttura.

Nel diagramma di Fig.5.9 sono riportate le deformazioni totali, quelle elastiche e quelle plastiche misurate durante la prova sul campione MA2b. Si può individuare una tensione in corrispondenza della quale si verifica una transizione tra una deformazione di tipo puramente elastico (rock-like) ad una di tipo elasto-plastico (soil-like). Nel primo tratto la deformazione elastica risulta essere circa uguale a quella totale; in questa fase le variazioni di volume sono dovute per lo più alla deformazione elastica del cemento e delle particelle. All'aumentare della tensione di cella l'aliquota di deformazione dovuta alla componente elastica diminuisce leggermente e la sua incidenza sulla deformazione totale si riduce, fino ad un valore prossimo al 35% di quest'ultima in corrispondenza della tensione di snervamento (3 MPa). Ciò probabilmente è da relazionare alla riduzione delle tensioni di contatto tra i grani a causa dell'aumento del numero dei contatti intergranulari per effetto della loro frantumazione. Nel tratto finale della curva, dove la porosità si è notevolmente ridotta, la rigidità aumenta e le deformazioni, prevalentemente di tipo plastico, crescono quasi linearmente.

In Fig. 5.10 si mettono a confronto prove isotrope condotte sui campioni MA1b e MA2b aventi volume specifico iniziale praticamente coincidente, ma eseguite con differente modalità.

Il campione MA2b sul quale si sono eseguiti cicli di carico e scarico mostra un valore di tensione di snervamento pari circa al doppio rispetto al campione MA1b sul quale gli incrementi di carico si sono applicati con continuità senza eseguire cicli di scarico.

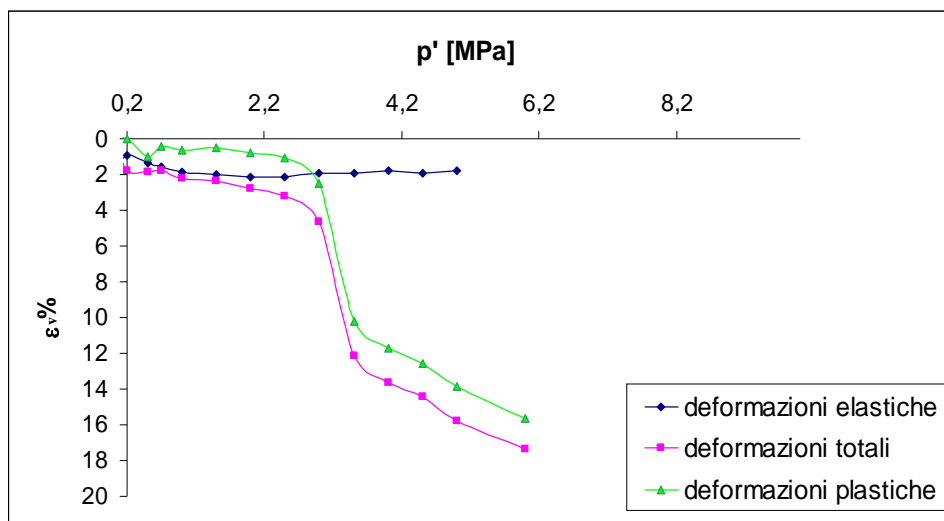


Fig. 5.9 Deformazioni totali, elastiche e plastiche campione MA2b(litotipo A)

In Fig. 5.11 si riportano le analisi granulometriche eseguite su entrambi i campioni al termine della prova che indicano una sostanziale similitudine nelle due composizioni granulometriche per i grani di dimensione inferiore ad 1 mm, leggermente differenti risultano gli andamenti delle due curve per i grani maggiori di 1mm, nel senso che la curva relativa al campione MA2b risulta più gradata.

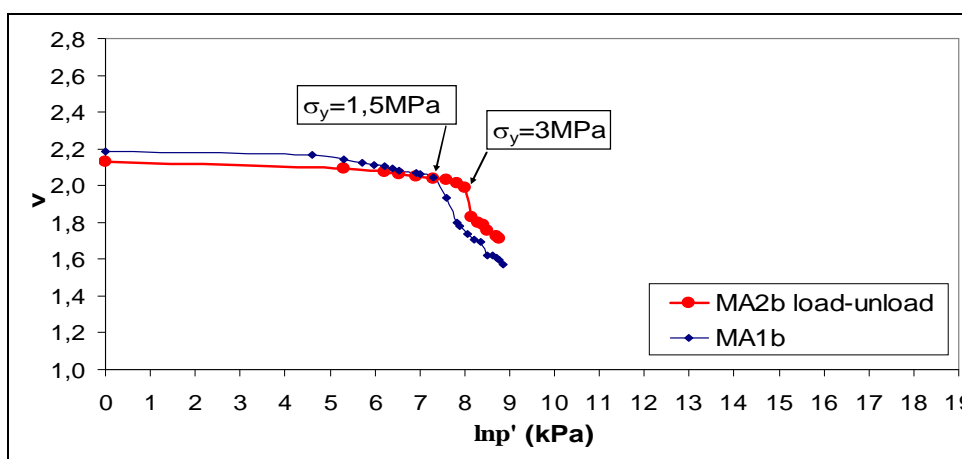


Fig. 5.10 Confronto tra due prove isotrope eseguite sul litotipo A

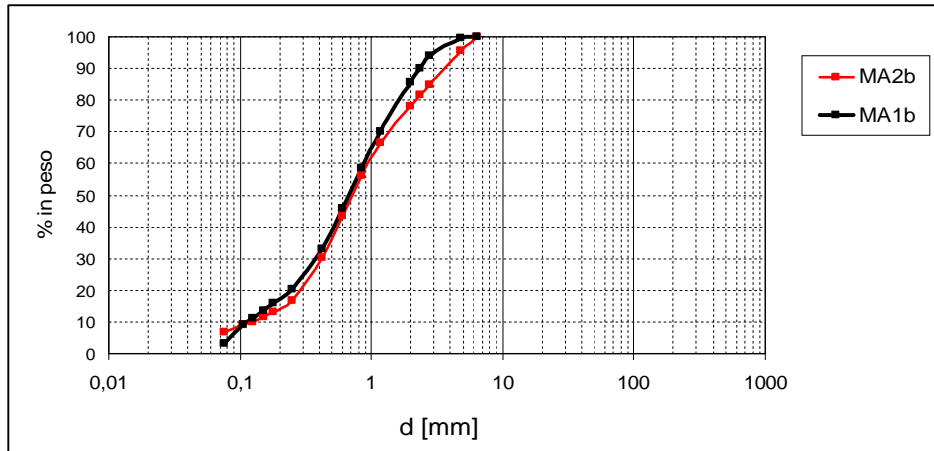


Fig. 5.11 Analisi granulometrica a fine prova campioni MA2b e MA1b (litotipo A)

Calcarenite Marsala litotipo C

Per questo litotipo, a differenza di quelli precedenti, le variazioni di porosità si verificano già durante la fase di carico come può osservarsi dai diagrammi di Fig. 5.12 e Fig. 5.13 in cui sono riportate le curve v, t a tensione di cella costante relative ai campioni MC1, MC2 e MC4. La deformazione che si manifesta durante la fase d'incremento risulta essere l'aliquota prevalente della deformazione totale risultando quella che si verifica a carico costante del tutto trascurabile almeno fin quando non si raggiunge la tensione di snervamento del materiale.

Riportando nel diagramma $v-\ln p'$ (Fig. 5.14) i risultati delle prove condotte sui campioni MC1 e MC2 risulta evidente, a differenza dei due litotipi illustrati in precedenza, un processo di destrutturazione più graduale. I campioni esibiscono un comportamento lineare fino al valore della tensione di snervamento compresa tra 0,6 e 0,9 MPa. Tale punto non è comunque ben definito come nei litotipi A e B. Successivamente in più punti della curva si registrano inversioni di curvatura fino alla tensione massima raggiunta di 9 MPa e le due curve sembrerebbero convergere verso un'unica NCL. A parità di volume specifico il materiale intatto resiste a tensioni superiori rispetto al materiale ricostituito rappresentato dalla NCL in accordo con quanto

affermato da Leroueill e Vaughan per le rocce tenere. Dal confronto dell'ampiezza dello spazio consentito tra i diversi litotipi, rappresentata dalla distanza della NCL dalla curva di carico di un campione naturale, questa va diminuendo al ridursi della porosità come indicano i risultati delle prove relative la litotipo A e al litotipo B (Fig. 5.15).

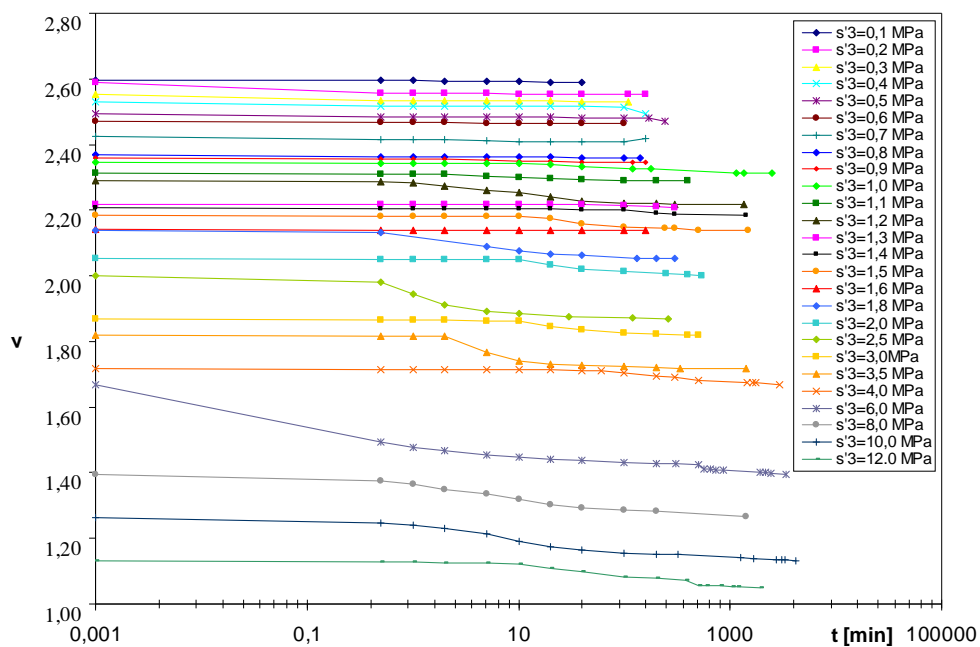


Fig. 5.12 Prova di compressione isotropa campione MC1

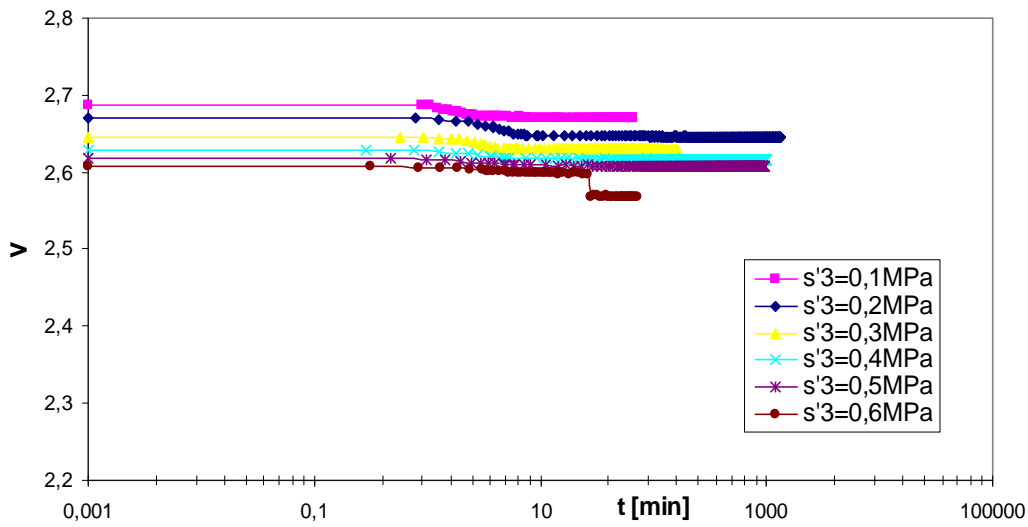
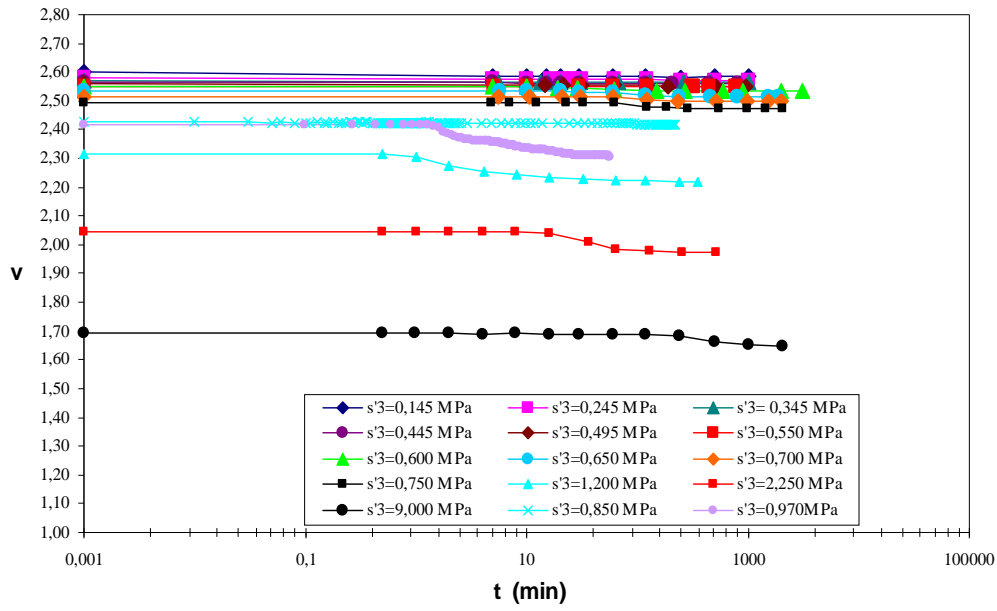


Fig. 5.13 Prova di compressione isotropa a) campione MC2 b) campione MC4

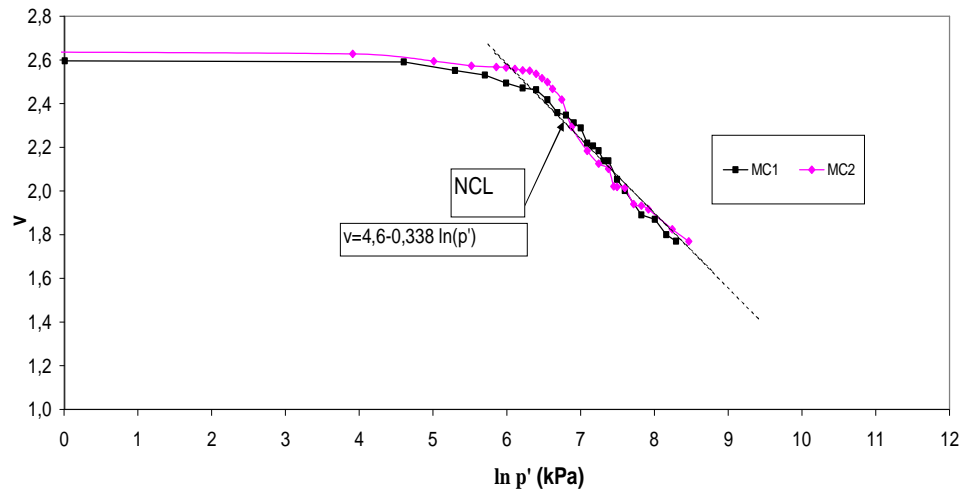


Fig. 5.14 Prova di compressione isotropa campione MC1 e MC2 e determinazione NCL (litotipo C)

Sul campione MC3 (Fig. 5.16) si sono eseguiti n°15 cicli di carico e scarico. Anche in questo caso risulta evidente il parallelismo tra la prima retta di carico e tutte le rette di scarico sia prima che dopo lo snervamento.

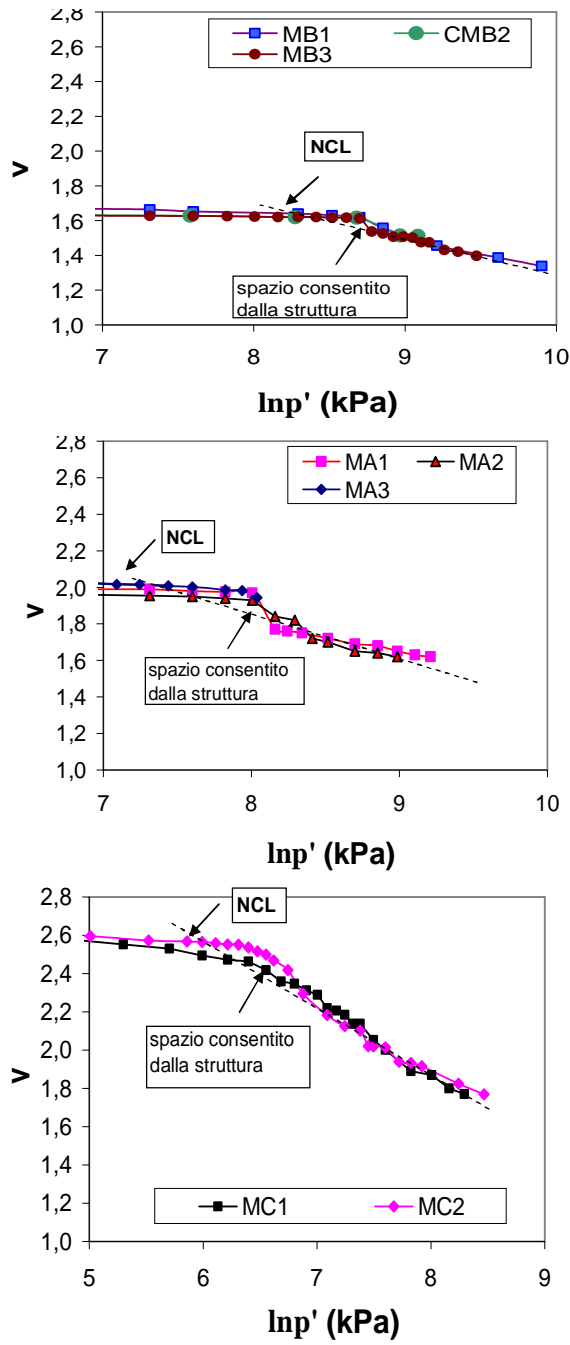


Fig. 5.15 Confronto tra gli spazi consentiti dalla struttura per il tre litotipi (B;A;C)

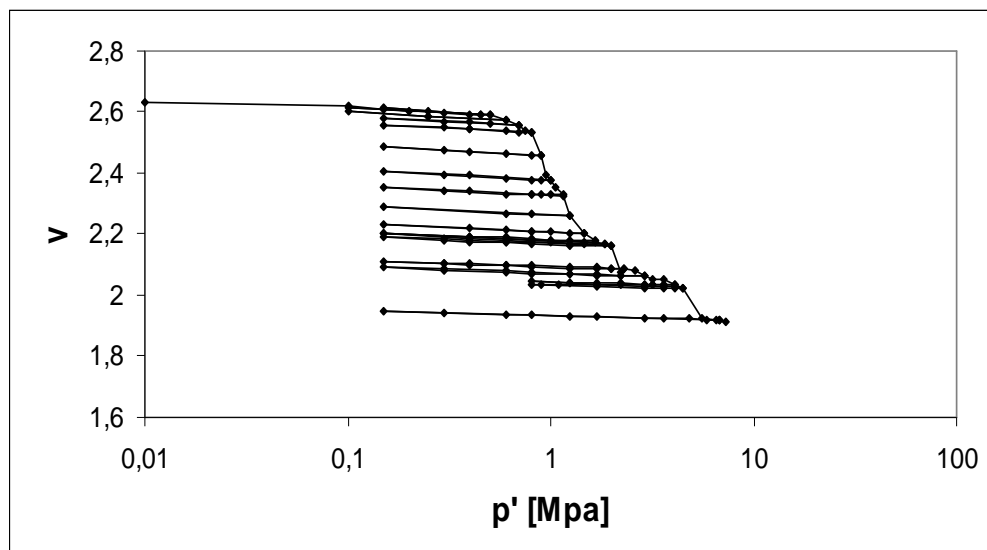


Fig. 5.16 Prova di compressione isotropa campione MC3 cicli di carico e scarico(litotipo C)

Fino al valore di tensione di cella pari a 0,65 MPa le deformazioni sono di tipo puramente elastico superata tale valore di tensione l'aliquota di deformazione elastica va riducendosi e le deformazioni diventano per lo più di tipo irreversibile (Fig. 5.17).

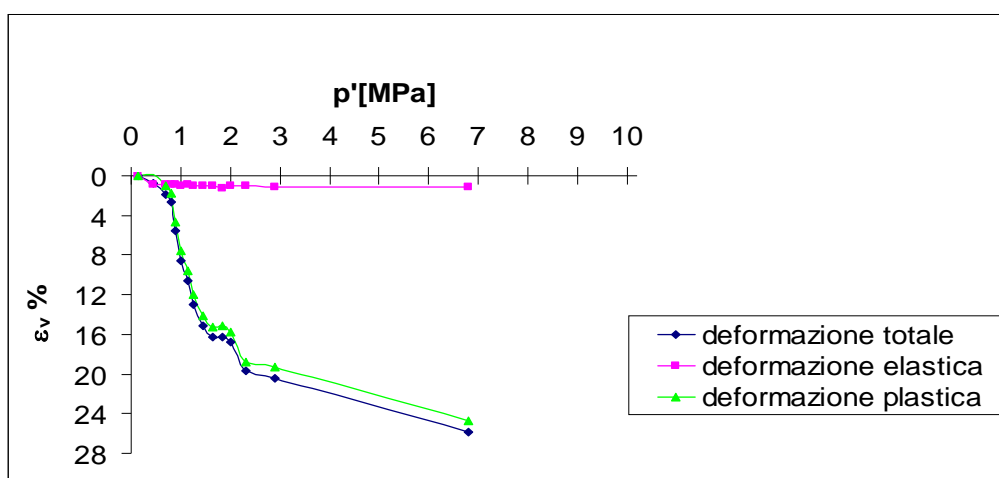


Fig. 5.17 Deformazioni totali, elastiche e plastiche(litotipo C)

Nel diagramma di Fig. 5.18 sono riportate le curve ottenute dalle prove isotrope condotte sui campioni MC2 e MC3 aventi indice dei vuoti iniziali quasi coincidente ($e=1,63-1,64$). Dal confronto delle curve si nota che a seguito dei cicli di carico e scarico il campione MC3 acquista rigidità, pertanto superata la tensione di snervamento a parità di volume specifico corrente il campione MC3 resiste a sforzi tensionali maggiori.

All'aumentare del numero di cicli il $\Delta p'$ tra le due curve va aumentando. I cicli di carico e scarico non sembrano avere nessuna influenza per tensioni inferiori a quella di snervamento e quest'ultima risulta essere uguale per entrambi i campioni e pari a 0,6 MPa.

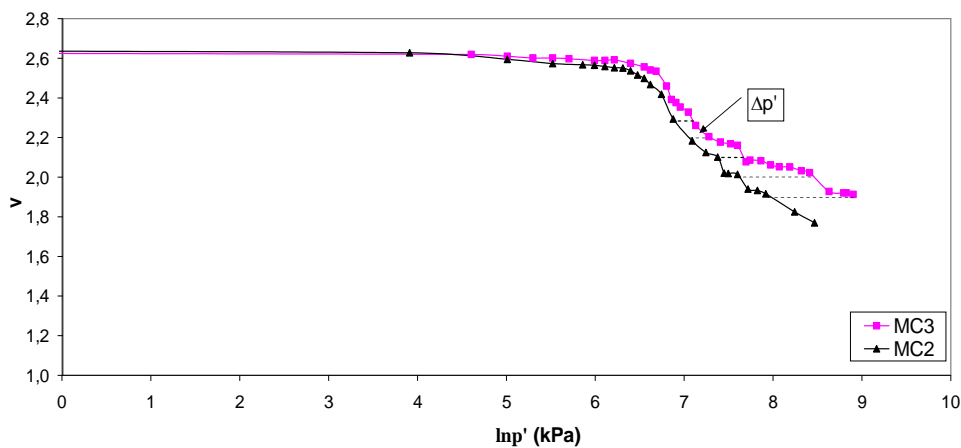


Fig. 5.18 Confronto tra due prove isotrope eseguite sul litotipo C

Calcarenite Palermo litotipo CL

Sul litotipo CL si sono eseguite 4 prove di compressione isotropa, due sul litotipo CL2 (Fig. 5.19) e due sul litotipo CL1 (Fig. 5.20). Attesi i tempi necessari per completare il processo di destrutturazione, notevolmente più alti rispetto alla calcarenite di Marsala, la durata media di ciascuna prova è stata di 2 mesi.

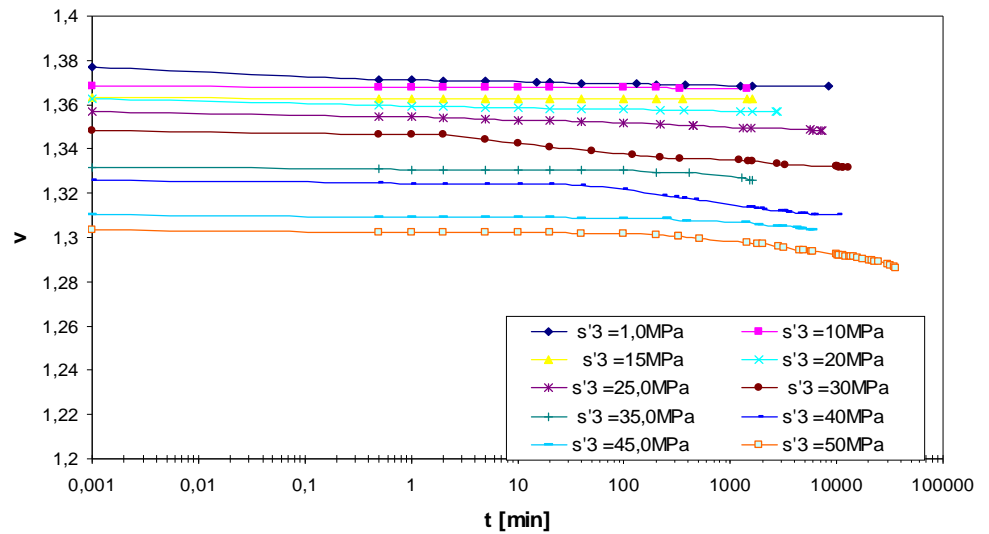
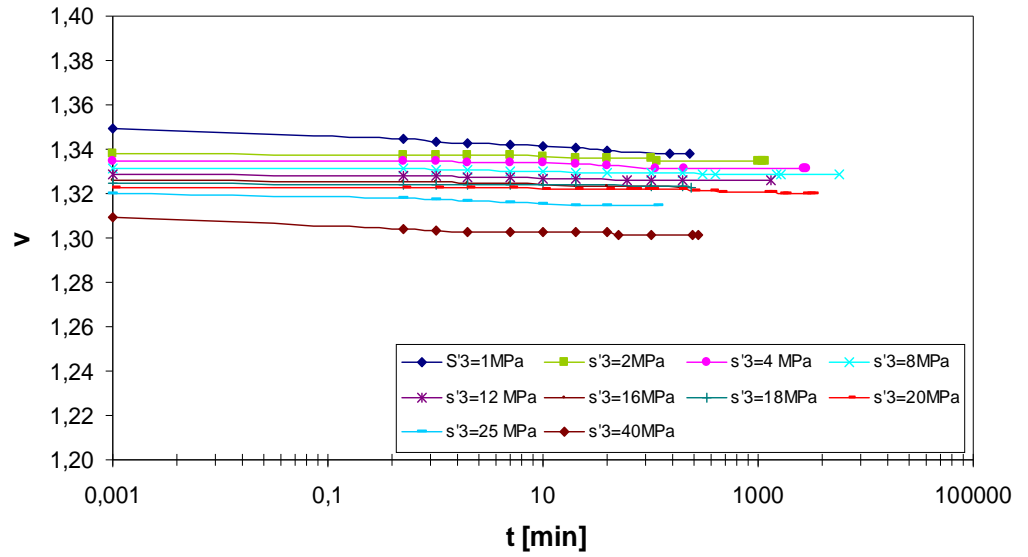


Fig. 5.19 Prova di compressione isotropa a) campione 10i c) campione C8

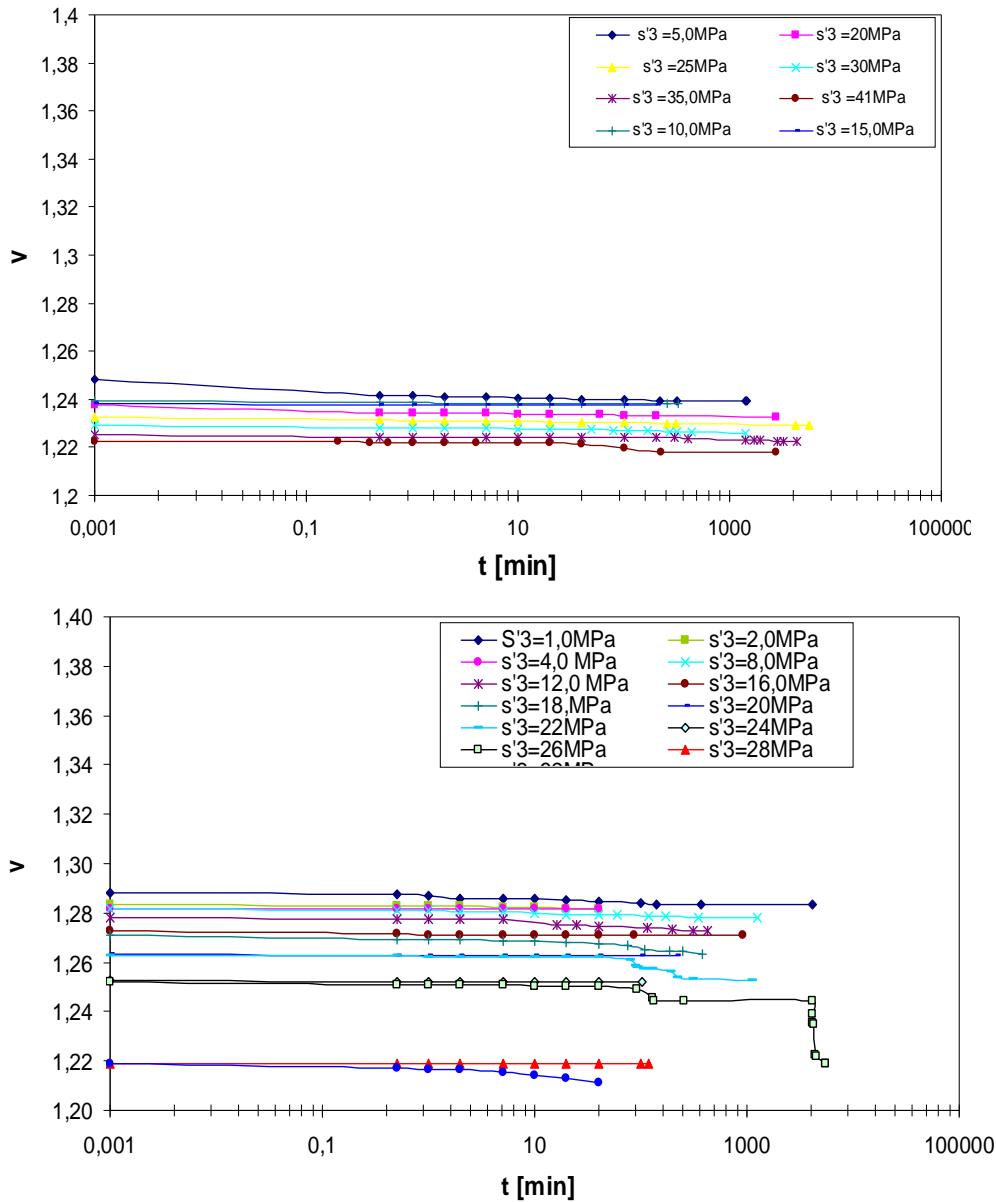


Fig. 5.20 Prova di compressione isotropa a) campione 15c b) campione C14

Nonostante gli alti valori della tensione di cella applicati, per questo litotipo non è stato possibile definire una NCL per il litotipo CL (Fig. 5.21).

Il valore della tensione di snervamento è risultato essere direttamente proporzionale alla porosità iniziale dei campioni (Fig. 5.22)

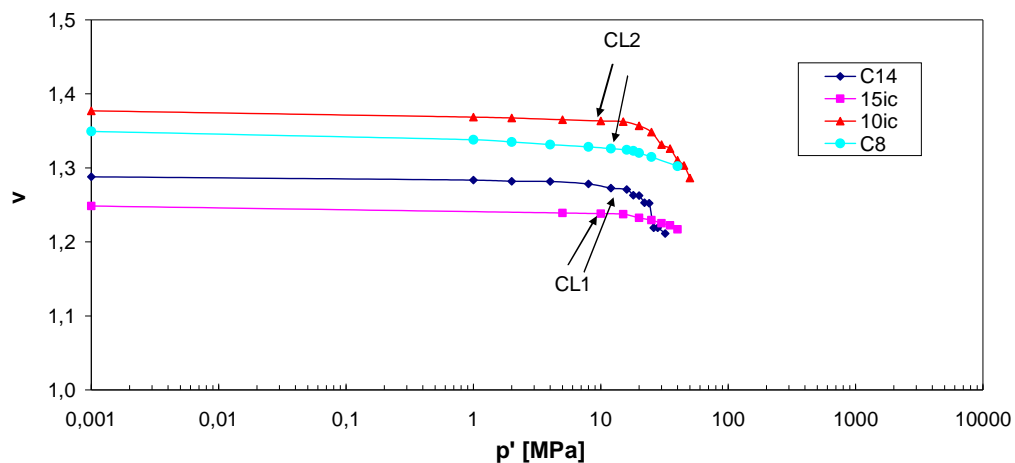


Fig. 5.21 Prove isotrope litotipi CL1 e CL2 nel piano volume specifico-tensione media efficace (litotipo CL)

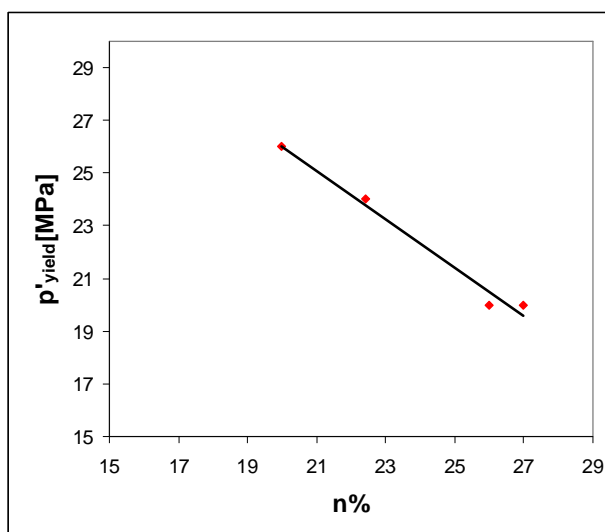


Fig. 5.22 Relazione porosità-tensione di snervamento

5.3 PROVE EDOMETRICHE

Le prove edometriche sono di notevole interesse per la caratterizzazione dei materiali strutturati in quanto dall'analisi delle curve volume specifico-tensione verticale è possibile ottenere significative informazioni su aspetti caratteristici di questi materiali, quali l'influenza dei legami interparticellari e la loro evoluzione (destrutturazione) man mano che il processo di carico avanza.

Nel corso del presente lavoro sono state eseguite prove edometriche sui diversi litotipi della calcarenite caratterizzati da differente porosità iniziale e "quantità di struttura".

Durante ciascuna prova di compressione edometrica sono stati applicati carichi di entità tale da determinare lo snervamento del materiale e da valutarne il comportamento anche successivamente. Dati gli elevati valori delle tensioni di snervamento di ciascun litotipo è stato necessario utilizzare un edometro con il quale è stato possibile raggiungere elevate pressioni. Il valore di tensione massima raggiunto è di 396 MPa.

In Tab. 5-2 sono riportate le caratteristiche fisiche di ciascun provino. I dati sperimentali ricavati da ogni singola prova sono stati elaborati e disposti nel piano $v-\sigma'$. Nel seguito si estrarrà dall'insieme dei risultati una tipologia per ciascun litotipo riportandone i diagrammi di sintesi. Al termine del presente paragrafo verranno riportati i diagrammi relativi a ciascuna prova.

In Fig. 5.23 è riportato l'andamento della curva volume specifico-tensione verticale relativa al provino MB1ed (litotipo A). Una preliminare analisi qualitativa della curva consente di individuare tre tratti. Il primo tratto AB mostra un andamento lineare, il volume specifico si riduce in modo appena percettibile all'aumentare della tensione assiale fino al raggiungimento della σ'_B . Il secondo tratto BC è curvilineo e il volume specifico diminuisce bruscamente e sensibilmente all'aumentare della tensione verticale. In corrispondenza del punto C l'andamento mostra un'inversione di curvatura proseguendo con andamento all'incirca lineare fino al punto D. Raggiunta la tensione σ'_B si innesca un graduale processo di destrutturazione della calcarenite dovuto ad una progressiva rottura dei legami interparticellari. Per

tutte le prove è stato assunto quale tensione di snervamento il valore corrispondente all'inizio dell'intervallo BC (σ'_B in figura).

	Test	γ_d [kN/m ³]	v_o	n_o	σ'_{YIELD} [MPa]	condizioni iniziali provino
MARSALA						naturale
litotipo A	MB1ed	12,79	2,10	0,52	1,56	naturale
	MB2ed	13,45	2,00	0,50	2,58	naturale
	MB3ed	14,36	1,87	0,47	9,31	destrutturato
	MB4ed	13,61	1,97	0,49	2,90	destrutturato
	MB5ed	14,12	1,90	0,48	2,40	naturale
	MB7ed	13,40	2,00	0,50	2,23	naturale
	MB8ed	15,66	1,71	0,42	5,75	destrutturato
	MB9ed	16,12	1,67	0,40	4,00	destrutturato(prova interrotta)
MARSALA	MB10ed	16,33	1,64	0,39	5,33	naturale
litotipo B	MB11ed	16,44	1,63	0,39		destrutturato
MARSALA	MC1ed	13,45	2,70	0,63	0,48	naturale
litotipo C	MC2ed	12,38	2,17	0,54		destrutturato
	MC3ed	9,53	2,82	0,65		destrutturato
PALERMO	edap1	16,81	1,61	0,38	24,00	naturale
litotipo CL	edap2	18,74	1,408	0,29	32,21	naturale
	edap5	19,13	1,38	0,28	38,00	naturale
	edap6	18,22	1,45	0,31	36,00	naturale
	edap7	18,61	1,42	0,29	11,32	naturale
	edap8	18,65	1,41	0,29	25,00	naturale
	edap9	19,57	1,35	0,26	15,18	naturale
	clc2	17,02	1,57	0,36	2,83	destrutturato
	clc3	16,72	1,60	0,38	3,20	destrutturato
	clc4	18,44	1,45	0,31	2,60	destrutturato
	clc5	22,13	1,21	0,17	23,00	destrutturato

Tab. 5-2 Caratteristiche fisiche e meccaniche dei provini testati con prove edometriche

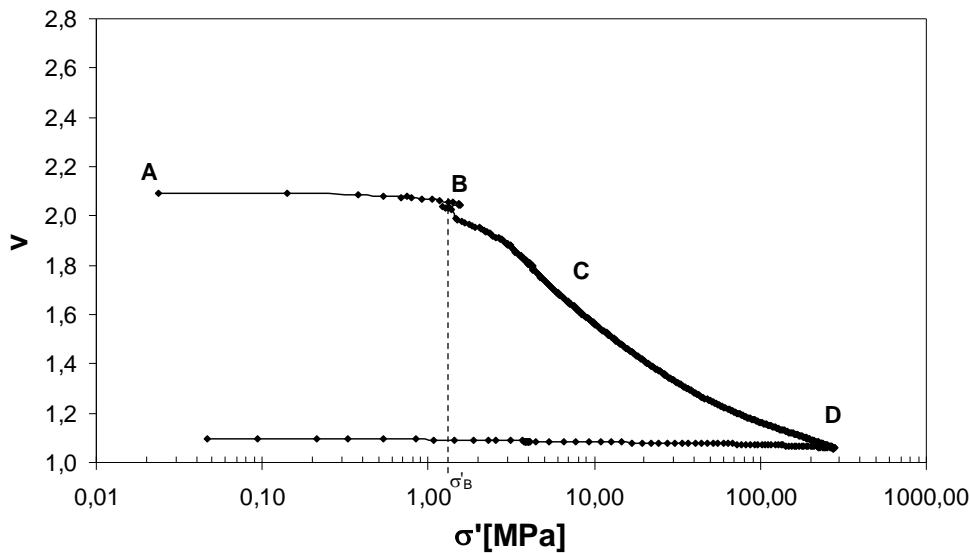


Fig. 5.23 Dati di una prova di compressione edometrica: volume specifico-tensione verticale campione MB1ed (litotipo A)

Gli stessi andamenti sono stati osservati in tutte le altre prove eseguite sui campioni naturali del litotipo A (MB2ed, MB5ed, MB7ed). In Fig. 5.24 sono riportati in un unico diagramma gli andamenti delle 4 prove eseguite sulla calcarenite di Marsala A. La pendenza del primo tratto e del terzo tratto risulta essere uguale per tutti i campioni. Indicando con Cc_1 il valore dell'inclinazione del primo tratto e con Cc_2 quello del terzo tratto si registrano rispettivamente valori compresi fra 0,08 e 0,011 e fra 0,41 e 0,46. I valori della tensione di snervamento risultano variabili nell'intervallo 1,5 e 3,05 MPa. L'innesco del processo di destrutturazione è caratterizzato da una fase di "deformazioni turbolente" evidenziabile calcolando le variazioni istantanee

del coefficiente di compressibilità C_c :
$$C_c = \left| \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right|$$

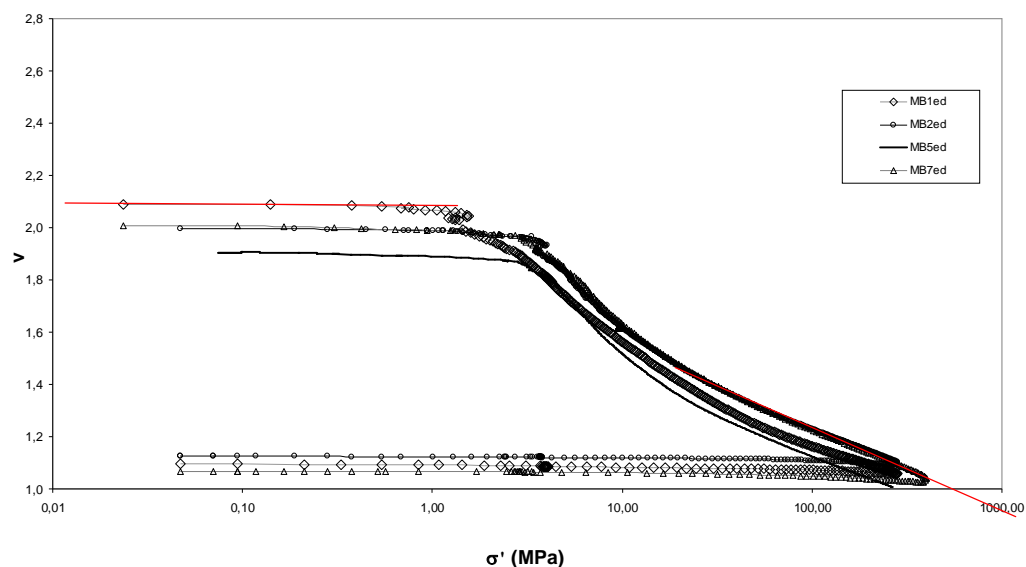


Fig. 5.24 Dati di prove di compressione edometrica: volume specifico-tensione verticale campioni litotipo A

Nella Fig. 5.25 vengono rappresentati i valori istantanei del coefficiente C_c in funzione della tensione verticale σ'_v . E' evidente un iniziale andamento crescente di C_c fino ad un valore di tensione coincidente con quello corrispondente all'ascissa del punto B nel diagramma $v-\sigma'_v$. In corrispondenza del tratto BC il coefficiente C_c mostra un progressivo incremento all'aumentare della tensione verticale. Questo tratto è comunque caratterizzato da continue e brusche oscillazioni del coefficiente C_c fino al punto C in cui nel diagramma si registra un'inversione di curvatura. Successivamente il coefficiente C_c diminuisce con una legge quasi lineare.

Come è noto gli effetti dei legami interparticellari sono più facilmente identificabili e compresi attraverso il confronto della relazione tensione-deformazioni per uno stesso materiale "strutturato" e ricostituito. A tal fine sono state eseguite prove edometriche su provini di materiale destrutturato e ricostituito. L'operazione di destrutturazione (o rimaneggiamento) è stata effettuata eseguendo una frantumazione del materiale con un pestello di gomma. Sul materiale sciolto, prima e dopo la prova, è stata eseguita un'analisi granulometrica (Fig. 5.26).

La calcarenite destrutturata è stata disposta all'interno dell'anello edometrico e costipata manualmente mediante un pestello di peso pari a 1Kg. La prova è stata condotta con velocità di avanzamento della pressa pari a 0,05mm/s.

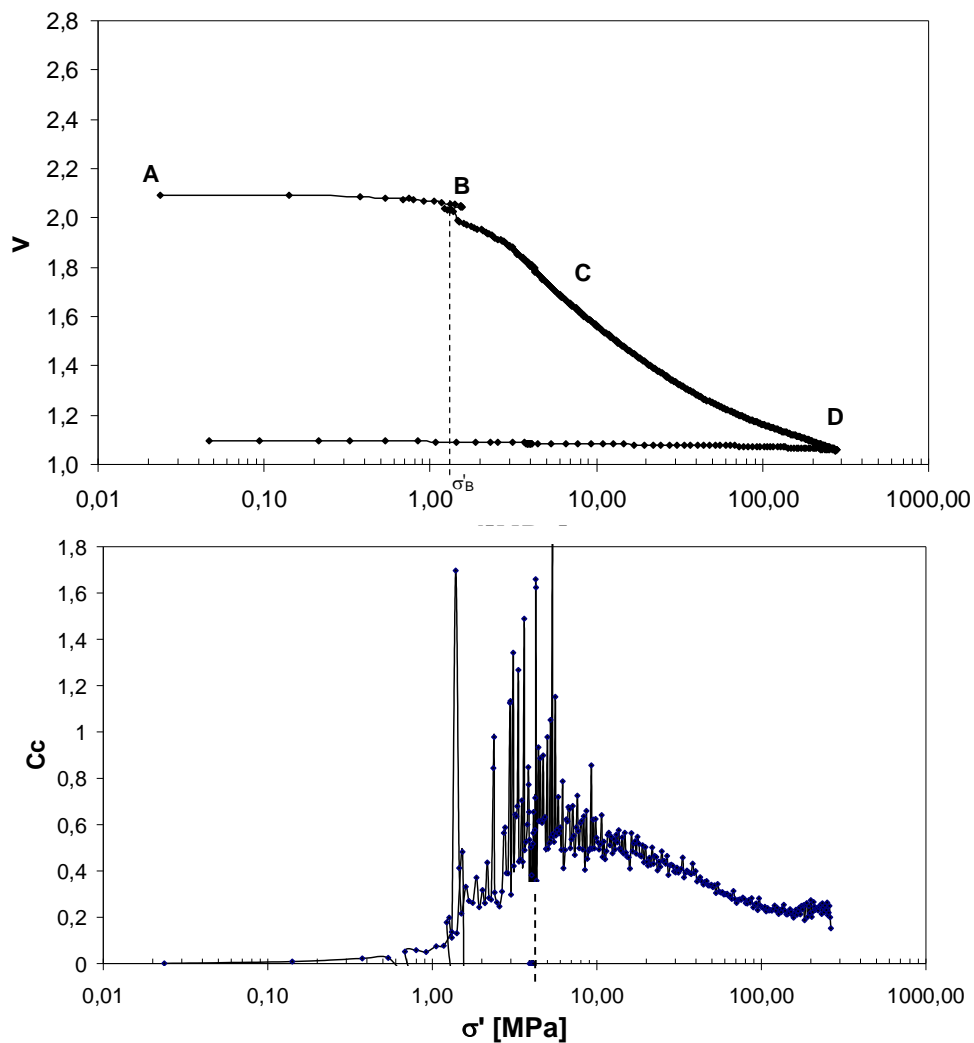


Fig. 5.25 Dati di una prova di compressione edometrica MB1ed: a) volume specifico-tensione verticale b) coefficiente di compressibilità-tensione verticale

In Fig. 5.27 è riportata un diagramma relativo al provino MB8ed. La curva $v-\sigma'$ è regolare, non è presente né un ginocchio marcato, indicativo dello snervamento, né un'inversione di curvatura. Il coefficiente di compressibilità C_c va incrementandosi per tutta la durata della prova man mano che il materiale si compatta, non sono presenti oscillazioni caratteristiche del processo di destrutturazione presenti invece nel materiale intatto.

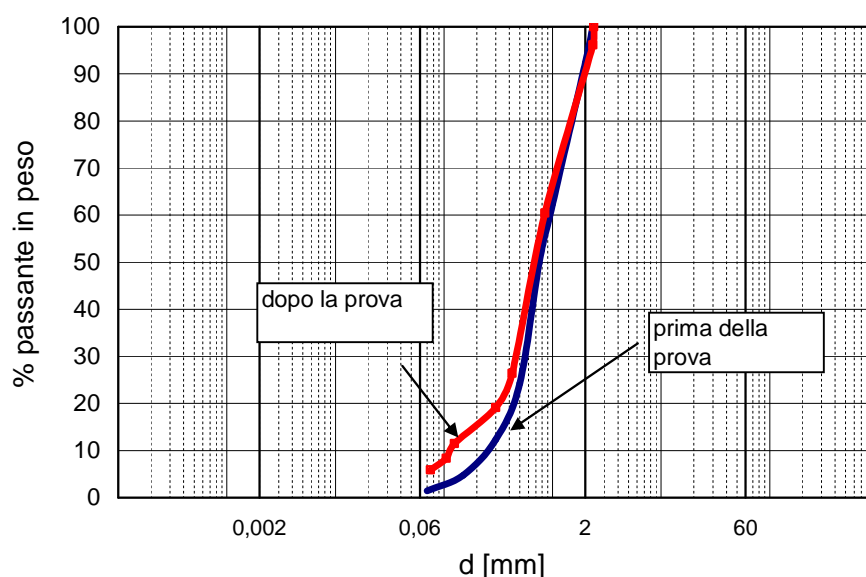


Fig. 5.26 Analisi granulometrica eseguita sul materiale destrutturato prima e dopo la prova

L'influenza della struttura viene evidenziata riportando nello stesso diagramma (Fig. 5.28) i risultati di prove edometriche eseguite sul materiale naturale e destrutturato caratterizzati da valori simili del volume specifico iniziale.

Per tensioni maggiori della tensione di snervamento, a parità di incrementi di tensione, il materiale intatto subisce deformazioni maggiori rispetto al materiale destrutturato. A seguito del processo di destrutturazione la calcarenite "strutturata" mostra una rigidità minore rispetto a quella destrutturata, mentre la calcarenite ricostituita mostra un comportamento

incredente per tutto il processo di carico; ne consegue che i due materiali hanno NCL differenti pur avendo la stessa composizione mineralogica.

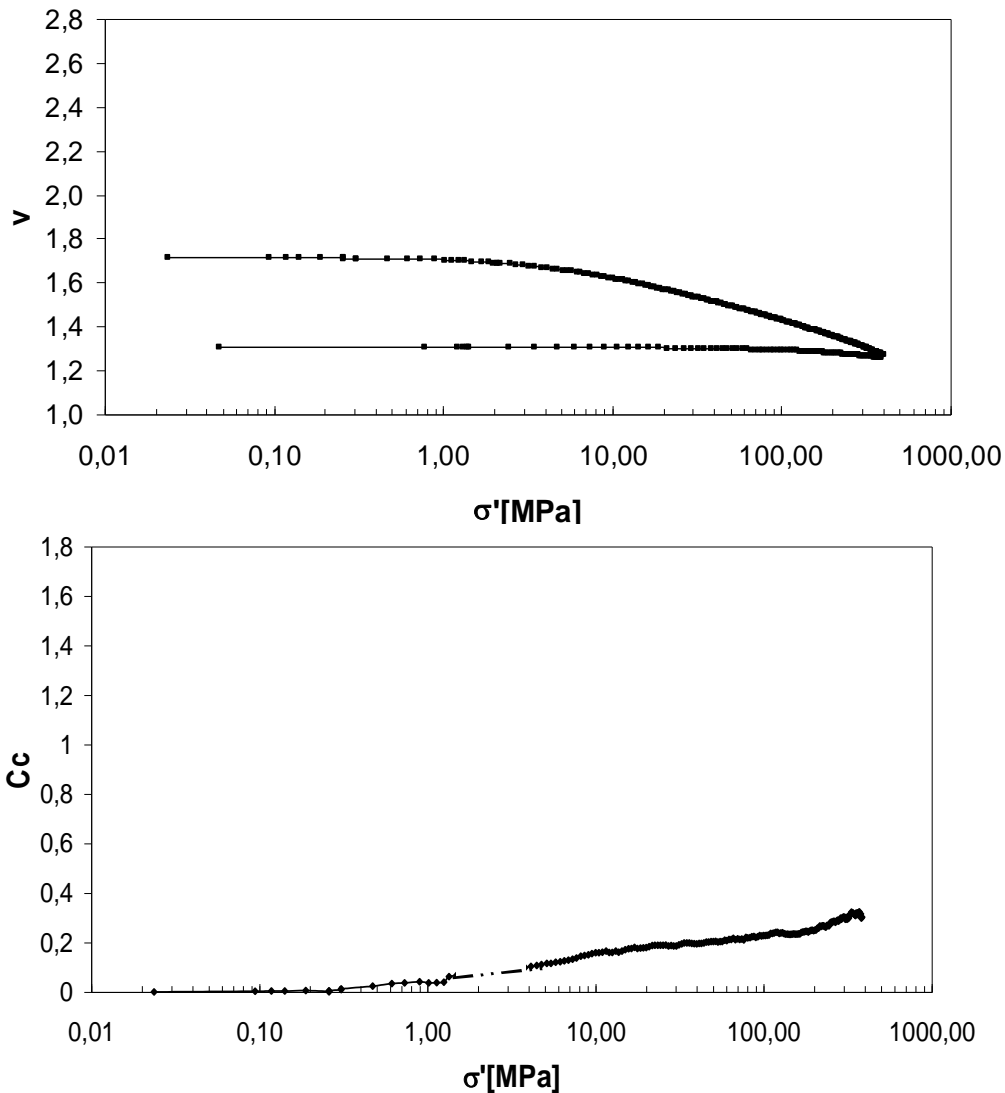


Fig. 5.27 Dati di una prova di compressione edometrica su materiale destrutturato (MB8ed: a) volume specifico-tensione verticale b) coefficiente di compressibilità-tensione verticale

In Fig. 5.29 viene riportato il confronto tra un provino intatto (MB2ed) e uno ricostituito (MB4ed) nel piano $E_{ed}-\sigma'v$. Dalla figura si evince che i

moduli edometrici di entrambi i provini sono sostanzialmente coincidenti per tutta la prima fase di carico fino alla tensione di snervamento, successivamente i valori del materiale destrutturato si incrementano progressivamente con gradiente più elevato di quello relativo al materiale naturale raggiungendo valori del modulo pari anche al doppio.

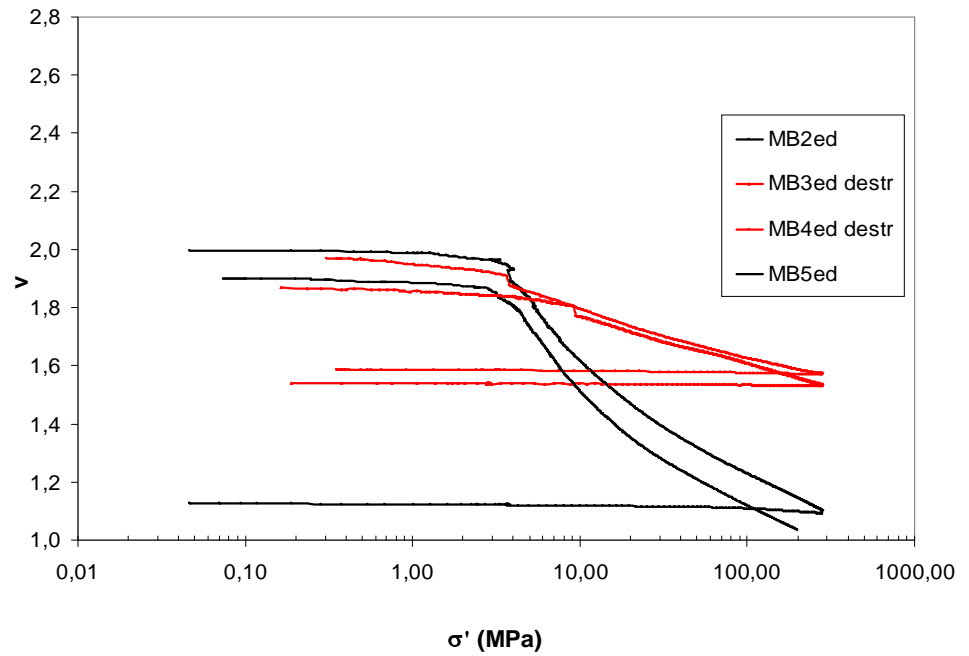


Fig. 5.28 Confronto di prove di compressione edometrica su materiale naturale e destrutturato

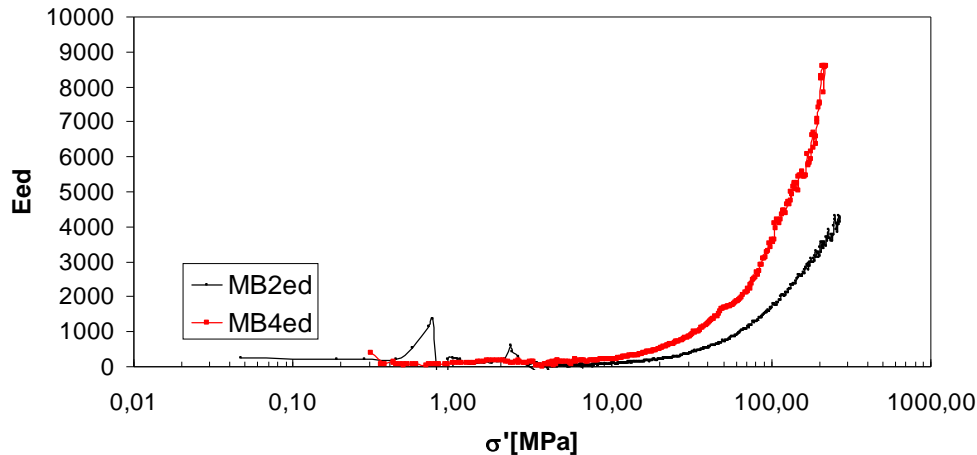


Fig. 5.29 Confronto di prove di compressione edometrica su materiale naturale e destrutturato nel piano $E_{ed}-\sigma'$

Per il litotipo C, che si presenta debolmente cementato con struttura per lo più dovuta al fabric, lo snervamento è dovuto principalmente alla rottura delle particelle. Come si vede dalla curva (Fig. 5.30) volume specifico-tensione verticale relativa al campione naturale C1ed lo snervamento è graduale con un punto di innesco del processo di destrutturazione non ben definito. Il valore della tensione di snervamento sembra essere più facilmente individuabile dall'analisi della variazione del coefficiente di compressibilità C_c . Anche in questo caso il processo di destrutturazione è caratterizzato da repentine oscillazioni di C_c . L'intervallo di tensioni in cui si verifica la destrutturazione della calcarenite è più grande rispetto a quello del litotipo A o del litotipo B in cui lo snervamento risulta essere più marcato ed improvviso.

Nel tratto terminale della fase di carico la curva presenta andamento suborizzontale. In tale tratto in corrispondenza di un $\Delta\sigma$ di 80MPa l'indice dei vuoti rimane costante.

Riportando su uno stesso diagramma (Fig. 5.31) anche i risultati di due prove edometriche condotte sul materiale destrutturato e sul naturale si nota che il materiale destrutturato mostra una deformabilità minore rispetto alla calcarenite naturale e che, solo per elevati valori della tensione verticale, all'incirca pari a 250MPa, la curva del materiale intatto tenderebbe a portarsi alla destra di quella relativa al destrutturato.

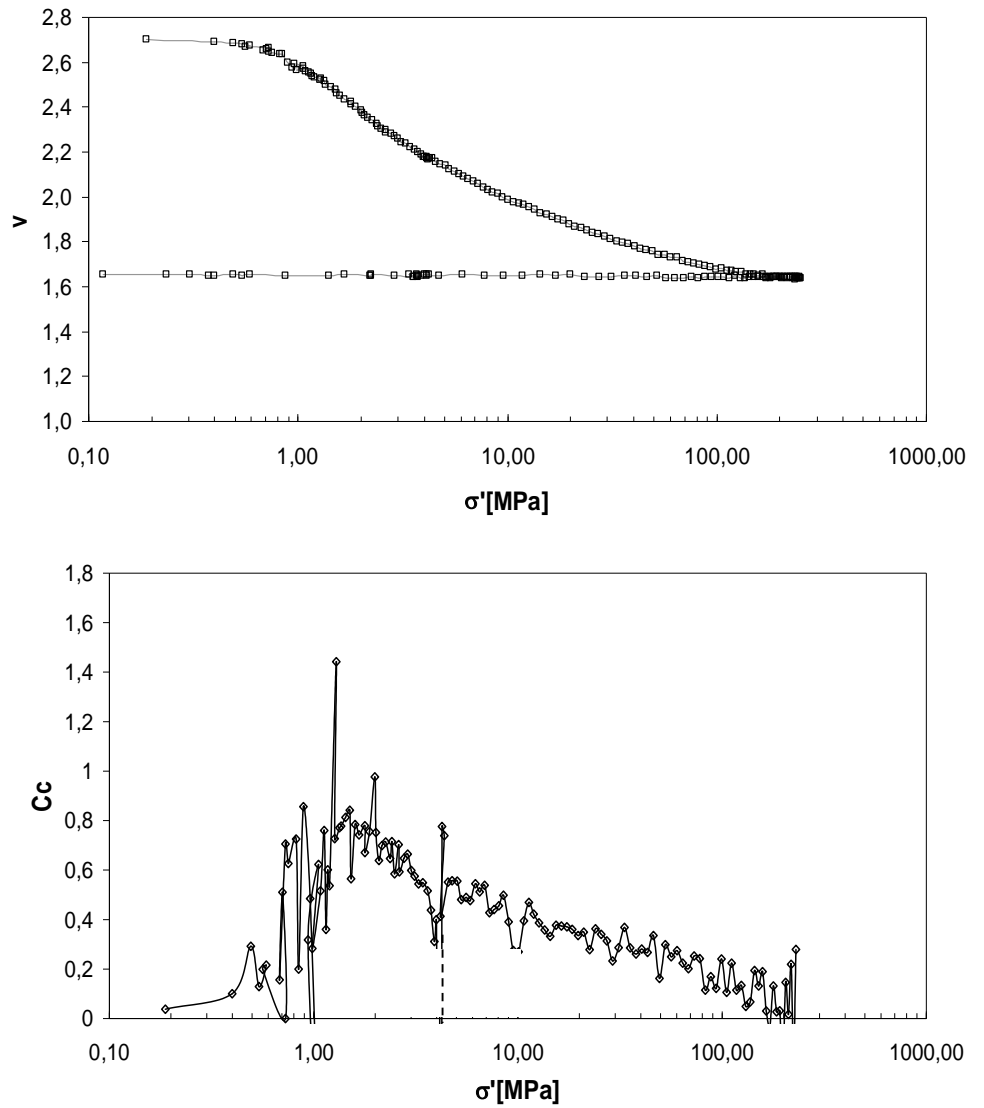


Fig. 5.30 Dati di una prova di compressione edometrica su materiale naturale: a) volume specifico-tensione verticale b) coefficiente di compressibilità-tensione verticale

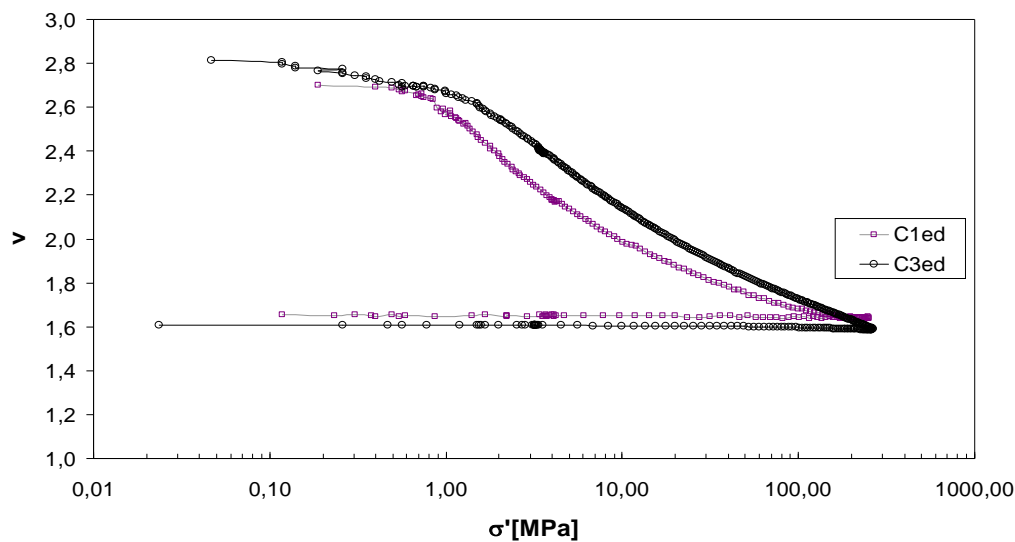


Fig. 5.31 Confronto di prove di compressione edometrica su materiale naturale e destrutturato nel piano v - σ'

Anche per il litotipo CL si sono eseguite prove edometriche sul materiale destrutturato e su quello naturale per ottenere dal confronto dei due comportamenti informazioni sui legami interparticellari.

Nei diagrammi di Fig. 5.32 si riportano i risultati delle prove eseguite su un campione di calcarenite naturale e su uno di calcarenite destrutturata meccanicamente aventi volume specifico iniziale simile. Dalla figura è rilevabile un tipico comportamento dei materiali strutturati, a parità di volume specifico corrente il materiale naturale raggiunge stati tensionali marcatamente più elevati rispetto al destrutturato. Si individua, quindi, nel piano σ_v - v , una zona di stati tensionali possibili solo grazie alla struttura. Come già osservato da Leroueil e Vaughan (1990) la cementazione permette, infatti, al terreno di raggiungere stati al di là della linea di compressione normale dei terreni destrutturati. Raggiunto lo snervamento inizia la fase di destrutturazione, i legami interparticellari iniziano ad indebolirsi e a rompersi. Anche in questo caso il fenomeno non è istantaneo, ma graduale. Al crescere della tensione verticale la compressibilità del materiale aumenta e il comportamento del materiale intatto sembra tendere a quello del materiale

rimaneggiato anche se, nonostante gli alti valori di tensione raggiunti, le due curve non si sovrappongono. Si nota inoltre che il fenomeno di destrutturazione avviene senza inversione di curvatura. In Fig. 5.33 si riportano le analisi granulometriche eseguite sul campione clc4 prima e dopo la prova. Si constata un significativo fenomeno di frantumazione dei grani con incremento di una frazione fina pari anche al 15%-20%

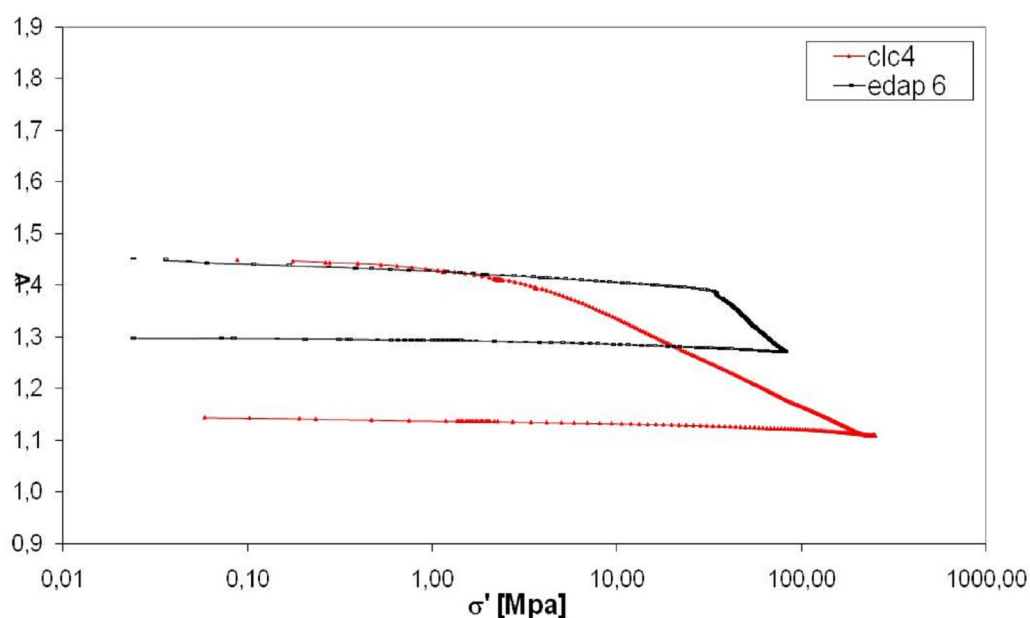


Fig. 5.32 Dati di prove di compressione edometrica: volume specifico-tensione verticale materiale naturale (edap6) materiale destrutturato (clc4)

Nel diagramma di Fig. 5.34 sono riportati i risultati di 2 prove edometriche, la prima eseguita su un campione del litotipo CL1 (edap9) e un'altra sul litotipo CL2 (edap 8), caratterizzati da una cementazione della stessa resistenza, ma diversamente distribuita, con differente volume specifico iniziale. Si può osservare che più è bassa la porosità iniziale minori sono gli effetti della cementazione interparticellari.

Il campione edap 9 mostra infatti un comportamento simile a quello del destrutturato, il ginocchio della curva corrispondente all'innescio dello

snervamento è molto meno marcato che nel campione edap8. Tale osservazione è confermata anche dall'analisi delle curve C_c, σ'_v in cui è evidente che il campione edap 9 mostra un andamento più simile a quello del materiale non strutturato. Il campione edap 8 mostra oscillazione del coefficiente di compressibilità più marcate specie nella fase di destrutturazione. Le oscillazioni di C_c tendono a manifestarsi in prossimità dei massimi carichi applicati testimoniando la presenza di residui moduli di calcarenite in fase di destrutturazione.

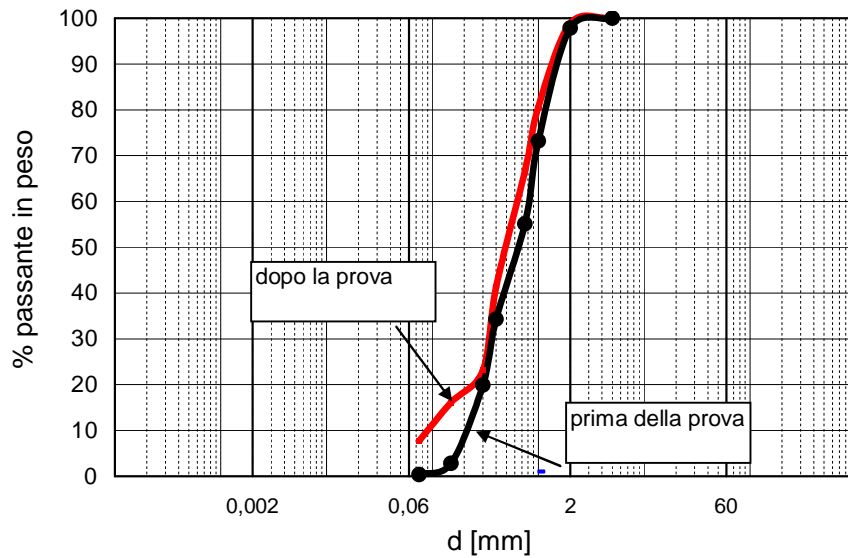


Fig. 5.33 Analisi granulometrica eseguita sul materiale destrutturato prima e dopo la prova

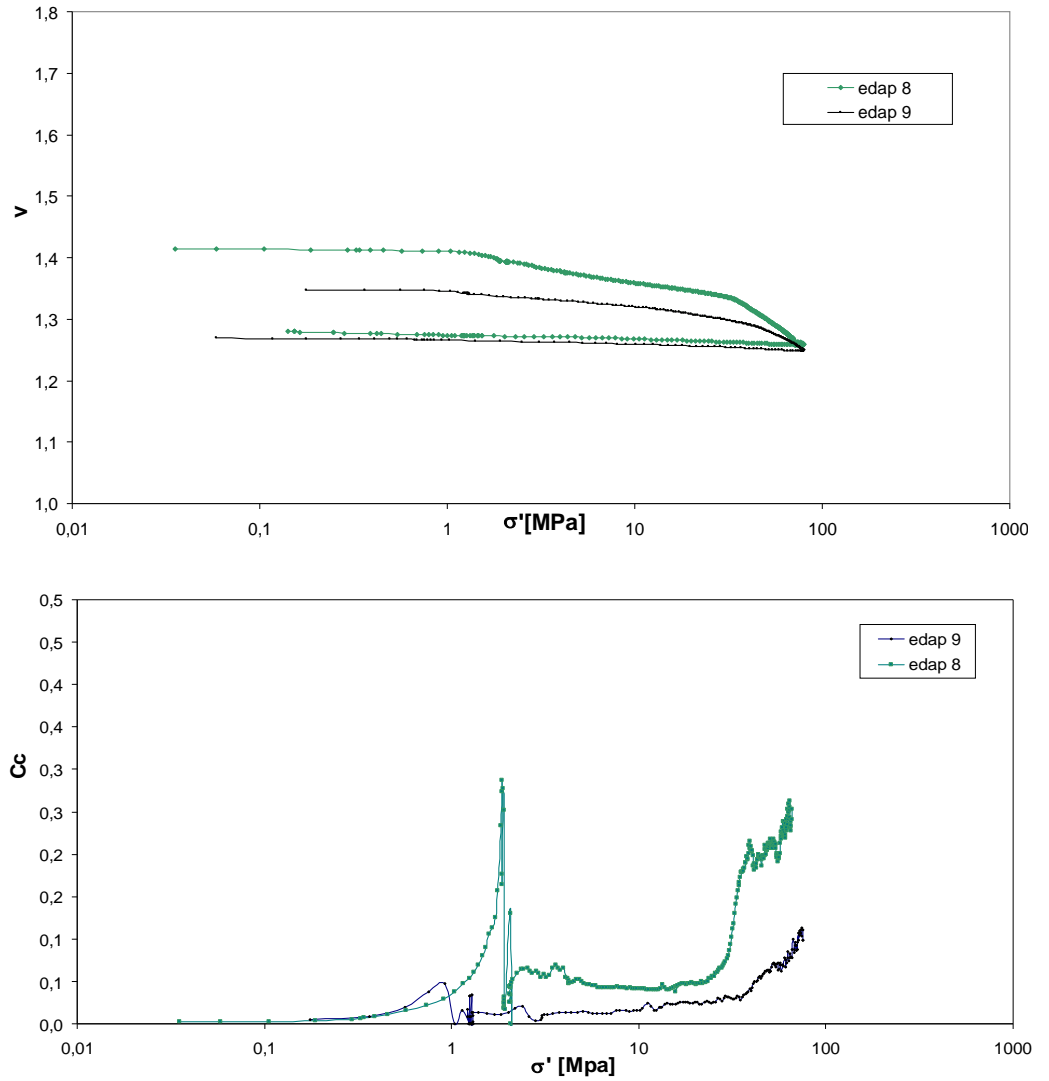


Fig. 5.34 Confronto delle prove di compressione edometrica su campioni del litotipo CL con differente grado di cementazione: a) volume specifico-tensione verticale b) coefficiente di compressibilità-tensione verticale

5.4 PROVE DI COMPRESSIONE TRIASSIALE

Sono state condotte prove triassiali drenate su provini consolidati isotropicamente a livelli tensionali anche prossimi e/o superiori alla tensione di snervamento p'_{yield} . In tale condizione il comportamento del materiale, com'è noto, non è più assimilabile a quello di una roccia lapidea, ma è paragonabile a quello di un materiale destrutturato che si addensa con il progredire delle deformazioni volumetriche. Nella tabella per ciascun provino sono riportate le caratteristiche fisiche e il valore della tensione deviatorica massima (q_{max}) raggiunto durante la prova.

Per tutti i provini sono state adottate analoghe modalità esecutive. I valori della pressione di confinamento sono compresi nell'intervallo tra 0,1 e 12,5 MPa. Durante l'esecuzione delle prove triassiali sono stati registrati i valori dei carichi assiali e delle deformazioni assiali. Al campione è stata applicata una back-pressure di 0.2MPa mantenuta costante durante tutta la prova in modo tale da rilevare eventuali rotture della membrana che avvolge il provino, e per misurare in maniera diretta le deformazioni volumetriche. Nell'elaborazione dei dati sperimentali si è tenuto conto della variazione nel valore dell'area della sezione trasversale del provino dovute alle deformazioni volumetriche. I dati sperimentali ricavati da ogni singola prova sono stati successivamente elaborati per ottenere il tracciamento dei diagrammi nel piano tensione deviatorica-deformazione assiale e in quello deformazione volumetrica-deformazione assiale.

	Test	γ_d [kN/m ³]	v_o	v_{fine} consolid	σ'_c [MPa]	q_{max} [Mpa]
MARSALA						
litotipo A	1A	12,55	2,14	2,13	0,1	1,64
	7	12,75	2,11	2,09	0,2	1,620902921
	4	13,44	2,00	1,95	0,5	1,538024133
	2	13,44	2,00	1,90	2,0	3,91
	MC6	10,89	2,45		0,1	0,92
	11	13,34	2,00	1,83	4,0	9,39
litotipo B	2A	17,95	1,50	1,49	1,00	5,53
	1A	16,18	1,66	1,61	2,00	5,90
	A1	14,02	1,89	1,82	2,00	3,83
	CM1	15,40	1,75	1,72	4,00	6,98
	3A	15,79	1,70	1,61	4,00	9,59
	MB2	15,50	1,73	1,64	5,00	11,31
	MRS5	15,59	1,72	1,61	5,00	9,29
	2C	15,99	1,68	1,66	6,00	13,59
	CMB2	15,79	1,70	1,51	9,00	19,23
	1C	15,30	1,76	1,43	12,50	29,99
litotipo C	1	10,20	2,62	2,6	0,1	0,72
	2	10,40	2,57	2,55	0,2	0,43
	3	9,59	2,78	2,75	0,5	0,93
	4	10,59	2,52	2,49	0,7	1,16
	MC4	9,96	2,67	2,63	0,6	2,02
PALERMO						
litotipo CL	3	20,40	1,33	1,31	1	10,46
	4	18,73	1,448	1,44	2	10,74
	5	18,34	1,48	1,435	4	13,5
	6	18,34	1,47	1,46	6	20,13
	7	20,50	1,32	1,1	10	30,92
	8	20,99	1,29	1,27	4	29,1
	1a	21,38	1,27	1,23	4	28,34
	2a	19,81	1,365	1,34	1	10,11
	3a	22,07	1,23	1,221	4	14,48
	4a	20,50	1,318	1,283	7	24,23
	5a	20,30	1,32	1,279	8	25,74
	2L	19,19	1,41	1,4053	1	14,28
	5L	19,42	1,38	1,3356	2,5	12,12
	11L	20,89	1,29	1,2856	4,5	24,93
	14L	20,50	1,3234	1,3129	1,6	18,1
	C1	20,30	1,418	1,351	5	14,62
	C2	28,34	1,411	1,364	5	18,24
	C3	20,09	1,307	1,229	5	28
	C4	19,42	1,348	1,265	5	20,09
	C6	20,01	1,311	1,244	5	24,33
	C9	20,06	1,309	1,249	5	24,85
	C10	20,69	1,291	1,27	5	25,587
	C11	20,86	1,259	1,183	5	29,36
	C12	19,61	1,36	1,319	5	19,47
	C14	20,01	1,295	1,239	5	22,2

Calcoli di riferimento

La deformazione assiale (sia interna che esterna) ε_a è stata calcolata come il rapporto tra lo spostamento assiale Δh e l'altezza iniziale h_0 del campione.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0}$$

La misurazione delle deformazioni assiali locali è stata possibile fino a quando gli LVDTs non sono andati fuori dal range.

La deformazione volumetrica è stata calcolata come il rapporto tra la variazione di volume ΔV e il volume iniziale del campione V_0 :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0}$$

Determinate la deformazione assiale ε_a e quella volumetrica, ε_v è stato possibile calcolare la deformazione di taglio ε_s come:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a - \frac{\varepsilon_v}{3}$$

La tensione deviatorica q è stata calcolata come il rapporto tra la forza F , applicata dalla cella di carico, e la sezione corrente del campione A_c :

$$q = \frac{F}{A_c}$$

La sezione corrente è stata misurata assumendo che il campione si deformi come un cilindro perfetto:

$$A_c = A_o \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a}$$

essendo A_o la sezione iniziale del campione.

Il volume specifico iniziale v_o è stato calcolato dalla media dei valori ottenuti, quando possibile, con quattro differenti metodi:

$$v_o = G_s w_o + 1$$

$$v_o = \frac{G_s - 1}{\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1}$$

$$v_o = G_s \frac{\gamma_w}{\gamma_d}$$

$$v_o = \frac{(G_s w_{finale}) + 1}{(1 - \varepsilon_{vconsolidaz}) \cdot (1 - \varepsilon_{vtaglio})}$$

I risultati delle prove triassiali condotte sul litotipo A hanno evidenziato tre comportamenti distinti in relazione alla tensione di snervamento isotropo che come illustrato nel paragrafo precedente è risultata mediamente pari a 3MPa. Si discutono adesso i risultati delle prove per tensioni di cella inferiori, uguali e superiori a quella di snervamento isotropo.

Per tensioni di cella inferiori a quella di snervamento (provino 1A rappresentato in Fig. 5.35), sono distinguibili quattro tratti, con inizio e fine contrassegnati dalle lettere A,B,C,D,E.

Nel primo tratto (AB) la curva segue un andamento all'incirca lineare. Il valore della tensione deviatorica aumenta proporzionalmente con l'aumentare della deformazione assiale. E' evidente in tale tratto un comportamento elastico del materiale fino al raggiungimento della tensione di snervamento (ordinata del punto B). L'andamento prosegue con un tratto che si discosta dall'andamento lineare iniziale fino al punto C. L'ordinata di tale punto indica il valore massimo della tensione deviatorica; superando il punto C si ha una caduta del deviatore, e la curva termina con un tratto più o meno lineare (DE).

La diminuzione improvvisa di tensione deviatorica, caratteristica di un comportamento fragile, è accompagnata dalla formazione di una o più superfici di scorrimento macroscopiche. Raggiunto il picco si innesca il processo di destrutturazione. Tale fase prosegue fino al raggiungimento del punto D.

Il tratto DE lineare è caratterizzato da un valore pressoché costante della tensione deviatorica (tensione ultima). Il comportamento deformativo è contraente per tutta la durata della prova. In corrispondenza di questo tratto le variazioni di volume sembrano raggiungere un valore costante. Il materiale raggiunge, quindi, condizioni di stato critico.

Nel diagramma di Fig. 5.36 si riportano i risultati della prova nel piano $v-p'$. La fase di destrutturazione, qui ancora più evidente, è caratterizzata da modeste oscillazioni del volume specifico e da oscillazioni marcate della tensione p' soprattutto nella parte iniziale del tratto CD probabilmente conseguenti alla differenza tra la rigidità della pressa e quella del provino, estremamente variabile, durante la fase di destrutturazione.

All'aumentare della tensione di cella, ma comunque inferiore a quella di snervamento isotropo, il comportamento iniziale rimane analogo a quello descritto in precedenza.

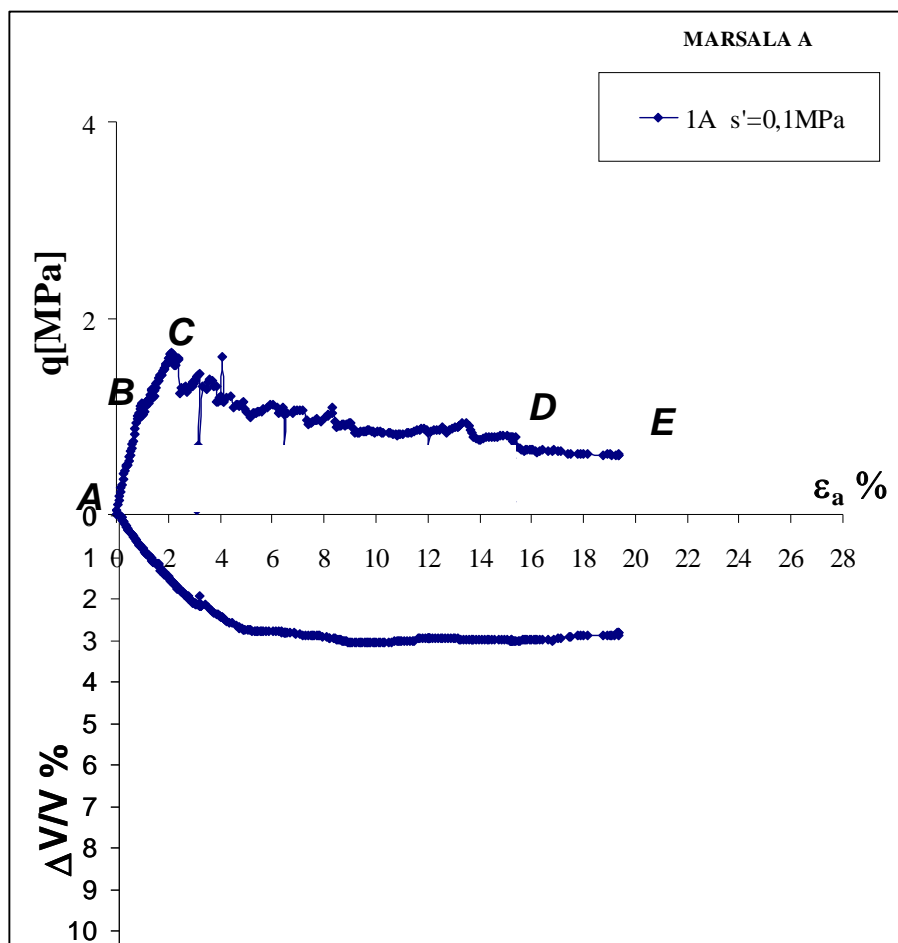


Fig. 5.35 Prova triassiale campione MA1

In Fig. 5.37 sono riportati i risultati relativi al provino 4. La prova è stata condotta con pressione di cella pari a 0,5MPa. Raggiunto il picco si innesca la fase di destrutturazione durante la quale il deviatore si mantiene all'incirca costante, con una variazione del valore della tensione simile a quella del primo caso. La tensione di picco viene assunta pari a quella ultima e pur avendo imposto deformazioni elevate pari anche al 16% non si raggiunge la

condizione di stato critico. Il processo di destrutturazione sembra non essersi ancora esaurito.

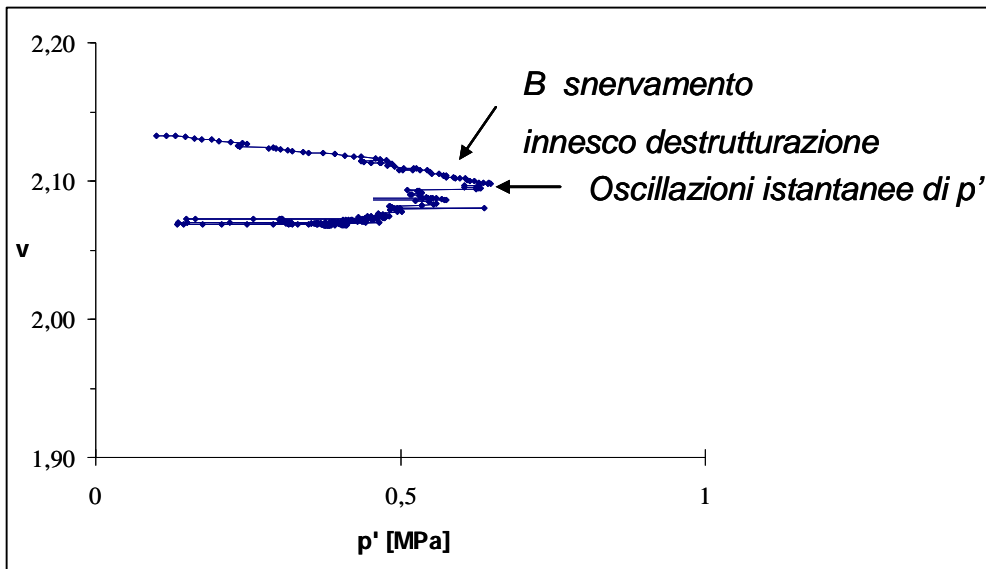


Fig. 5.36 Prova triassiale campione MA1 nel piano v - p'

Anche in questo caso dal diagramma v - p' è evidente la fase di destrutturazione caratterizzata da oscillazioni istantanee della tensione p' e da più modeste oscillazioni del volume specifico.

Per tensioni di confinamento ancora più elevate (2 MPa) il comportamento è del tutto simile a quello visto in precedenza fatta eccezione nel tratto finale della fase di destrutturazione dove il materiale assume un chiaro comportamento incrudente. In questa terza fase non è stato possibile raggiungere né la resistenza di picco del materiale e né la condizione di stato critico pur avendo imposto deformazioni assiali pari al 18-20% (Fig. 5.39).

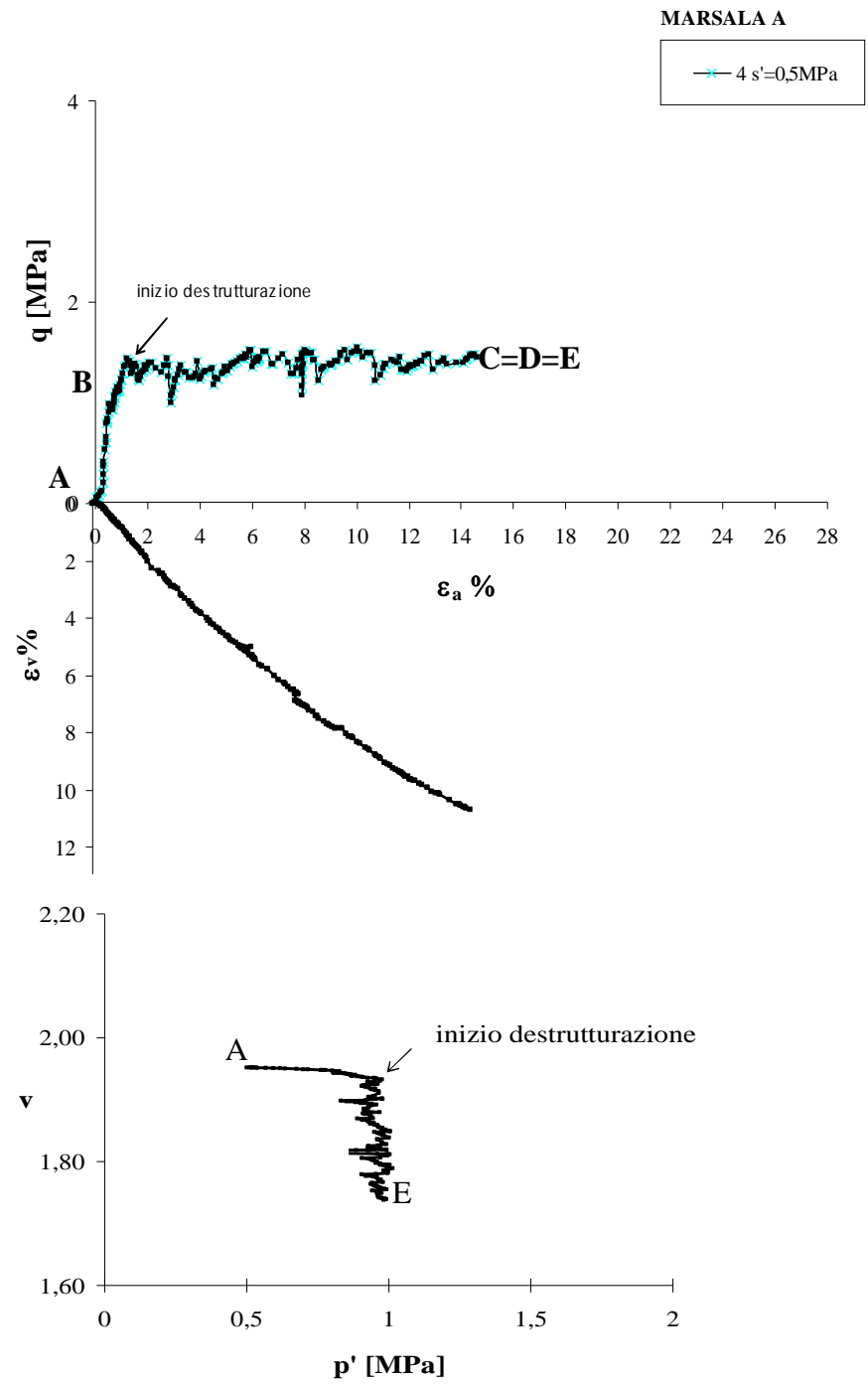


Fig. 5.37 Prova triassiale campione 4

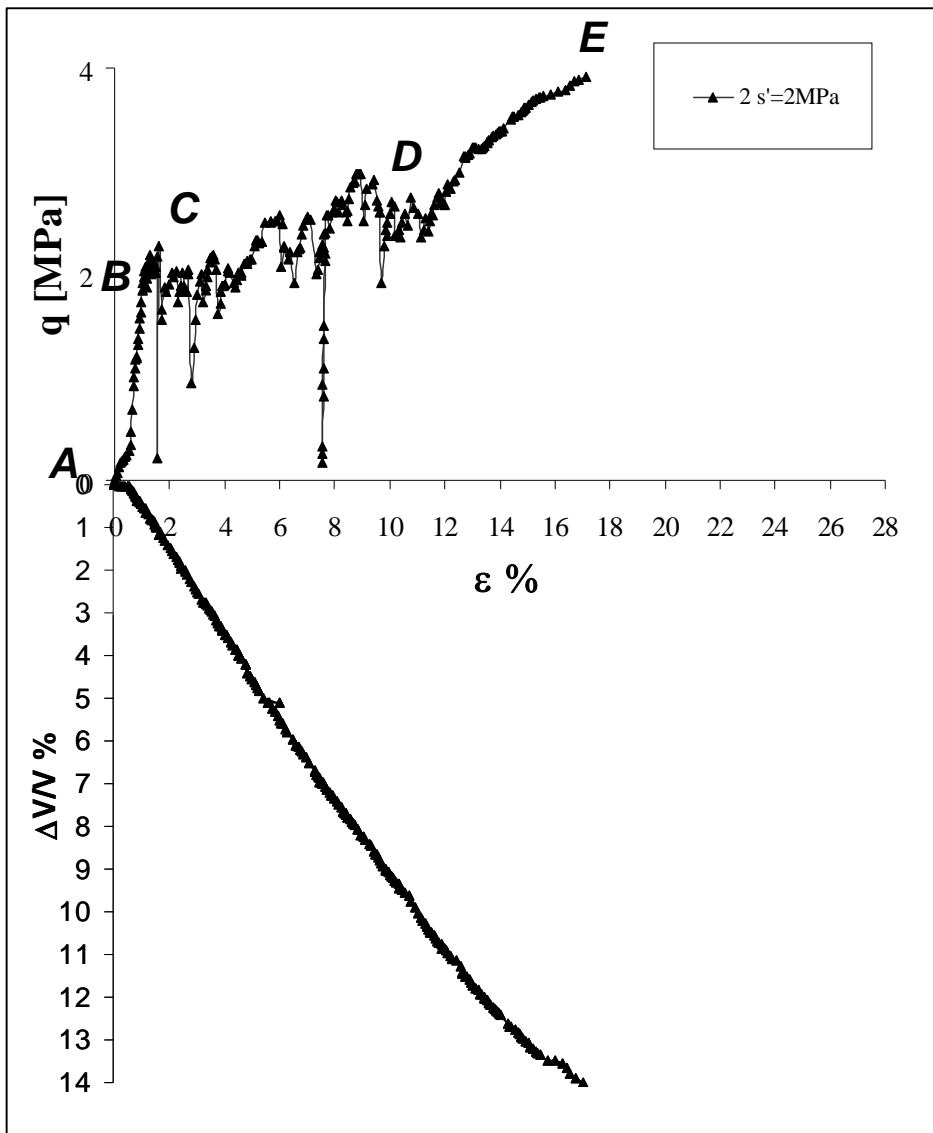


Fig. 5.38 Prova triassiale campione 2

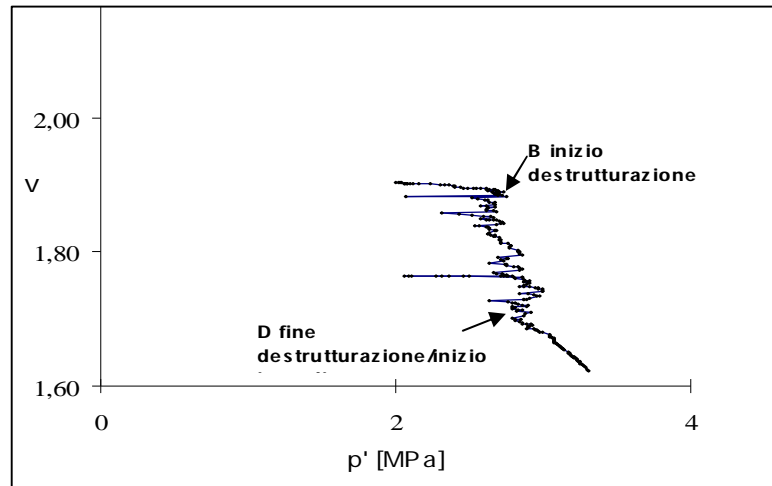


Fig. 5.39 Prova triassiale campione 2 nel piano v - p'

Il comportamento della calcarenite cambia in maniera sostanziale nelle prove effettuate con tensioni di cella superiori a 3MPa. Nel diagramma di Fig. 5.40, tensione deviatorica–deformazione assiale, è assente la fase di destrutturazione. Per l'alto valore della tensione di cella il materiale si è infatti già destrutturato in fase di consolidazione. Il comportamento della calcarenite è incrudente sin dai più bassi valori dello sforzo deviatorico.

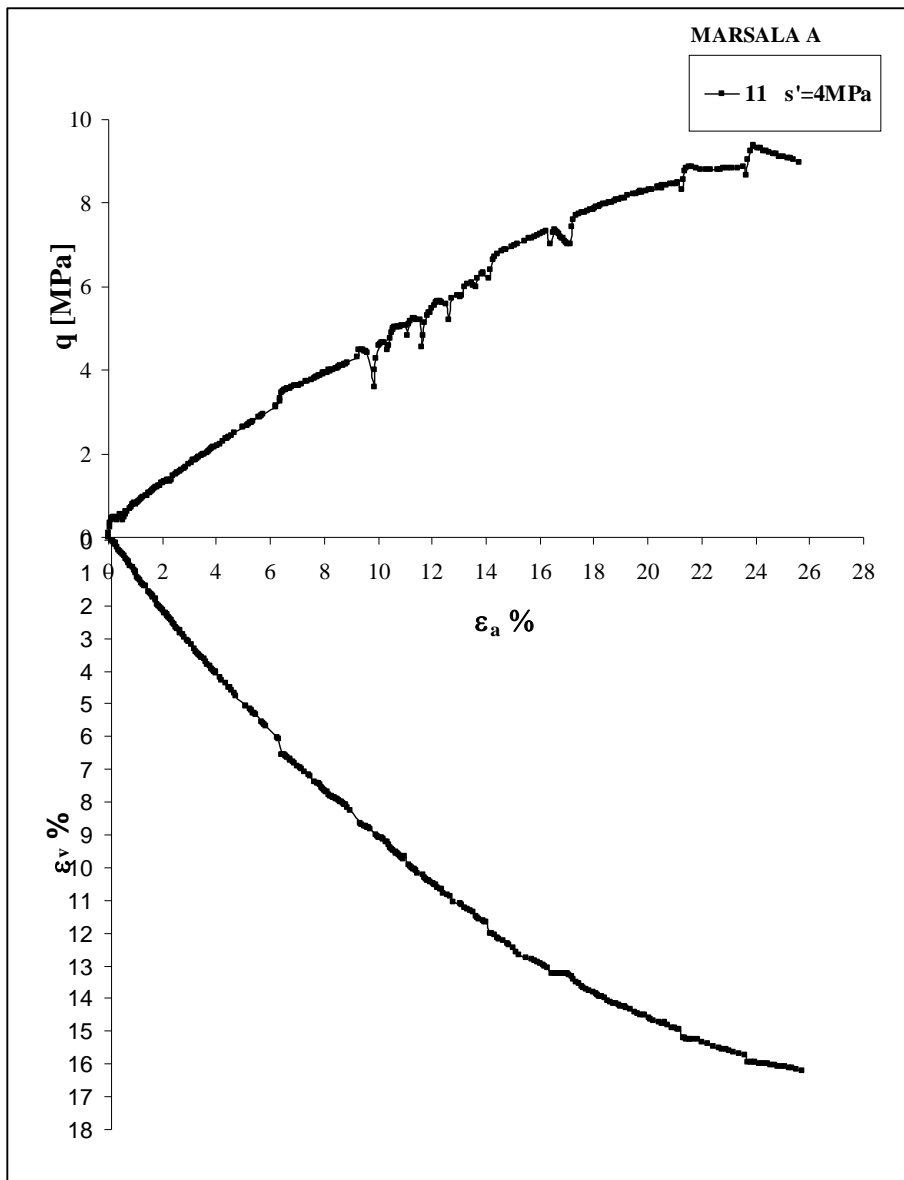


Fig. 5.40 Prova triassiale campione 11

L' assenza della fase di destrutturazione durante il taglio è evidente anche dall'analisi del digramma $v-p'$ (Fig. 5.41). In questo caso comunque si può ritenere raggiunta la resistenza di picco in corrispondenza della deformazione massima applicata del 26%. È opportuno osservare che nel caso precedente (Fig. 5.39) la deformazione relativa alla fase incrudente è pari al 5%-6%, mentre quando la pressione di cella è superiore alla tensione di snervamento la deformazione imposta al materiale incrudente, durante l'applicazione della tensione deviatorica è stata pari anche al 26%-27%.

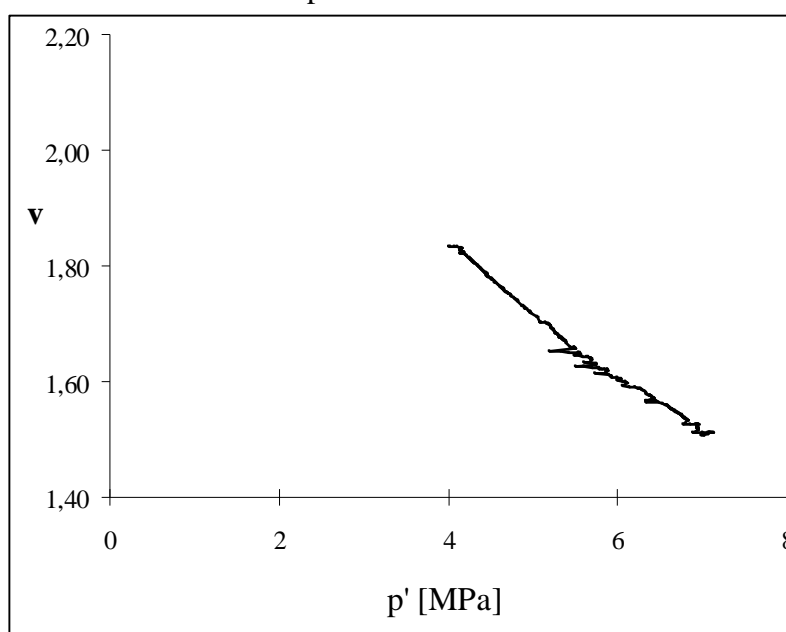


Fig. 5.41 Prova triassiale campione 11 nel piano $v-p'$

Quanto osservato è stato rilevato su tutti i litotipi. L'esame dei diagrammi di Fig. 5.42, Fig. 5.43 e Fig. 5.44, in cui sono riportati i risultati delle prove eseguite con tensioni di cella inferiori o prossime alla tensione di snervamento su ciascun litotipo, mostra, infatti, per ogni singola prova un comportamento elastico del materiale fino ad un valore della tensione molto prossimo alla tensione di picco. Dopo il picco le curve sono caratterizzate da frequenti cadute e riprese della tensione deviatorica fino al raggiungimento della

tensione ultima. Si nota inoltre che all'aumentare della tensione di confinamento si riduce la differenza tra tensione di picco e tensione ultima.

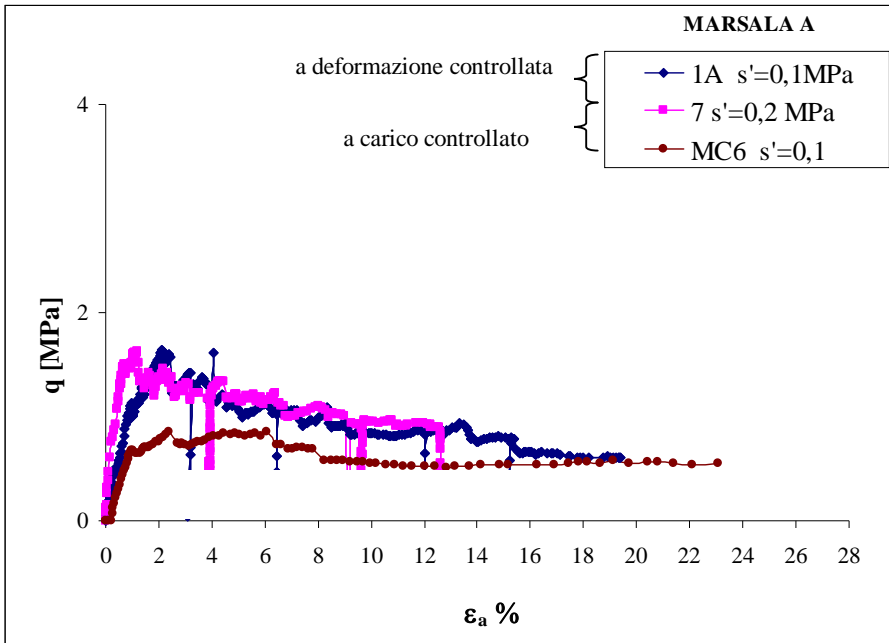


Fig. 5.42 Prove triassiali. Comportamento fragile (litotipo A.)

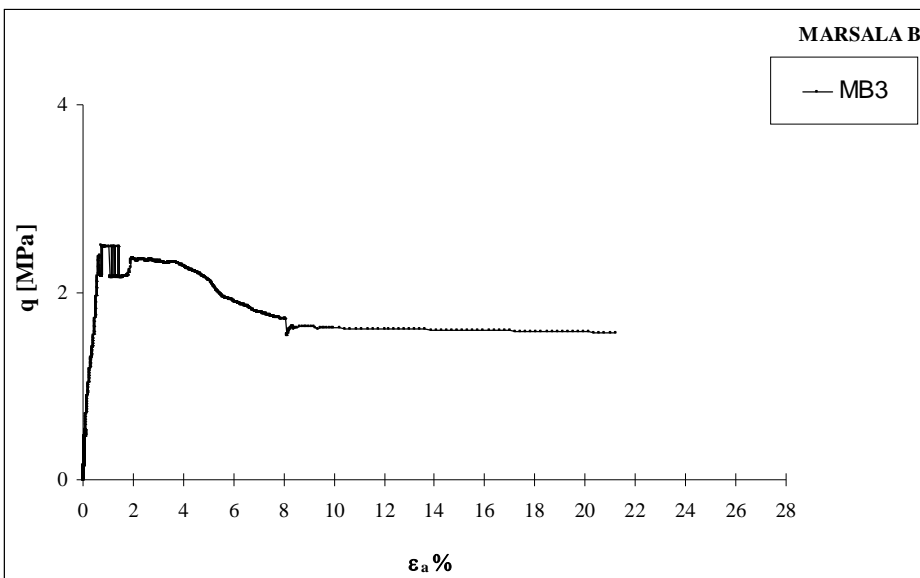


Fig. 5.43 Prove triassiali. Comportamento fragile (litotipo B.)

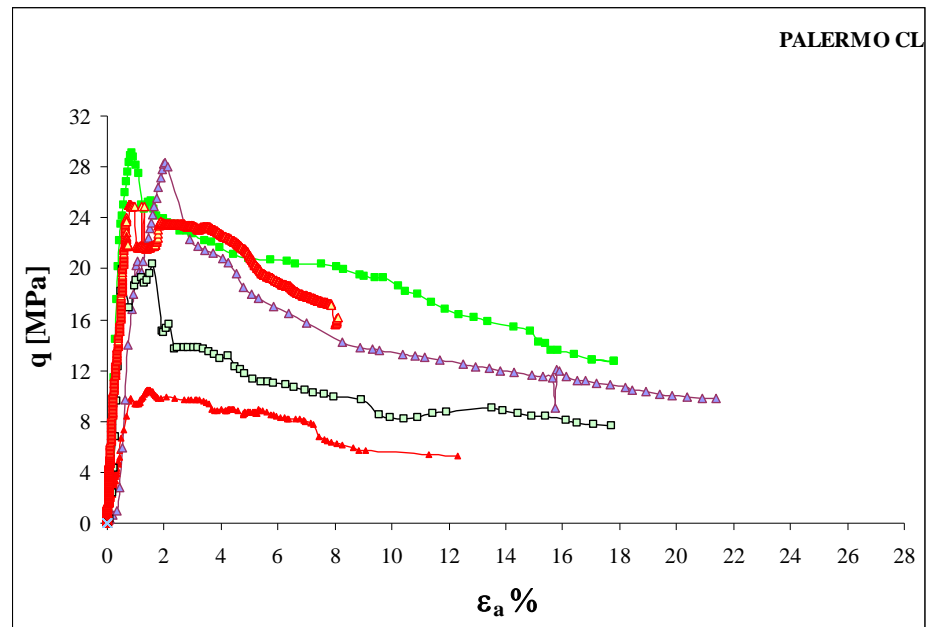


Fig. 5.44 Litotipo CL Prove triassiali. Comportamento fragile (litotipo CL)

Per tensioni di confinamento più elevate i provini di calcarenite mostrano gli andamenti riportati nelle Fig. 5.45 ÷ Fig. 5.49, dove vengono proposti per ciascun litotipo sia gli andamenti di transizione che quelli incrudenti. In generale i campioni esibiscono quasi tutti un comportamento lineare fino alla tensione di snervamento e un successivo comportamento elasto-plastico incrudente o direttamente incrudente. Non è, pertanto, distinguibile la tensione di picco da quella ultima. Il provino a fine prova si presenta deformato, ma senza linee di frattura evidenziate invece nel caso fragile

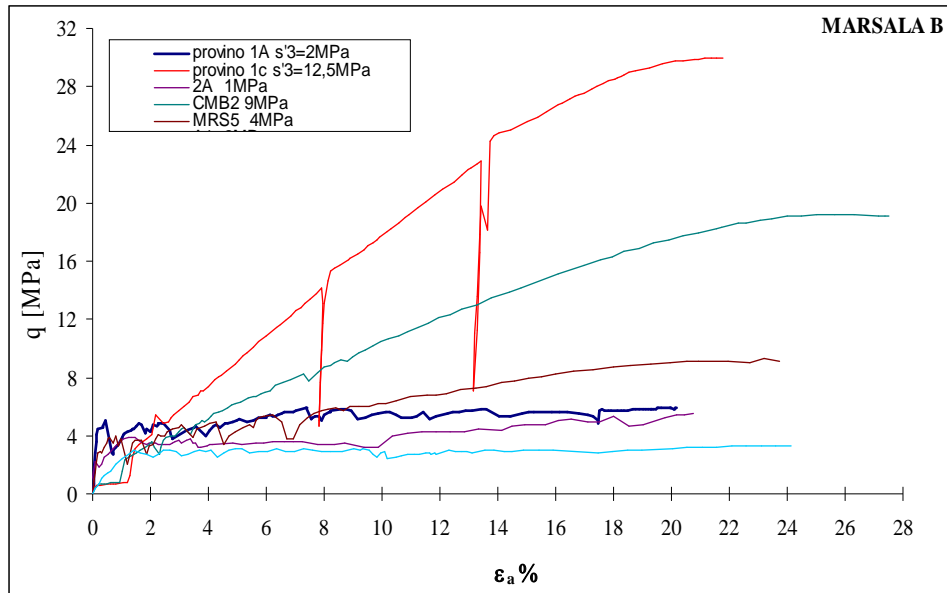


Fig. 5.45 Prove triassiali. Comportamenti di transizione e duttili (litotipo B).

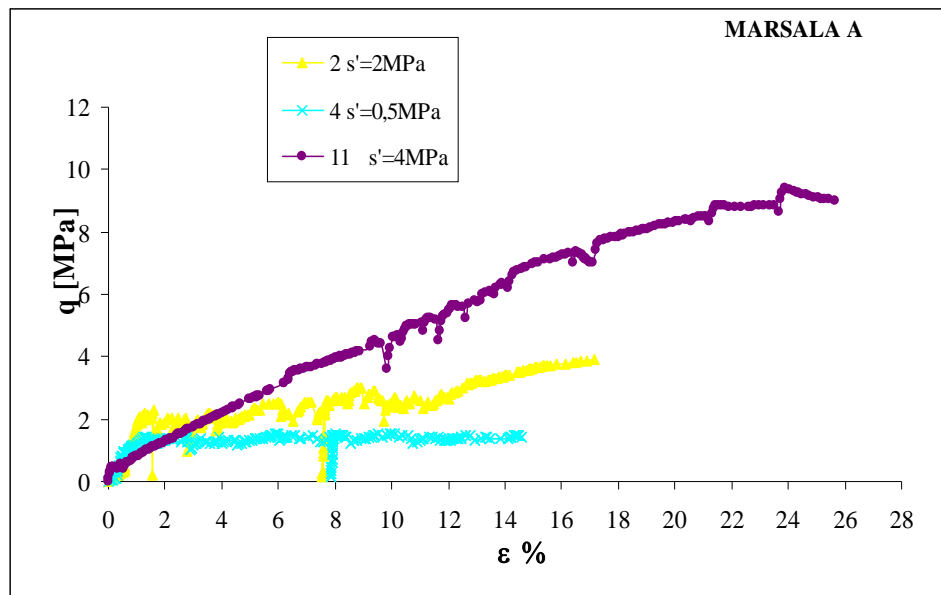


Fig. 5.46 Prove triassiali. Comportamenti di transizione e duttili (litotipo A)

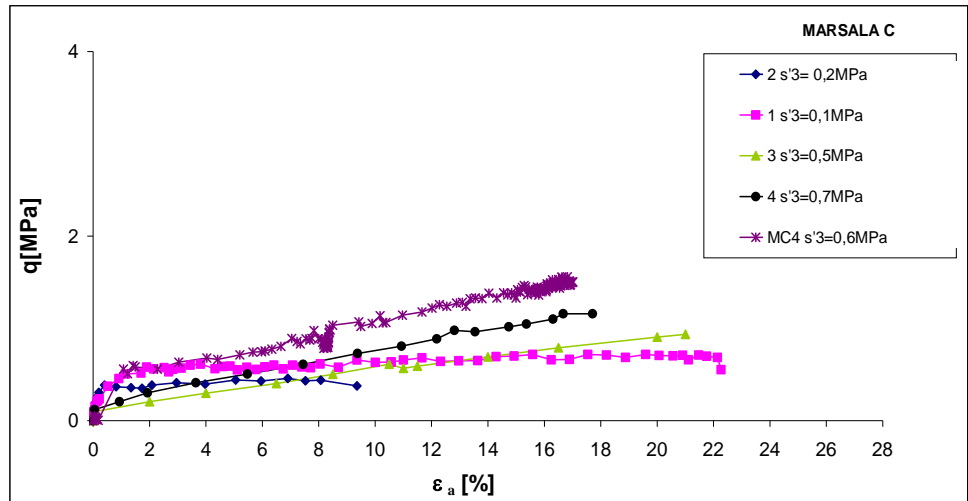


Fig. 5.47 Prove triassiali. Comportamenti di transizione e duttili (litotipo C)

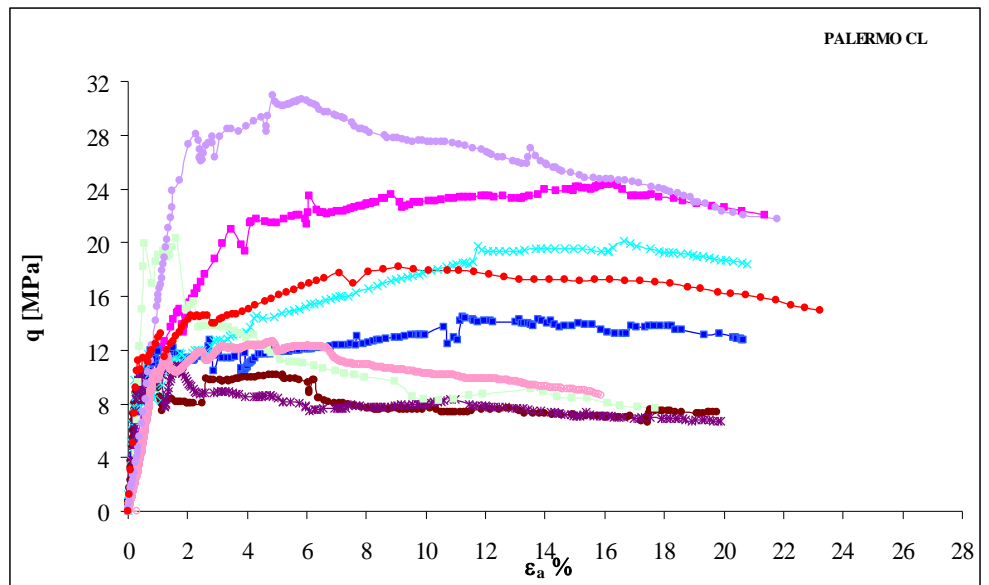


Fig. 5.48 Prove triassiali. Comportamenti di transizione e duttili (litotipo CL)

In generale il processo deformativo del materiale è risultato essere di tre tipi:

- fragile, per tensioni di cella inferiori a quella di snervamento isotropo;
- di transizione, per tensioni di cella uguali o prossime a quella di snervamento isotropo;
- duttile, per tensioni di cella maggiori di quella di snervamento isotropo

Una valutazione dell'influenza della struttura sul comportamento a rottura del materiale è fornita dai risultati di prove triassiali condotte a tensione di cella costante (5MPa) su campioni del litotipo CL con e_0 compreso tra 0,25 e 0,4. E' evidente che a secondo dell'indice dei vuoti iniziale il materiale mostra un comportamento di tipo fragile o duttile (Fig. 5.49)

Per provini di minore porosità (Fig. 5.50) in cui il cemento occlude quasi totalmente gli spazi intergranulari, il legame tensione-deformazione assiale è lineare all'inizio del processo di carico (tratto AB); la tensione di snervamento viene raggiunta in corrispondenza di piccole deformazioni (B), mentre le deformazioni necessarie per raggiungere la resistenza di picco (C) assumono valori via via crescenti con l'indice dei vuoti. Nel tratto finale (DE) la tensione deviatorica si mantiene costante.

I campioni con indice dei vuoti iniziale elevato mostrano un comportamento di tipo duttile. Nella curva di Fig. 5.51 si individua un primo tratto AB lineare che termina con lo snervamento; superato tale punto la curva prosegue mostrando andamento incrudente. Soltanto per deformazioni pari al 22-24% lo sforzo deviatorico tende a diminuire.

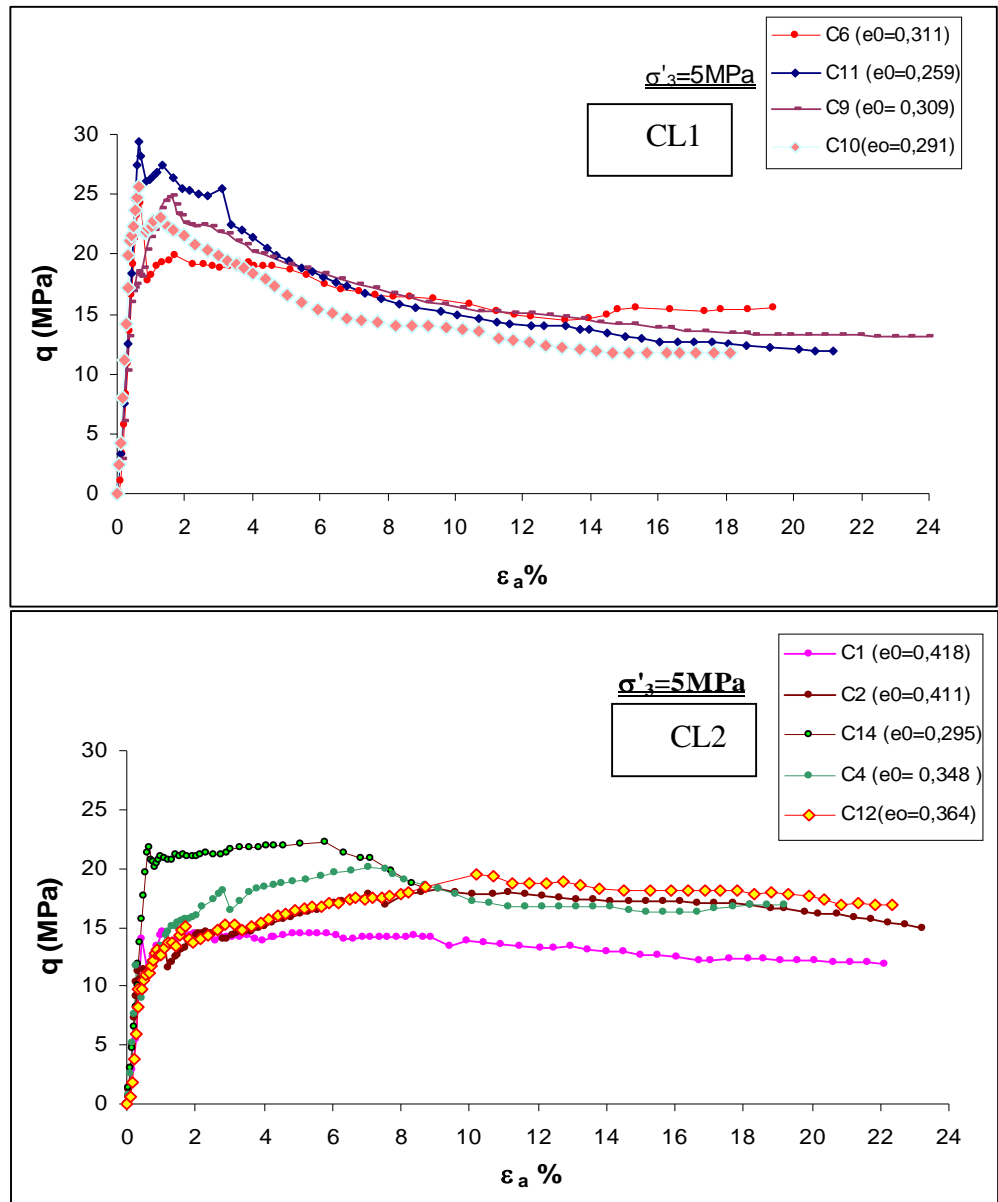


Fig. 5.49 Prove triassiali calcarenite di Palermo litotipo CL : a) litotipo CL1, b) litotipo CL2.

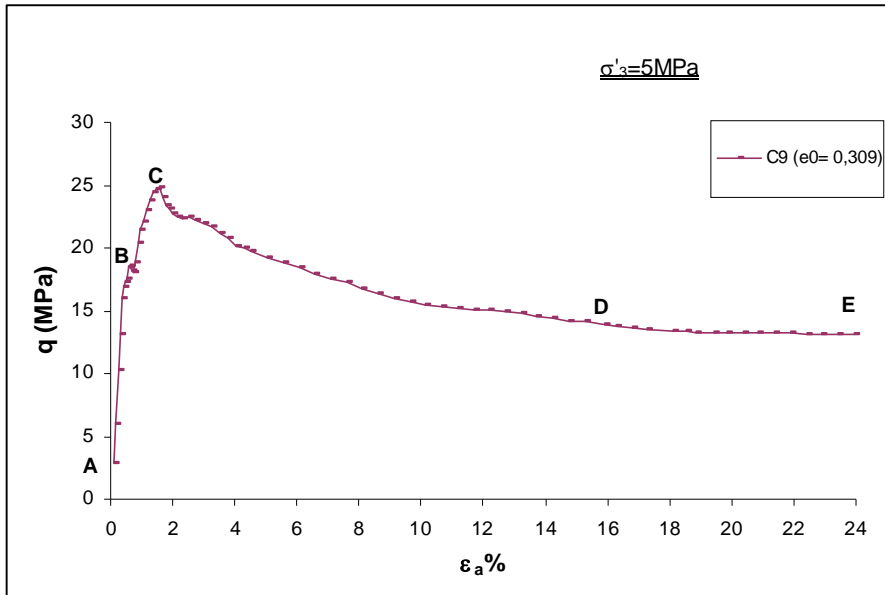


Fig. 5.50 Curva sforzo deviatorico-deformazione assiale del provino C9(litotipo CL1)

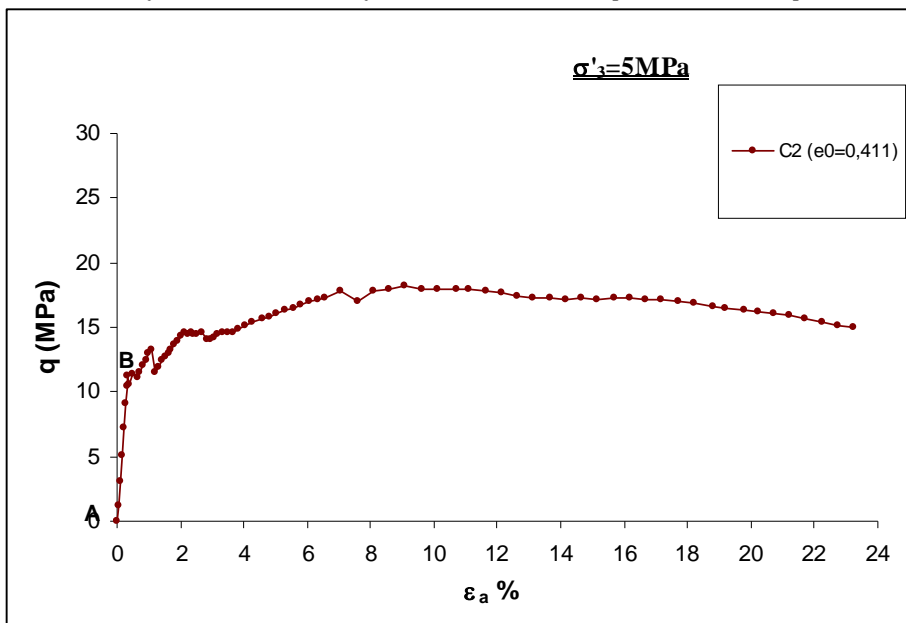


Fig. 5.51 Curva sforzo deviatorico-deformazione assiale campione C2(litotipo CL2)

I campioni con indice dei vuoti più basso, con maggiore quantità di cemento, risentono di meno dell'effetto della pressione di cella e quindi esibiscono un comportamento fragile, mentre per i campioni meno cementati, con indice dei vuoti più alto, l'effetto di confinamento è più influente ed esibiscono un comportamento duttile. In Fig. 5.52 sono riportate le curve deformazione assiale - deformazione volumetrica.

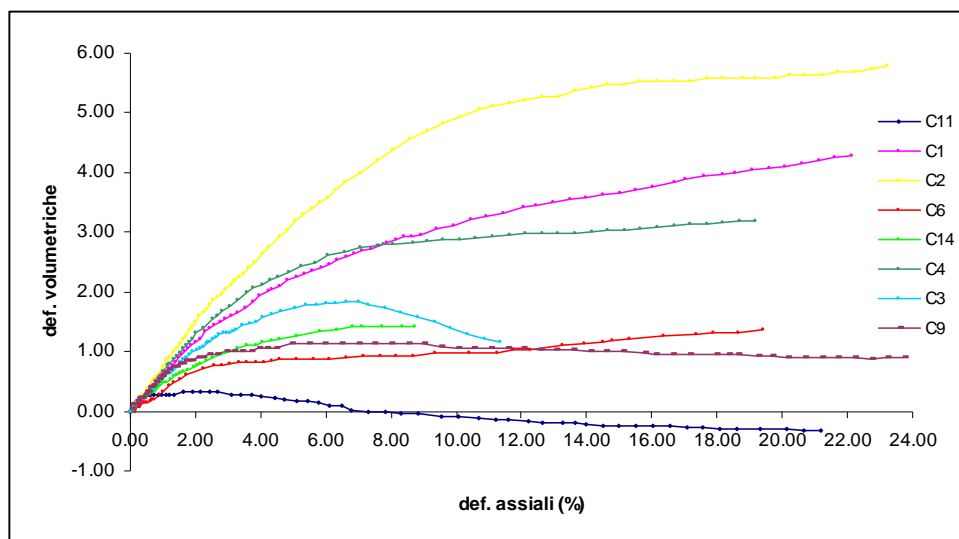


Fig. 5.52 Diagrammi deformazioni volumetriche-deformazioni assiali.

Tutti i provini mostrano un comportamento contraente per tutta la prova ad eccezione del campione C11 con il più basso indice dei vuoti iniziale. I risultati sopra richiamati confermano la marcata influenza della tessitura e della struttura del materiale, parametri estremamente variabili talora anche all'interno del singolo provino. Nel diagramma di Fig. 5.53 è evidente come la tensione di snervamento sia inversamente proporzionale alla “quantità di struttura” presente nel materiale.

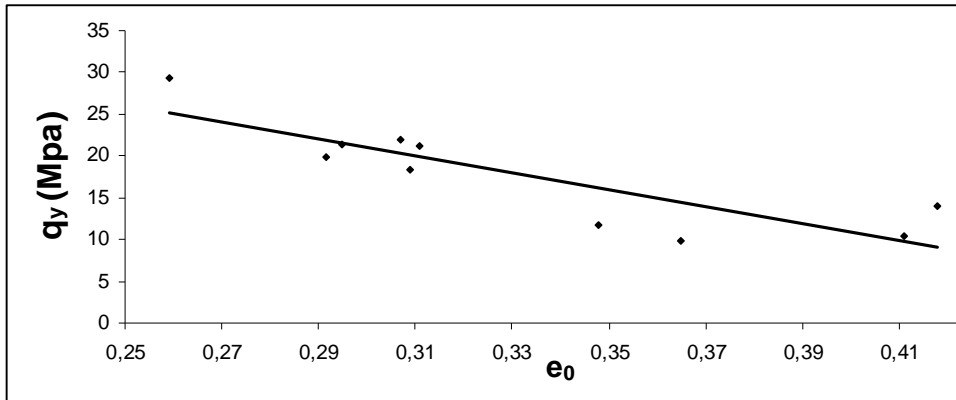


Fig. 5.53 Relazione tensione di snervamento-indice dei vuoti iniziale

5.5 PROVE DI COMPRESSIONE BIASSIALE

I processi di rottura delle rocce tenere dipendono dal fenomeno della localizzazione delle deformazioni del materiale sottoposto a processi di carico; lo snervamento prima e la rottura dopo avvengono per la progressiva concentrazione delle deformazioni in zone definite bande di taglio. Per meglio comprendere i meccanismi di rottura della calcarenite si è ritenuto quindi opportuno studiare sperimentalmente il fenomeno di propagazione della fessura con prove di compressione biassiale. L'obiettivo è stato quello di analizzare i fenomeni di innesco e propagazione di fessure in calcareniti non omogenee valutando quindi l'influenza della disomogeneità, dovuta per lo più a differenti gradi di cementazione, ed a differenze strutturali, sul comportamento meccanico, in particolare sulle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale. Le differenze di comportamento tensio-deformativo possono pertanto essere spiegate con riferimento agli aspetti strutturali fra i quali il grado di cementazione ed il diverso addensamento dei grani sono i fattori più variabili.

Questa parte della sperimentazione è stata effettuata presso il Laboratoire Sols, Solides, Structures dell'Università Joseph Fourier di Grenoble dove si sono eseguite 4 prove su due differenti litotipi di calcarenite: calcarenite di Marsala (litotipo B) e calcarenite di Palermo (litotipo CL).

Durante ciascuna prova eseguita nella cella biassiale è stato possibile osservare la formazione e la propagazione delle bande di taglio nel campione. La cella e la procedura di monitoraggio sono descritte nel capitolo 3.

Prima di ciascuna prova biassiale sui campioni di forma parallelepipedica (50mm x 100mm x 35mm) è stata eseguita la tomografia assiale computerizzata (x-ray computed tomography), ponendo i campioni su una piattaforma rototraslante di fronte ad una sorgente di radiazione. Si sono ottenute informazioni relative alla localizzazione di "anomalie" strutturali correlate all'addensamento dei grani ed alla variazione di cementazione. Sono state individuate due differenti tipologie di "anomalie": nella calcarenite di Palermo, caratterizzata da un addensamento dei grani sostanzialmente uniforme, l'anomalia era dovuta a differenti gradi di cementazione e risultava localizzata al contatto tra zone intensamente cementate e zone poco cementate (Fig. 5.54, CLPA1, CLPA2); nella calcarenite di Marsala l'anomalia consisteva in differenti addensamenti dei grani in zone contigue (Fig. 5.54, CLMRS1, CLMRS2).

La disposizione spaziale di tali deficienze strutturali risultava o parallela alla direzione del carico assiale ovvero inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo γ compreso fra 45° e 60° .

In Fig. 5.55 sono riportate le curve σ - ε_a ottenute dalle prove di compressione ottenute sui campioni testati. Come atteso, i due litotipi evidenziano caratteristiche di resistenza nettamente differenti: per la calcarenite di Palermo si registrano valori di resistenza pari a 9 MPa e per quella di Marsala pari a 2,5 MPa. Inoltre per ciascun litotipo i valori di resistenza maggiori sono stati determinati quando γ (inclinazione dell'anomalia strutturale) assume valori compresi fra 45° e 60° .

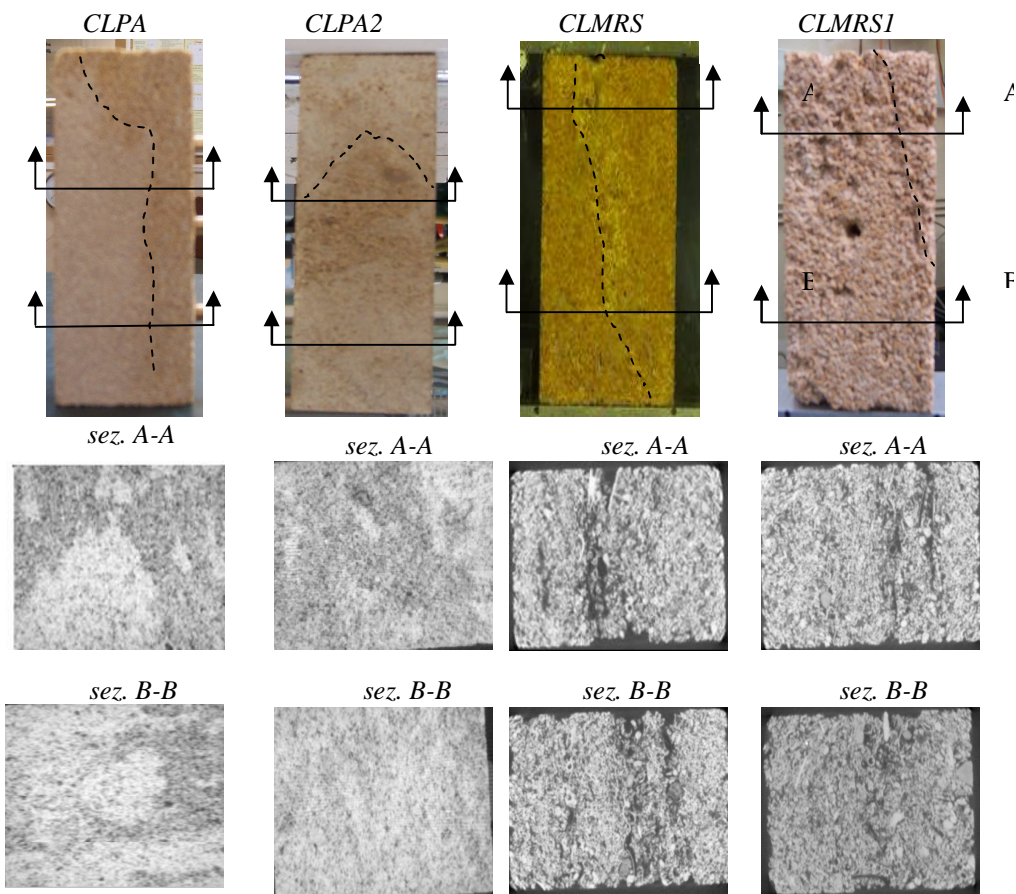


Fig. 5.54 Foto dei campioni ed immagini ottenute con la tomografia assiale

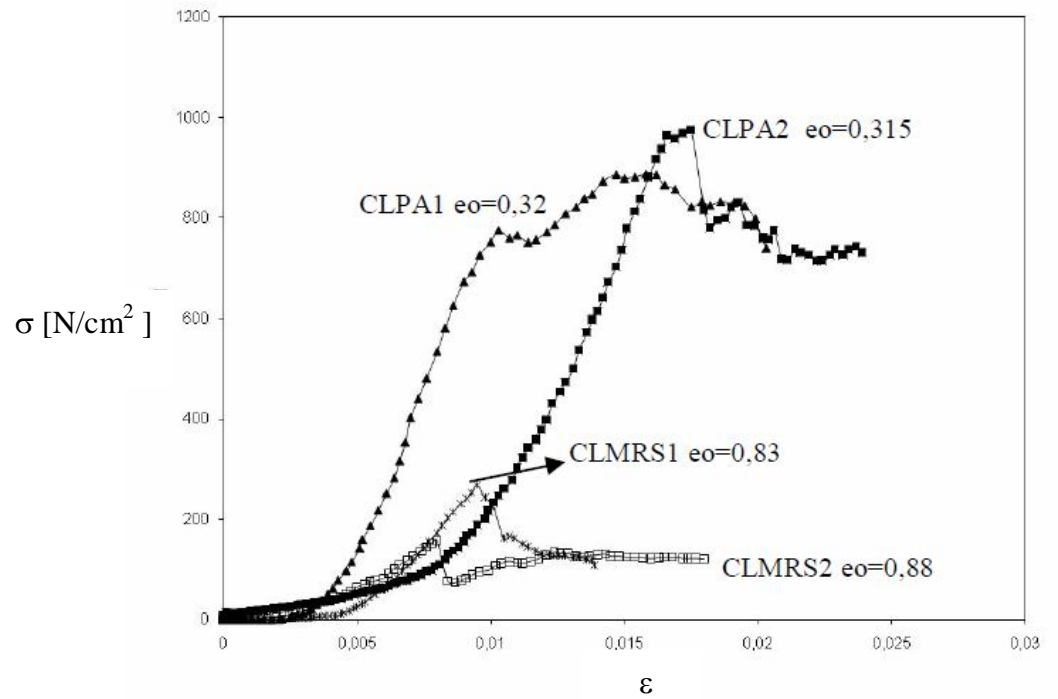


Fig. 5.55 Curve σ - ϵ_a

I monitoraggi ottico ed acustico hanno evidenziato i differenti processi di propagazione della frattura nei due litotipi. Nella calcarenite di Palermo la frattura si è localizzata essenzialmente all'interfaccia tra zone di diversa cementazione, mentre in quella di Marsala in corrispondenza di elementi organogeni o in zone di minore addensamento dei grani.

È evidente come l'eterogeneità del materiale e la diversa macrostruttura dei campioni influenza il comportamento meccanico. Le caratteristiche di resistenza e deformabilità della calcarenite dipendono chiaramente dalla porosità e dalla struttura del campione.

Nella tabella Tab. 5-3 per ciascun campione sono indicati il peso secco dell'unità di volume γ_d [t/m³], l'indice dei vuoti iniziale e_o , la tensione a rottura σ_r [N/cm²] e la deformazione a rottura ϵ_r .

Test	γ_d [kN/m ³]	e_o	σ_r [N/cm ²]	ε_r %
CLMRS1	14,40	0,83	268	0,95
CLMRS2	14,10	0,878	158	0,8
CLPA1	20,00	0,323	880	1,54
CLPA2	21,01	0,315	974	1,75

Tab. 5-3

All'aumentare dell'indice dei vuoti iniziale diminuisce la tensione a rottura. La tensione a rottura e la traiettoria di propagazione della frattura dipendono dalla configurazione geometrica del 'difetto' strutturale, cioè dall'interfaccia zona più cementata e zona meno cementata per la calcarenite di Palermo, e dalla disposizione di elementi organogeni per quella di Marsala.

Meccanismo di rottura

Sia l'osservazione diretta del campione durante il processo di carico sia l'osservazione visiva delle superfici di rottura dopo la prova hanno reso possibile lo studio del meccanismo di rottura. Le eventuali imperfezioni presenti nel campione (pori, presenza di elementi organogeni, disuniformità della distribuzione del cemento) sono responsabili della formazione di microfessure. Con il progredire del processo di carico le fessure interagiscono determinando così la formazione di fratture macroscopiche. La formazione e la distribuzione delle fratture dipendono dalla presenza di discontinuità strutturali e dalla loro disposizione geometrica nel campione.

In Fig. 5.56 e Fig. 5.57 si riportano le principali fasi del processo di fessurazione ricavate dalle immagini digitali rispettivamente per i due campioni di calcarenite di Marsala CLMRS2 e CLMRS1. Partendo dalla sommità del campione la frattura si propaga nella zona di minore addensamento. Le elaborazioni eseguite con il programma SEPT-D, evidenziano che le "discontinuità degli spostamenti" si presentano come un 'gradino'. I vettori degli spostamenti, caratterizzati da una prevalente componente orizzontale, evidenziano che i due lembi della fessura tendono ad allontanarsi fra di loro.

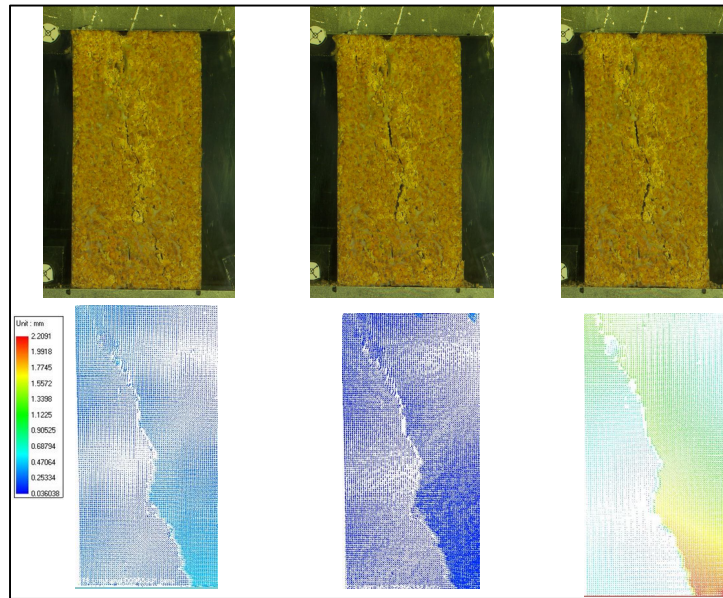


Fig. 5.56 CLMRS2: a)Foto scattate durante la prova in 3 istanti successivi e b)corrispondenti immagini trattate con SEPT-D

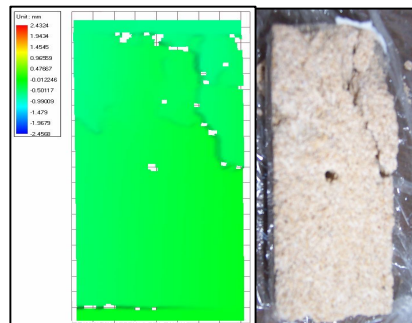


Fig. 5.57 CLMRS1 Foto scattate a fine prova corrispondente immagine trattate con SEPT-D

Per le prove sul litotipo di Palermo si dispone anche dei risultati del monitoraggio acustico. Nel diagramma Fig. 5.58 relativo al provino CLPA1

sono riportati anche i valori della forza verticale; con le frecce sono indicati gli istanti in cui la curva che esprime il numero di eventi in funzione del tempo mostra variazioni significative di pendenza.

I tratti iniziali della curve corrispondono ad un progressivo incremento dei conteggi (n = numero di volte che il segnale supera la soglia) relativi alla riapertura di microfessure; la curvatura concava indica un incremento di velocità nell'apertura delle fessure. Nella curva dei conteggi gli incrementi repentini di n indicano, invece, processi di apertura delle fratture coincidenti con massimi relativi della curva forza-tempo (F,t). In accordo con quanto riportato in letteratura (Hall et al,2006) è possibile individuare il passaggio tra la frattura stabile e quella instabile (soglia di danneggiamento) in corrispondenza della variazione di pendenza delle curve di emissione acustica e alla fine del tratto lineare nella curva (F,t).

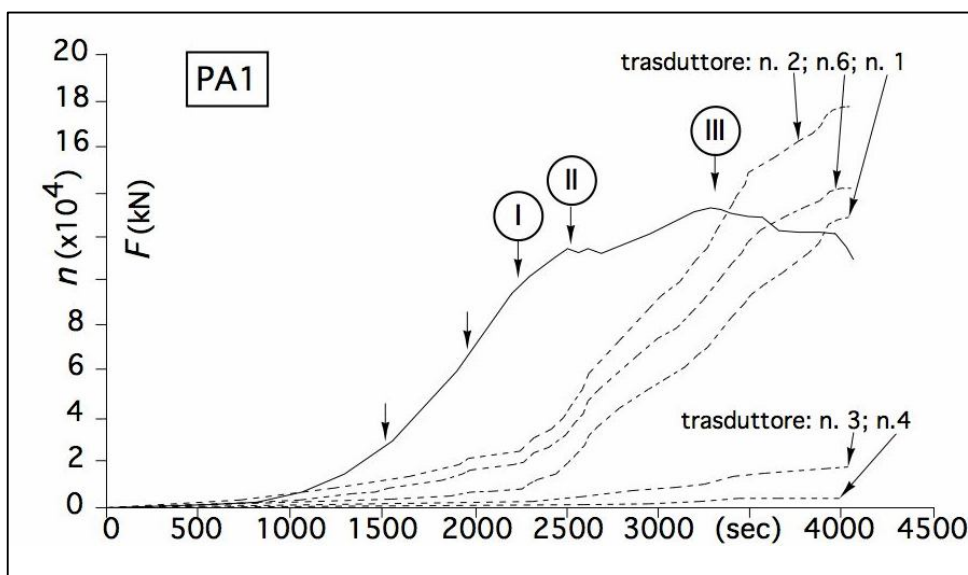


Fig. 5.58 Curve monitoraggio acustico CLPA1

Correlando tali curve con le contemporanee immagini digitali gli istanti indicati con i punti I, II, III coincidono anche con il momento in cui nel campione (Fig. 5.59I) iniziano a manifestarsi anche superficialmente delle fratture o lesioni segnalate dal progressivo allontanamento dei punti di riferimento. Nelle Fig. 5.59 e Fig. 5.60 si pongono a confronto i risultati delle

prove eseguite sulla calcarenite di Palermo rispettivamente su un campione con contatto tra zona cementata e zona meno cementata subverticale (Fig. 5.59) e un secondo con un contatto tra le due zone all'incirca orizzontale e nella mezzeria del campione (Fig. 5.60). L'innescò della frattura ed anche l'emissione acustica risultano in qualche modo correlabili con tale disposizione.

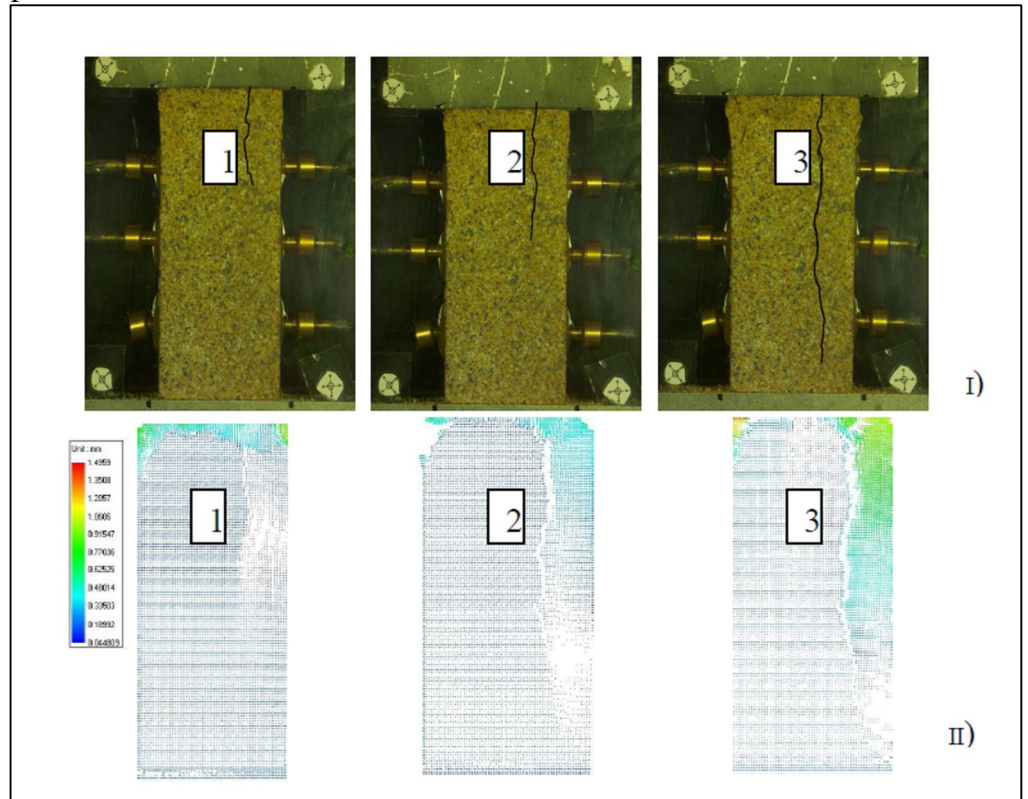


Fig. 5.59 CLPA1 : I) Foto scattate durante la prova II) vettori spostamento ricavati con SEPT-D

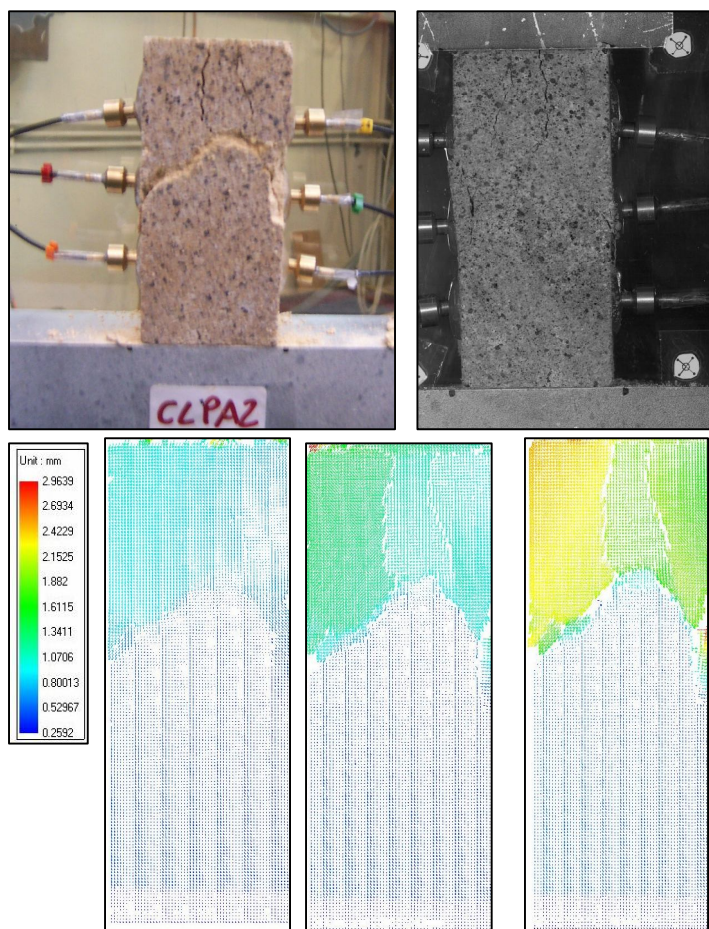


Fig. 5.60 CLPA2 Foto e vettori spostamento ricavati con SEPT-D in tre istanti successivi.

In Tab. 5-4 si riportano i valori della resistenza a rottura σ_r , delle soglie di danneggiamento σ_d e di chiusura delle microlesioni individuate nelle curve tensioni-deformazioni (σ_c tensione corrispondente all'inizio del tratto lineare, σ_d tensione corrispondente alla fine del tratto lineare) e i rapporti σ_c/σ_r e σ_d/σ_r .

	σ_r [N/cm ²]	σ_d [N/cm ²]	σ_c [N/cm ²]	σ_d/σ_r	σ_c/σ_r
CLPA1	878	692	98	0,79	0,11
CLPA2	974	970	130	1,00	0,13
CLMRS1	268	241	40	0,90	0,15
CLMRS2	158	152	21	0,96	0,13

Tab. 5-4 Valori della resistenza a rottura, della soglia di danneggiamento e di chiusura delle microlesioni

I rapporti σ_c / σ_r e σ_d/σ_r , tranne che nel caso del provino CLPA1, risultano variabili tra 0,9 e 1. La tensione di danneggiamento, cioè, risulta prossima o quasi coincidente con la resistenza a rottura del materiale indicando il prevalere, durante il processo di rottura, di tensioni di trazione; il rapporto tra la tensione di chiusura e quella a rottura risulta, come atteso, abbastanza ridotto e compreso fra il 10% e il 15% .

La sperimentazione ha evidenziato l'influenza di 'difetti' strutturali naturalmente presenti nel materiale ed estesi in gran parte del campione sulla tensione di innesco e sulla soglia di danneggiamento, tensione di passaggio dalla frattura stabile a quella instabile. E' risultata fondamentale la configurazione geometrica dell'anomalia e la sua orientazione rispetto alla direzione del carico.

Le indicazioni fornite dalla sperimentazione illustrata nelle pagine precedenti hanno confermato la netta influenza della struttura sul comportamento meccanico e hanno chiarito che i processi di destrutturazione si innescano prevalentemente nelle zone di variazione della struttura per propagarsi, successivamente, all'intero volume con elevate deformazioni volumetriche conseguenti non solo alla riduzione di porosità intergranulare, ma anche alla probabile frantumazione dei grani non più vicendevolmente saldati dal cemento.

Capitolo 6

Elaborazione dei risultati

6.1. RESISTENZA A ROTTURA

I risultati delle prove di compressione triassiale relativi a ciascun litotipo vengono rappresentati nei piani di Mohr (σ' - τ) (Fig. 6.1- Fig. 6.4).

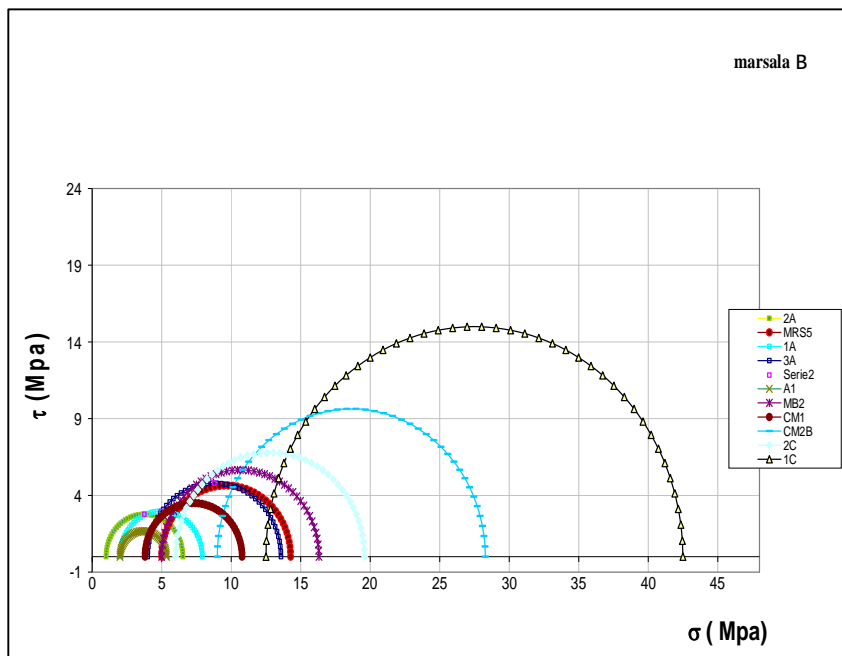


Fig. 6.1 Cerchi del Mohr litotipo B

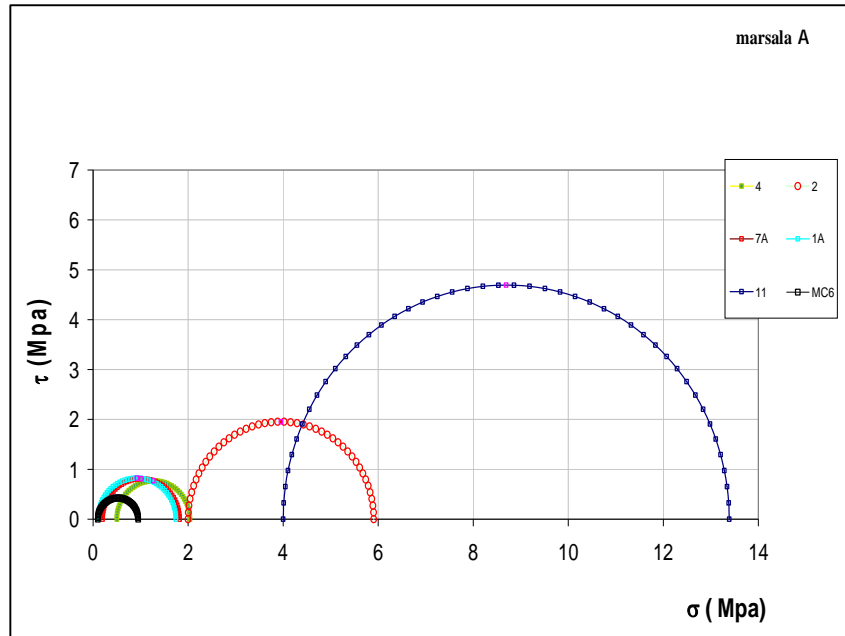


Fig. 6.2- Litotipo A .Cerchi del Mohr

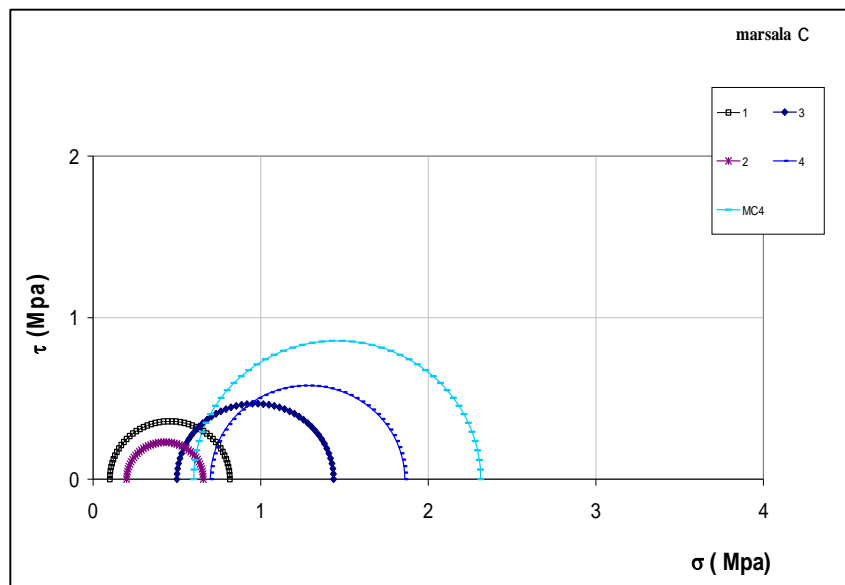


Fig. 6.3 Litotipo C.Cerchi del Mohr

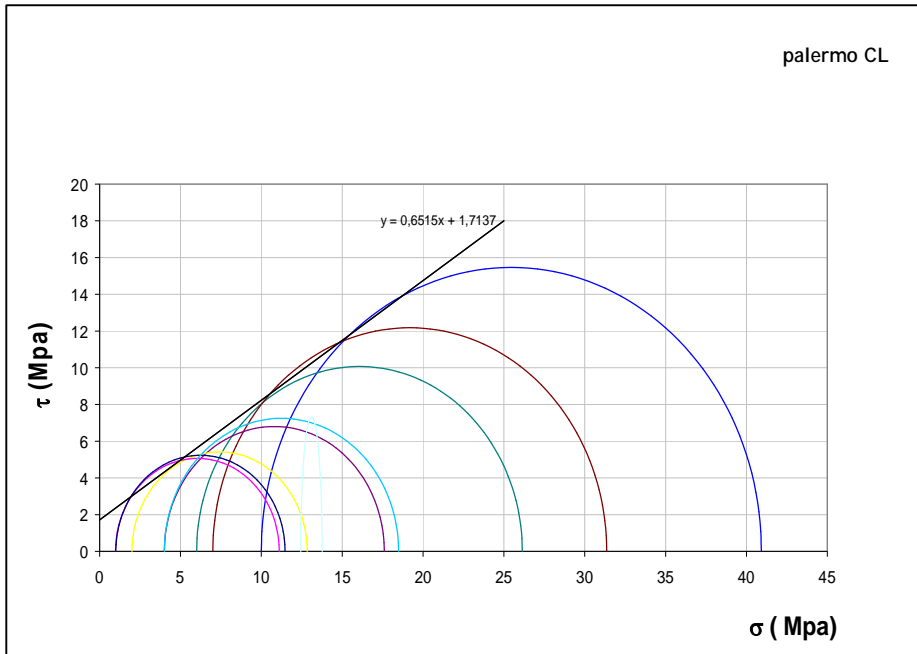


Fig. 6.4 -Litotipo CL .Cerchi del Mohr

Riportando i valori di tensione massima in un tradizionale piano p' - q (¹) (Fig. 6.5 e Fig. 6.6) si ottengono i parametri di resistenza a taglio riportati in Tab. 6-1.

Si segnala che i valori così determinati possono essere inficiati dalla circostanza che non sempre durante le prove si è raggiunta con certezza la resistenza a taglio di picco. Tale circostanza può risultare particolarmente significativa per il litotipo più poroso di Marsala (litotipo C) per il quale la tensione deviatorica, anche in corrispondenza di deformazioni assiali del 20%, non sembra avere ancora raggiunto il massimo. L'andamento della curva q - ε_a sembra infatti tendere asintoticamente ad un valore maggiore raggiungibile solo per deformazioni più elevate (La gioia, Nova 1995).

$$^1 p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

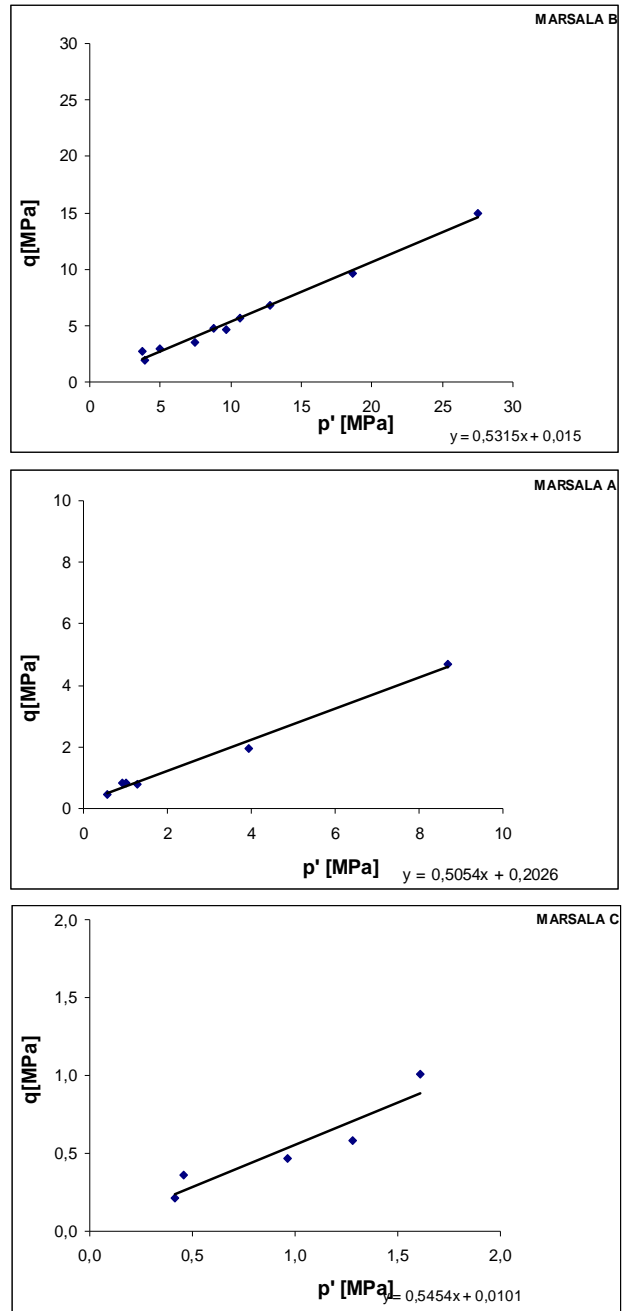


Fig. 6.5 - Tensione di picco nel diagramma $p' q$ (litotipi Marsala B,A,C).

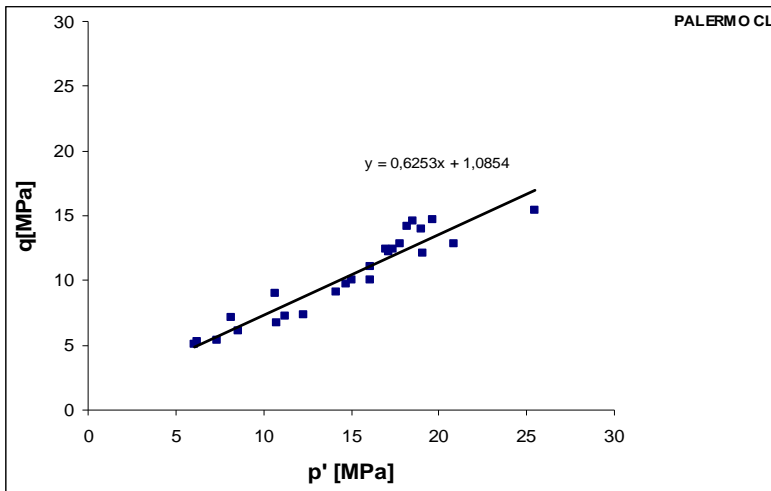


Fig. 6.6 – Litotipo CL. Tensione di picco nel diagramma $p' q$

	a [Mpa]	tgα	c [Mpa]	Φ'	$n_o\%$
marsala B	0,015	0,53	0,018	32°	40
marsala A	0,2026	0,505	0,23	30°	50
marsala C	0,01	0,54	0,011	32°	60
palermo CL	1,08	0,625	1,37	38°	32

Tab. 6-1

Nella generalità dei casi comunque il comportamento meccanico risulta caratterizzato da un valore della resistenza di picco in genere distinto da un valore della resistenza ultima; tale distinzione risulta particolarmente evidente nelle prove consolidate con tensioni di cella inferiori a quella di snervamento isotropo nelle quali si manifesta una rottura di tipo fragile. All'aumentare della tensione di confinamento tale differenza si riduce fino a quando, per tensioni di cella superiori alla tensione di snervamento isotropo,

(comportamento incrudente), la resistenza ultima risulta coincidente con quella di picco non raggiunta con certezza come già osservato.

Riportando in un piano p' - q ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) i valori rappresentativi sia della resistenza di picco sia della resistenza ultima, entrambi sono interpolabili con rette che si intersecano in un punto che segna il passaggio da comportamento fragile a comportamento duttile. L'elaborazione è stata sviluppata soltanto per il litotipo A di Marsala e per il litotipo CL di Palermo, per i quali le prove disponibili consentono un'elaborazione significativa.

Le rette relative al litotipo A di Marsala sono (Fig. 6.7):

$$q_p = 0,49 + p' \operatorname{tg} 50 \text{ (MPa) (resistenza di picco)}$$

$$q_f = 0,055 + p' \operatorname{tg} 52 \text{ (MPa) (resistenza ultima)}$$

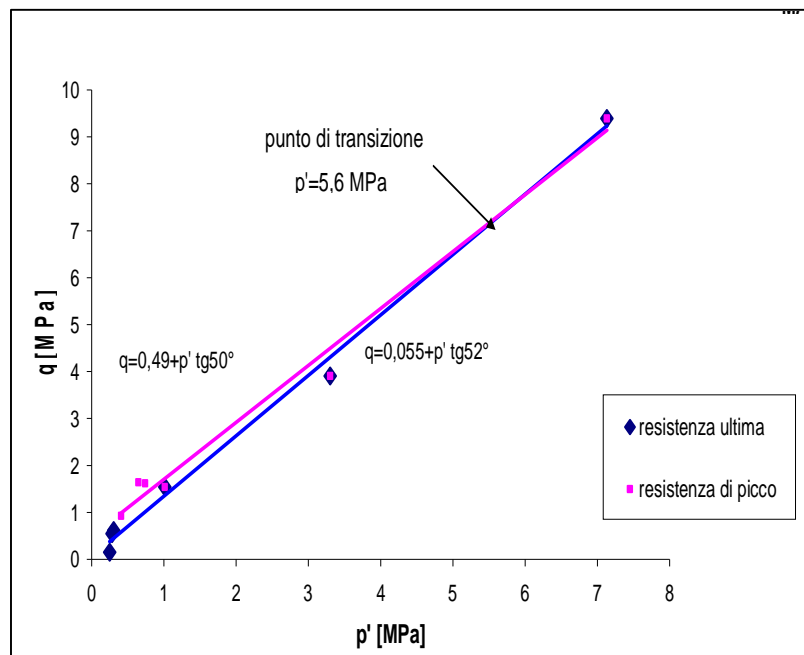


Fig. 6.7- Litotipo A Resistenza ultima e di picco.

Analogamente per il litotipo CL i punti sperimentali vengono interpolati dalle rette di equazione (

Fig. 6.8):

$$q_p = 6,58 + p' \operatorname{tg} 39 \text{ (MPa) (resistenza di picco)}$$

$$q_f = 1,24 + p' \operatorname{tg} 66 \text{ (MPa) (resistenza ultima)}$$

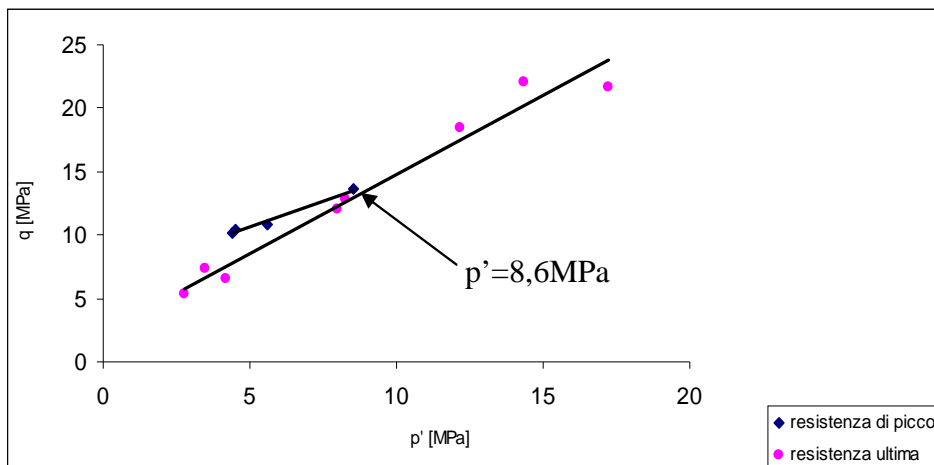


Fig. 6.8 - Litotipo CL. Resistenza ultima e di picco

In entrambi i casi, per la resistenza ultima, si determinano valori non nulli del parametro c' indicativi, probabilmente, di un processo di destrutturazione non esaurito.

6.2 STATO CRITICO

Come è noto un terreno raggiunge la condizione di stato critico quando ulteriori incrementi di deformazione assiale non provocano più variazione né delle tensioni, né delle deformazioni volumetriche.

In corrispondenza dei livelli di deformazione necessari per raggiungere tale condizione il comportamento meccanico di un “terreno strutturato”, come il materiale oggetto della presente sperimentazione, non è più influenzato dal *bonding* essendo i legami interparticellari completamente distrutti. Il comportamento della calcarenite dipende ora soltanto dal *fabric* acquisito alla fine della fase di destrutturazione. In questa condizione è quindi logico aspettarsi un’unica retta di stato critico, per ciascun litotipo, indipendente quindi dalla struttura iniziale.

Nei diagrammi seguenti sono riportati i punti di stato critico solo dei campioni che mostravano chiaramente il raggiungimento delle condizioni di stato critico, sia nel piano delle tensioni che in quello delle deformazioni.

L’espressione della linea di stato critico (CSL *Critical State Line*) nel piano p', q e $v - \ln p'$ ha rispettivamente equazione (Fig. 6.9 e Fig. 6.10) :

$$q = M p'$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p')$$

I litotipi A e B di Marsala convergono verso un’unica linea di stato critico; ciò conferma che, raggiunte le condizioni di stato critico, il materiale non risente più dell’influenza del *bonding* essendosi rotti tutti i legami interparticellari a seguito del processo di destrutturazione ormai esauritosi.

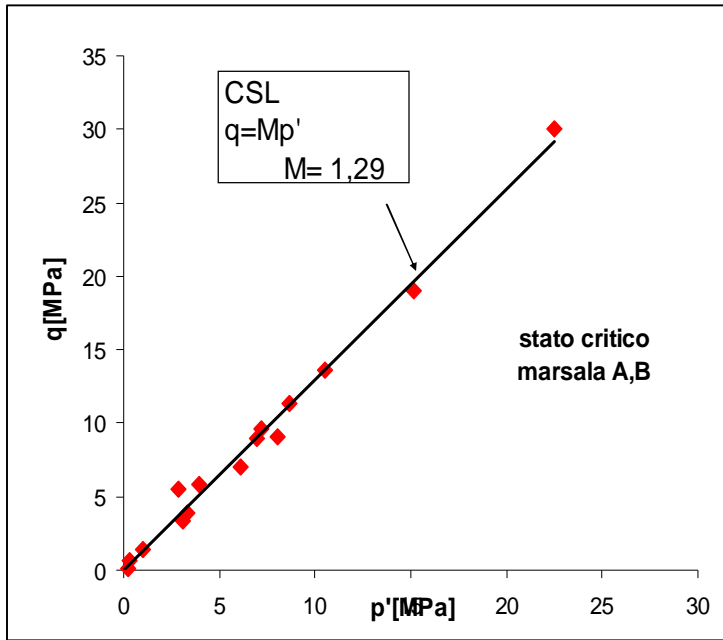


Fig. 6.9 Punti di stato critico e CSL nel piano p' - q (litotipi A,B)

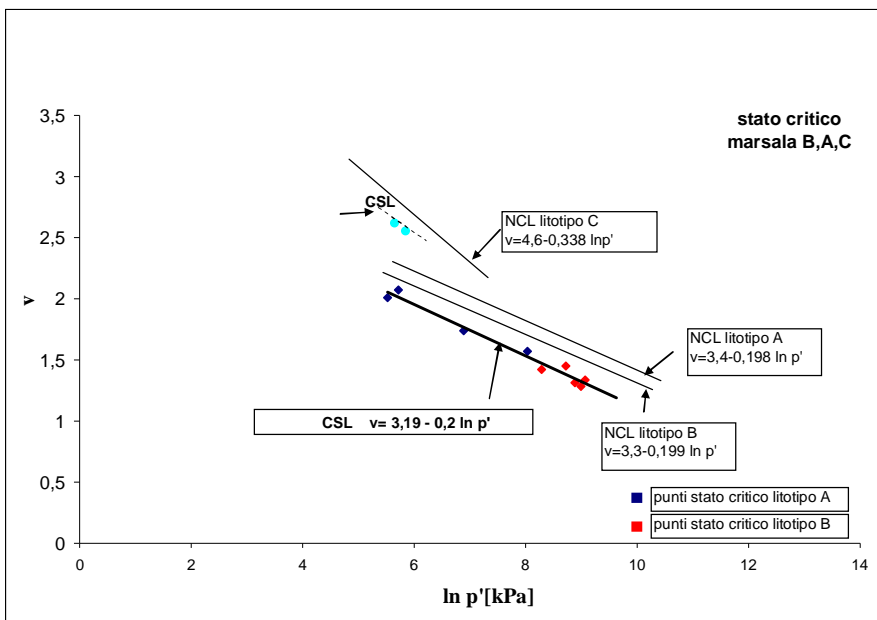


Fig. 6.10 Punti di stato critico, CSL, NCL (litotipi B,A,C)

Per il litotipo C si riportano soltanto i punti relativi alle uniche due prove in cui è stato raggiunto uno stato tensionale finale caratterizzato da tensioni e deformazioni volumetriche costanti. Non si propone la CSL relativa a questo materiale per il ridotto numero di punti sperimentali. Si osserva però che i due punti sperimentali collocherebbero la retta di stato critico in un campo completamente diverso testimoniando un fabric, alla fine del processo di destrutturazione, differente da quello raggiunto per i litotipi A e B, e legato quasi certamente alla presenza di frammenti organogeni a spigoli vivi che ha comportato sagome dei grani e serraggio degli stessi completamente diverso da quello che si verifica in A e B. Il non raggiungimento nella quasi totalità dei campioni del litotipo C delle condizioni di stato critico è correlabile peraltro con l'elevata porosità del materiale sia primaria e secondaria.

Nel diagramma di Fig. 6.10, per ciascun litotipo, sono riportate sia le linee di stato critico (CSL) sia le linee di compressione normale (NCL) già definite nel capitolo 5. L'inclinazione della NCL del litotipo B, parallela a quella del litotipo A, coincide con quella della retta di stato critico ($\lambda=0,20$).

Nel diagramma di Fig. 6.11 sono riportati i punti di stato critico sia per il litotipo CL1 che CL2 per i quali, anche in questo caso, si individua un'unica CSL.

Nel diagramma di Fig. 6.12 vengono rappresentate le condizioni di stato critico di tutti i litotipi esaminati. Tutti i punti pur ricadendo nello stesso intervallo tensionale, specie i litotipi meno porosi di Palermo (CL1) e Marsala (B), non sono interpolabili da un'unica CSL. Questo risultato potrebbe essere giustificato da molteplici fattori fra i quali, la diversa natura, forma e grado di arrotondamento dei grani, e, con riferimento al litotipo CL, il mancato esaurimento dei processi di destrutturazione. Tale circostanza, già verificata visivamente dall'esame dei campioni alla fine della prova, risulterebbe anche segnalata dal ridotto valore del coefficiente di correlazione $R^2=0,60$ ottenuto per i soli campioni CL. A differenza della calcarenite di Marsala nei diagrammi non si è riportata la NCL dei litotipi della calcarenite di Palermo che, come già detto nel capitolo precedente, non è stata identificata; ne deriva che la struttura, o più precisamente il bonding, e la sua distribuzione spaziale hanno effetti sulle condizioni di rottura e di snervamento, ma non su quelle di stato critico per le quali invece sembrerebbe avere rilevanza il fabric iniziale e soprattutto quello acquisito a seguito della destrutturazione.

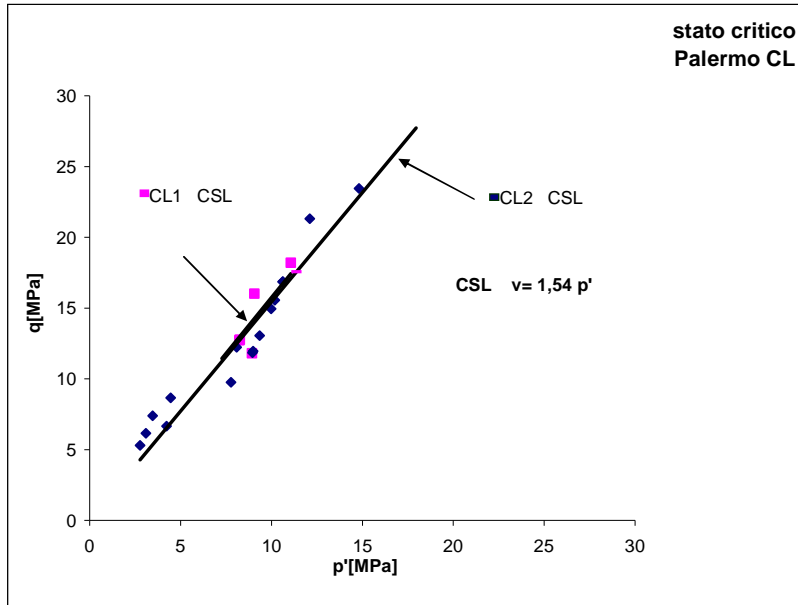


Fig. 6.11 Punti di stato critico e CSL (litotipo Palermo CL)

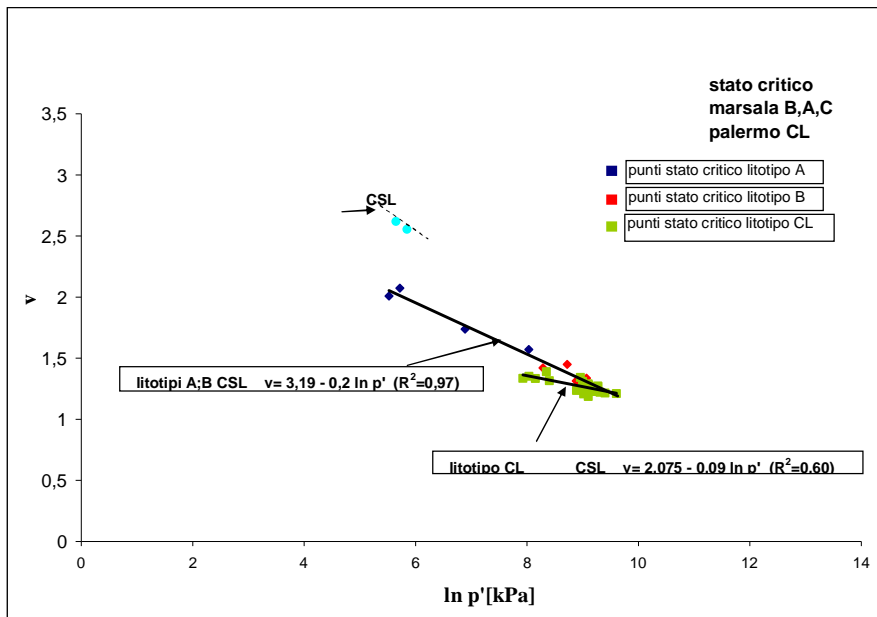


Fig. 6.12 Punti e rette di stato critico per i litotipi di Marsala e Palermo

6.3 SNERVAMENTO

Nella valutazione delle condizioni di snervamento sono stati presi in considerazione i valori ricavati da tutte le tipologie di prova.

Per le prove isotrope lo snervamento è stato individuato nel punto di minimo raggio di curvatura della curva v - p' . La scelta di tale punto che, nel caso dei litotipi di minore porosità, coincide generalmente con il ginocchio della curva stessa, viene confermata dall'analisi delle deformazioni volumetriche elastiche e plastiche e corrisponde alla tensione p' dopo la quale si verifica un marcato incremento dell'aliquota di deformazione plastica (Fig. 6.13). Il criterio utilizzato si è rivelato utile soprattutto nei litotipi di maggiore porosità, per i quali, essendo lo snervamento un processo graduale, non era facilmente identificabile nella curva v - p' .

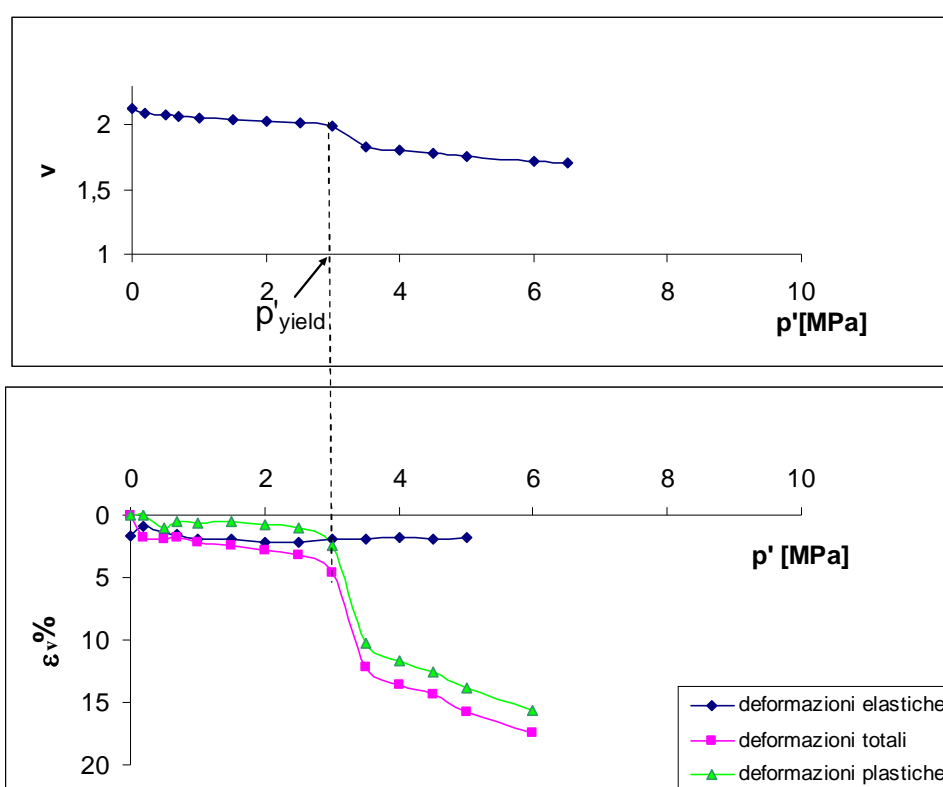


Fig. 6.13 Definizione della tensione di snervamento in compressione isotropa(campione MA2b)

Analogo criterio di individuazione della tensione di snervamento è stato adottato per le prove di compressione edometrica; in questo caso, inoltre, si è constatato che il valore scelto corrisponde all'innesco della fase delle "deformazioni turbolente" caratterizzata da improvvise e brusche oscillazioni del coefficiente di compressibilità C_c (Fig. 6.14).

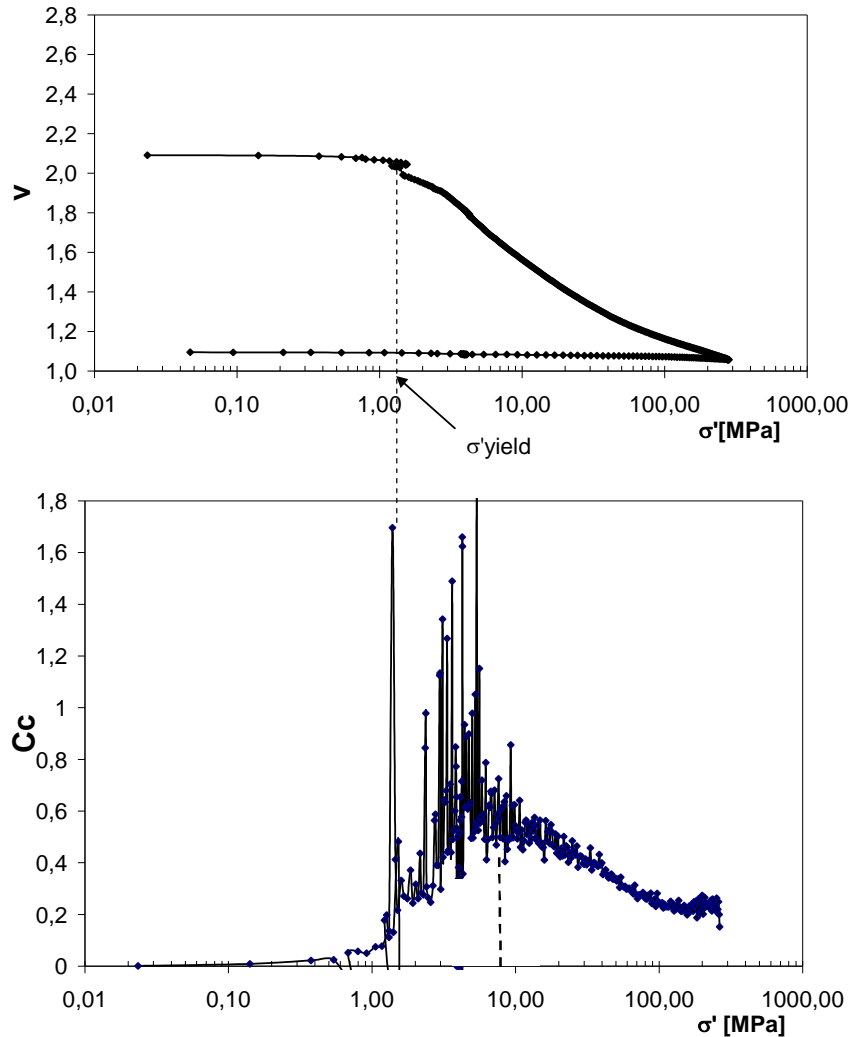


Fig. 6.14 Definizione della tensione di snervamento in compressione edometrica(campione MB1ed)

Come già osservato nelle prove di compressione triassiale l'innescò dello snervamento può essere improvviso nel caso di tensioni di cella basse, o graduale per pressioni di cella più elevate. Per tutte le prove si è fatto riferimento al valore di tensione corrispondente al punto di *second yield* che nella curva tensione deviatorica-deformazione assiale è prossimo alla fine del tratto lineare (pre-yield phase). Tale punto è definito come l'innescò della destrutturazione del materiale (Malandraki e Toll, 1994). In realtà non coincide con il punto di "primo" snervamento (*first yield*) poiché già prima dell'innescò del processo di destrutturazione si sono verificate deformazioni di tipo plastico che continueranno comunque a svilupparsi anche dopo quando i processi di propagazione della frattura dei legami interparticellari si estenderanno a gran parte del volume del campione (Fig. 6.15 ÷ Fig. 6.18)

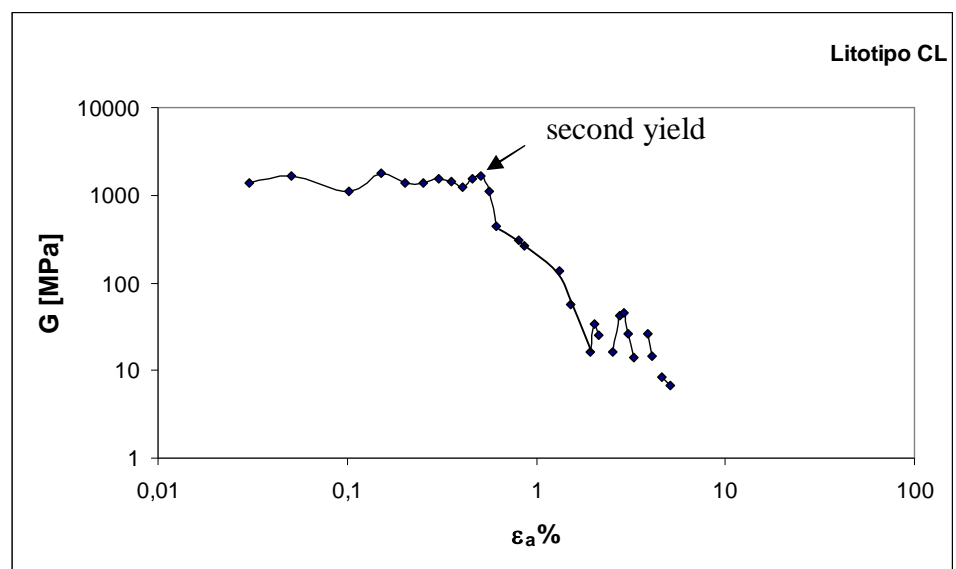


Fig. 6.15 Definizione snervamento in compressione triassiale. (Campione C14)

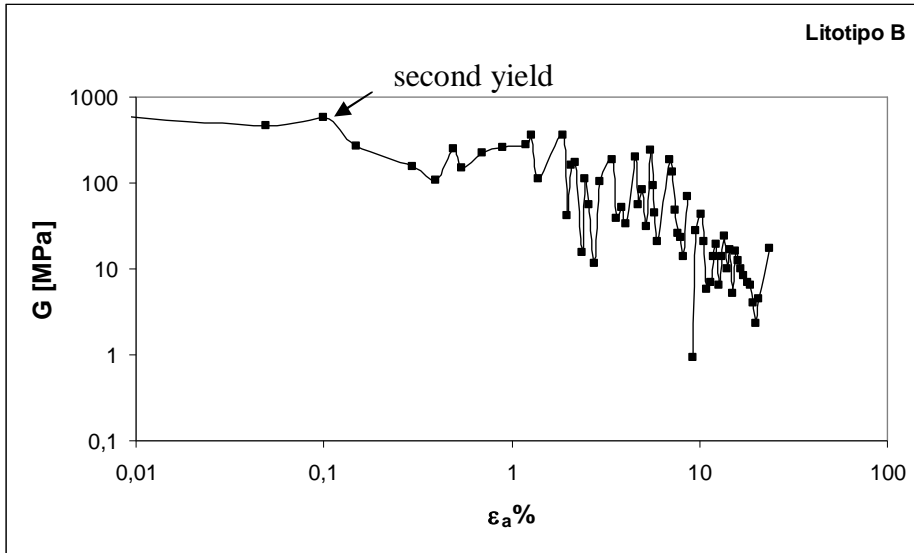


Fig. 6.16 Definizione snervamento in compressione triassiale. (Campione MRS5)

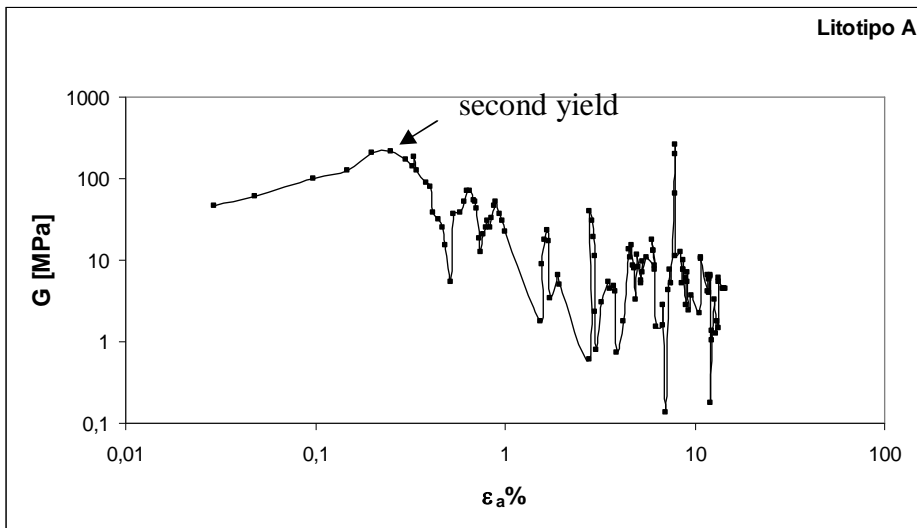


Fig. 6.17 Definizione snervamento in compressione triassiale. (Campione 4)

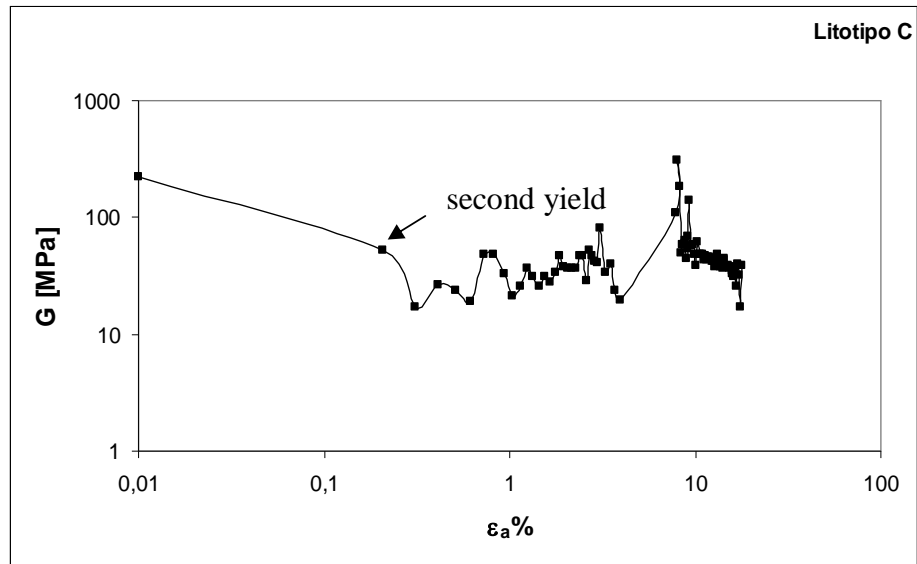


Fig. 6.18 Definizione snervamento in compressione triassiale. (Campione 3)

Sulla base di queste considerazioni i modelli costitutivi dei terreni strutturati che utilizzano l'approccio della "doppia fase di snervamento" (Kavvedas, 1995, Jardine 1985) fanno riferimento alle seguenti superfici caratteristiche:

- una superficie interna (PYE – Plastic Yield Envelope) che delimita il dominio elastico; tale superficie è analoga alla superficie di snervamento dei modelli che sfruttano la teoria classica della plasticità;
- una superficie esterna (SSE – Structure Strength Envelope) che determina l'innesco di un'apprezzabile destrutturazione corrispondente ad uno snervamento a larga scala e ad una maggiore riduzione di rigidità; tale superficie non è statica, ma cambia in direzione e posizione man mano che il processo di destrutturazione avanza.

Entrambe le superfici vengono rappresentate nel diagramma di proposto da Kavvedas (1995)(Fig. 6.19).

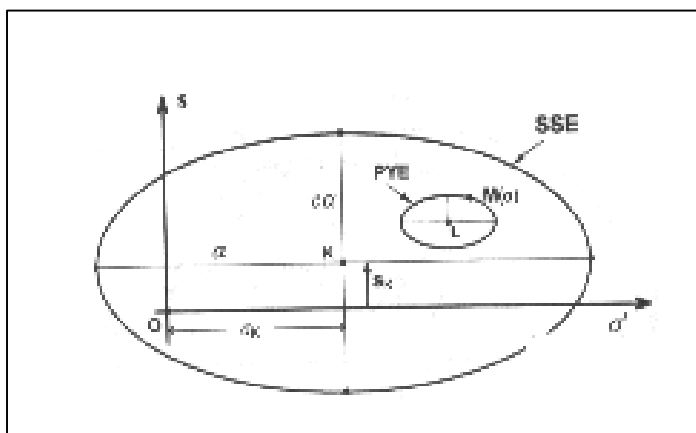


Fig. 6.19 - Superfici caratteristiche di un modello per terreni strutturati:PYE e SSE (Kavvas,1995)

Nella meccanica dei terreni numerosi modelli definiscono la superficie di snervamento in diverse modalità. I modelli elasto-plastici come il CAM-CLAY (Roscoe, Schofield, 1963) considerano una singola superficie di snervamento statica all'interno della quale il comportamento del materiale è completamente elastico; questi modelli non tengono conto della struttura e della sua successiva degradazione. Pertanto non sono adatti a descrivere il comportamento tensionale-deformativo dei terreni strutturati. Altri modelli più avanzati tengono conto come detto della doppia superficie di snervamento, altri considerano superfici di tipo cinematico.

La sperimentazione sviluppata sulle calcareniti di Marsala e di Palermo ha evidenziato che :

- la presenza della struttura conferisce al materiale una resistenza a trazione non trascurabile;
- a seconda del percorso di carico i materiali esibiscono un doppio comportamento fragile / duttile;
- qualsiasi deformazione volumetrica determina un'espansione della superficie stessa (comportamento incrudente del materiale).

Pertanto, per l'individuazione della superficie di snervamento si è tenuto conto di questi aspetti ricorrendo ad un modello elasto-plastico-incrudente (Lagioia, Potts, Puzrin,1996) già in precedenza utilizzato per una roccia tenera di caratteristiche strutturali analoghe al litotipo di Marsala.

Un'opportuna valutazione dei parametri dell'equazione della superficie ha consentito quindi di rappresentare la risposta meccanica di tutti e cinque i litotipi esaminati. Tale espressione si è rivelata idonea a coprire l'ampio intervallo tensionale indagato (-0,6 MPa ÷ 35 MPa).

Secondo il modello l'equazione della curva di snervamento f è:

$$f = \frac{p'}{p'_c} - \frac{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_2}\right)^{\frac{K_2}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}}{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_1}\right)^{\frac{K_1}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}} = 0 \quad (1)$$

essendo

$$\bar{\eta} = \frac{\eta}{M}$$

e

$$K_{1/2} = \frac{\mu(1-\alpha)}{2(1-\mu)} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha(1-\mu)}{\mu(1-\alpha)^2}} \right)$$

I parametri M , μ , α e p'_c sono ricavabili direttamente dai risultati della sperimentazione.

M è il coefficiente angolare della retta che congiunge, nel piano q - p' , l'origine degli assi con il punto della curva di snervamento a tangente orizzontale.

I parametri α , μ sono strettamente legati alla dilatanza e per ciascun litotipo sono stati determinati interpolando i dati sperimentali nel piano p' , q con l'equazione (1), p'_c è il parametro che fissa le dimensioni della curva nell'asse pressione media (p'), che coincide con il valore della tensione di snervamento isotropo.

Nelle Fig. 6.20÷Fig. 6.22 si riportano le superfici di snervamento ottenute per ciascun litotipo.

Nel diagramma di Fig. 6.20 viene indicato il dato relativo al campione 3A per il quale è stato determinato un comportamento meccanico distinto da

quello degli altri campioni probabilmente influenzato da anomalie strutturali non considerate, purtroppo, al momento della prova la cui rilevanza è stata successivamente evidenziata con la sperimentazione in cella biassiale.

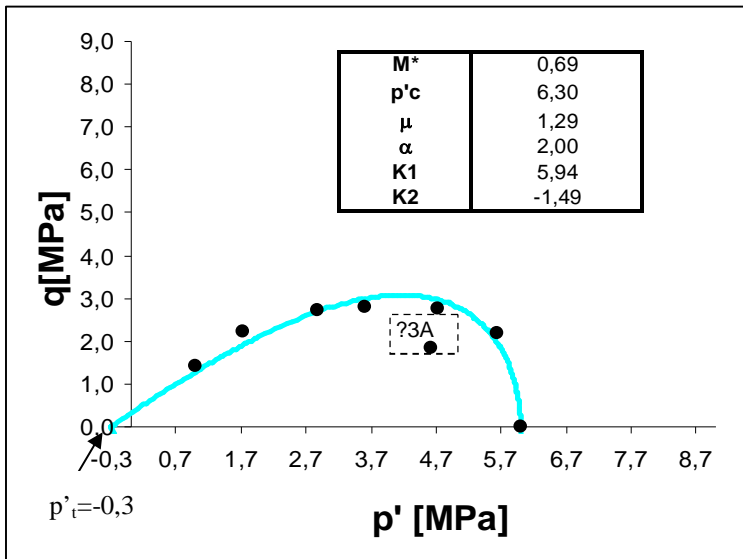


Fig. 6.20 Superficie snervamento litotipo B

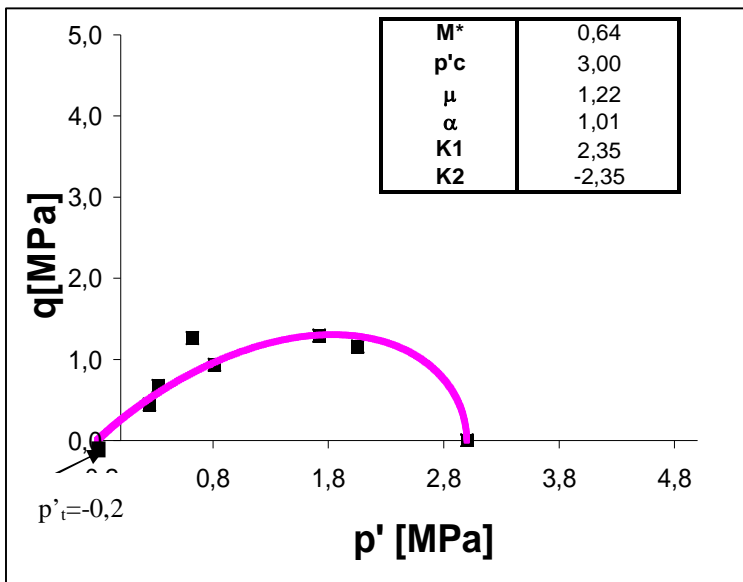


Fig. 6.21 Superficie snervamento litotipo A

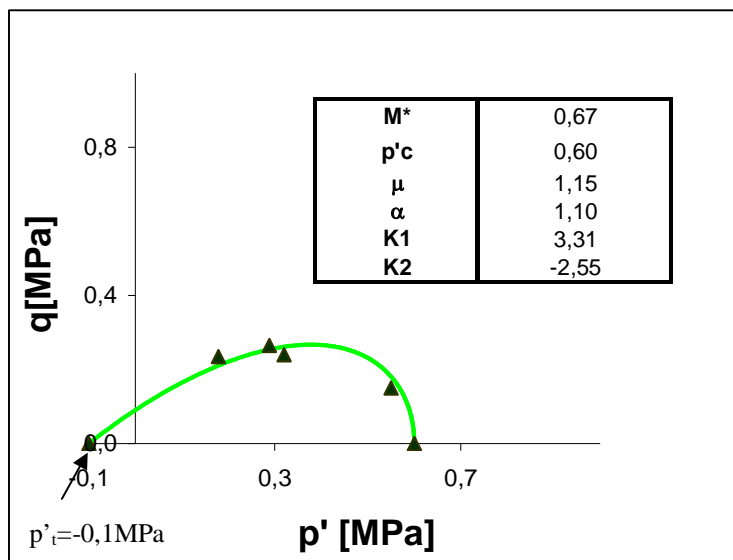


Fig. 6.22 Superficie snervamento litotipo C

L'intersezione della superficie di snervamento con la parte negativa dell'asse p (p'_t), è una misura della resistenza a trazione del materiale dovuta alla cementazione. La resistenza a trazione che, per ciascun litotipo è stata determinata con l'utilizzo delle stesse celle triassiali, com'è noto, per i terreni strutturati non può essere trascurata. L'espansione della superficie di snervamento è linearmente dipendente da questa grandezza; maggiore è la cementazione e, quindi p'_t , maggiori sono le dimensioni della superficie.

Dal confronto tra le superfici dei tre litotipi (B;A;C) è evidente che l'espansione del dominio elastico si riduce all'aumentare della porosità (Fig. 6.23).

In Fig. 6.24 si riportano i punti di snervamento ottenuti dalle prove triassiali, edometriche ed isotrope eseguite sulla calcarenite di Palermo e le relative superfici di snervamento individuate. Si precisa che in questa fase della ricerca, in assenza di misure dirette, il valore del coefficiente k_0 in corrispondenza dello snervamento è stato valutato considerando la relazione di Jacky e un valore del parametro Φ' prossimo al valore della resistenza di picco. In particolare l'elaborazione finale è stata sviluppata ponendo k_0 pari a 0,509 e 0,6 rispettivamente per i litotipi di Marsala e di Palermo. Tale aspetto

rappresenta certamente una approssimazione non trascurabile, e senza dubbio richiederà un approfondimento in future indagini sperimentali, finalizzate alla determinazione del valore di k sia in corrispondenza dello snervamento che durante l'evoluzione del processo di carico. Rispetto alla calcarenite di Marsala, nei litotipi di Palermo, la dispersione dei punti è maggiore e questo è quasi certamente dovuto alla disomogeneità della cementazione anche all'interno di un singolo campione.

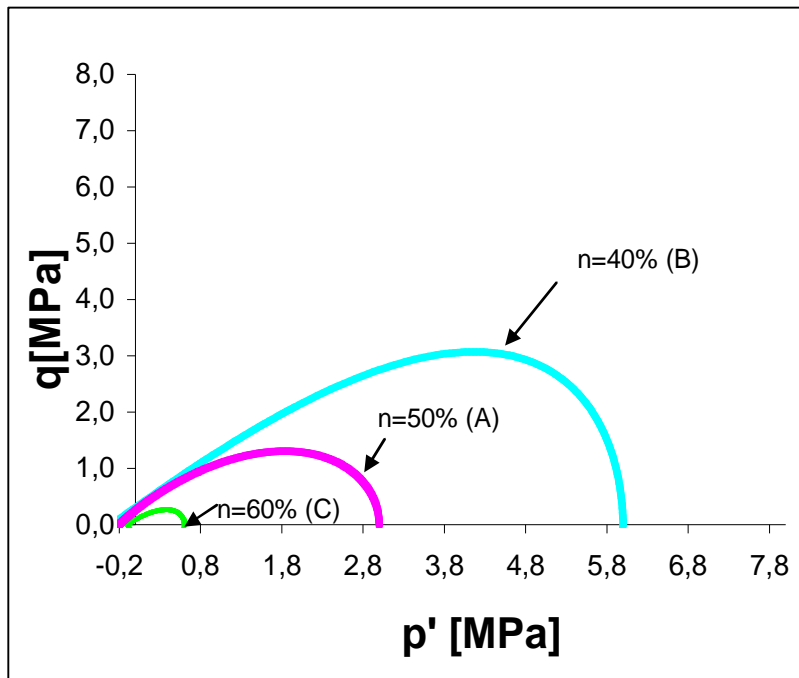


Fig. 6.23 Confronto tra le superfici di snervamento de i tre litotipi A,B,C

L'espansione della superficie di snervamento sembra chiaramente dipendere dai legami interparticellari e dalla disposizione e distribuzione delle particelle anche in rapporto alla matrice che eventualmente li contiene; dove la matrice tende ad occludere totalmente i pori (determinando un elevato legame con i singoli grani anche se questi non sono in contatto continuo o puntuale fra loro) l'espansione della superficie di snervamento è massima, mentre quando la struttura è sostenuta da contatti puntuali fra i grani saldati fra loro unicamente in tali punti, e cioè dovuta principalmente al fabric, lo

snervamento del materiale si verifica anche per valori bassi degli sforzi applicati.

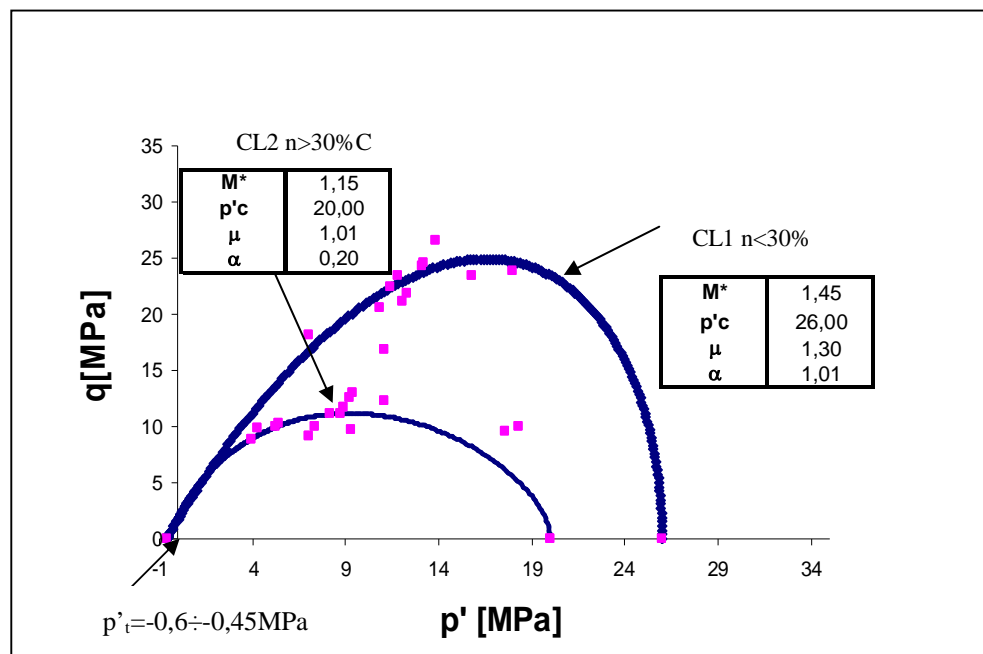


Fig. 6.24 Superfici di snervamento litotipi CL1 CL2

Nelle Fig. 6.25÷Fig. 6.27 si riportano i percorsi di sollecitazione relativi alle tre tipologie di comportamento individuate dall'analisi delle prove triassiali e descritte in dettaglio nel capitolo 5 (fragile, di transizione, duttile).

Come atteso soltanto nel primo caso (fragile) il percorso di sollecitazione oltrepassa la linea di stato critico, negli altri due la massima tensione deviatorica coincide con quella critica. Nel comportamento di tipo fragile e in quello di transizione è possibile individuare due differenti valori della tensione di picco, uno relativo alla fase rock-like e l'altro relativo a quella soil-like.

Nel terzo caso, tipico di un comportamento di tipo duttile, il percorso di carico è relativo ad un materiale con fabric completamente diverso da quello iniziale, lo snervamento e la destrutturazione del materiale si sono, infatti, già verificati in fase di consolidazione, quindi il materiale all'inizio della fase di taglio avrà sicuramente una struttura differente dovuta solo al fabric. La variazione del fabric e, soprattutto, la non presenza del bonding sono

testimoniate dall'assenza del picco della fase rock-like ancorché non indicata in figura; il punto rappresentativo del comportamento rock-like sarà localizzato nel piano $q=0$.

Si ha, cioè, una riconferma dell'influenza del bonding e del fabric nelle varie fasi del processo di rottura.

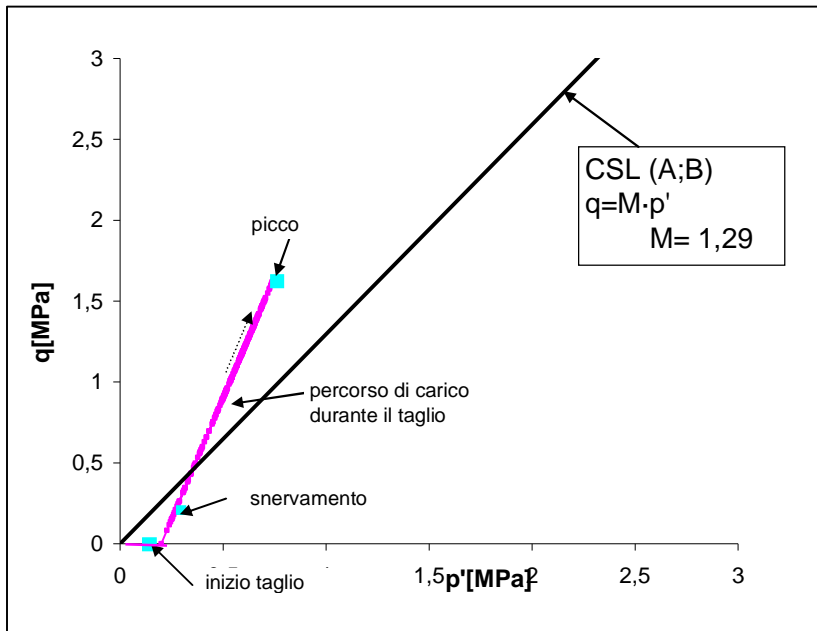


Fig. 6.25 Comportamento fragile: percorso di carico, snervamento e stato critico (campione 7 litotipo A)

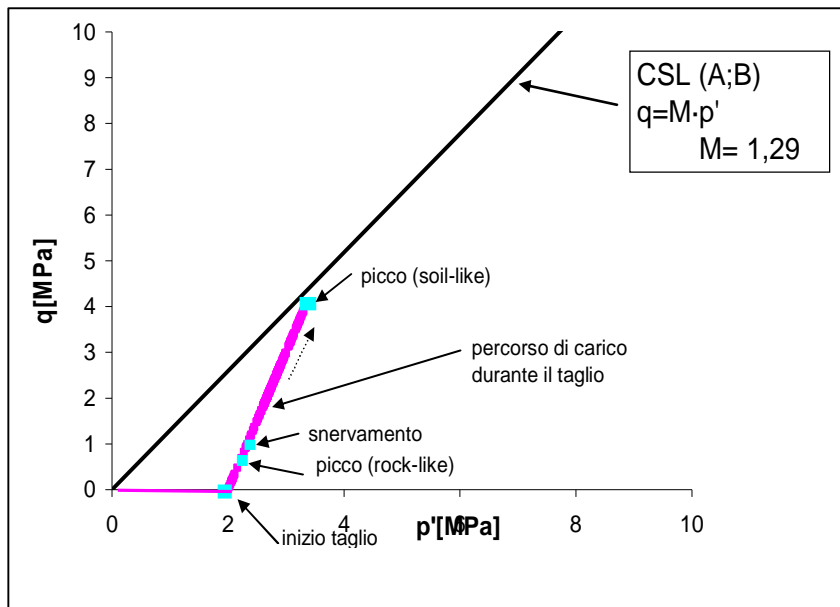


Fig. 6.26 Comportamento di transizione :percorso di carico, snervamento e stato critico (campione 2 litotipo A))

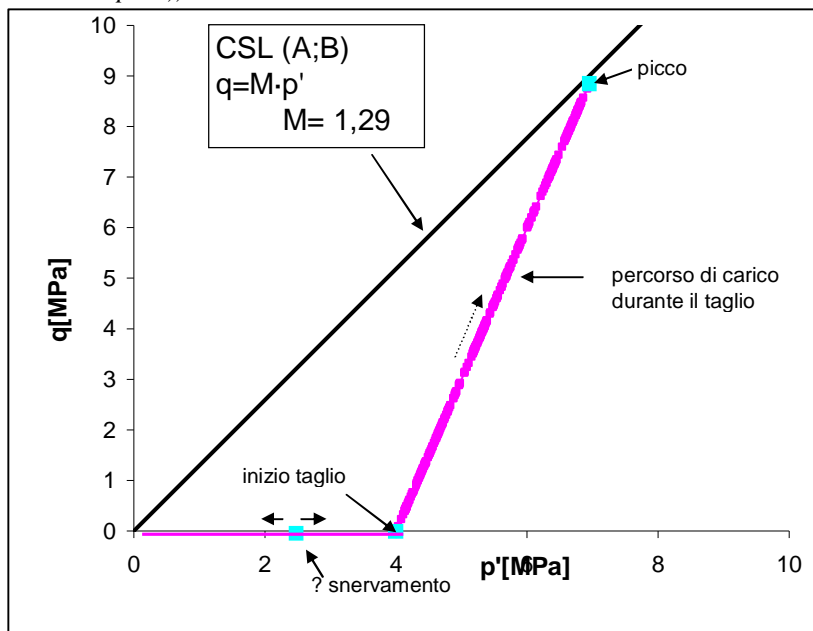


Fig. 6.27 Comportamento duttile:percorso di carico, snervamento e stato critico(campione 1 1 litotipo A))

Capitolo 7

Conclusioni

La ricerca ha affrontato lo studio del comportamento meccanico di due calcareniti della Sicilia occidentale.

Sono state eseguite numerose prove di compressione edometrica, isotropa triassiale drenate e biassiali utilizzando differenti celle ad alte pressioni una delle quali, messa a punto durante la presente ricerca, con controllo automatico e con misura locale delle deformazioni, e un particolare edometro appositamente realizzato per raggiungere elevate pressioni.

La caratterizzazione meccanica è stata ovviamente preceduta dalla identificazione geotecnica dei materiali, utilizzando procedure sia tradizionali che meno usuali, mirate tutte ad una puntuale ed approfondita descrizione dei materiali. Sono stati così individuati per ciascuna formazione vari litotipi differenziati essenzialmente per caratteri strutturali posti a base della classificazione dei materiali e risultata utile per una valutazione del comportamento meccanico ed in particolare delle superfici di snervamento.

Il litotipo di Marsala è risultato costituito, per una frazione compresa tra il 65% ÷ 80% da bioclasti e per la restante parte da litoclasti carbonatici e non, granuli terrigeni e minerali autigeni. Presenta un'elevata porosità ($n=35\% \div 65\%$) e sono stati distinti più litotipi in funzione della porosità, della quantità di cemento e del tipo di contatto fra i grani.

Con riferimento alla porosità i tre litotipi individuati, denominati B, A, C ricadono rispettivamente negli intervalli 36%-45%, 50%-53% e 58%-61%.

Nella calcarenite di Palermo i clasti sono prevalentemente litoidi costituiti

da frammenti di rocce carbonatiche e subordinatamente silicee e da grani monocristallini di sparite e di quarzo e, in quantità minore, da bioclasti. I pori, di dimensioni paragonabili a quelle dei grani sono variamente distribuiti, la loro frequenza e l'ampiezza dello spazio occupato dal cemento varia tanto da richiedere la suddivisione del materiale in 2 litotipi: CL1 (n=15%÷25%, CL2(n=32%÷38%). Rispetto alla calcarenite di Marsala, quella di Palermo presenta una minore porosità, variabile nell'intervallo (n=15%÷38%).

L'analisi degli indici di Kahn (Packing Density e Grain Contact) indica che la struttura della calcarenite di Marsala e del litotipo CL2 è prevalentemente dovuta al fabric, mentre quella del litotipo CL1 di Palermo prevalentemente al bonding; ciò è stato confermato anche dai risultati delle tomografie assiali computerizzate. In entrambe le calcareniti (Marsala e Palermo) fabric e bonding coesistono anche se in misura differenziata; non è stato però possibile valutarne il peso in ciascun campione sottoposto a prova. L'analisi degli indici di Kahn e i risultati delle tomografie assiali computerizzate hanno evidenziato inoltre, soprattutto per le calcareniti di Palermo, che la tessitura della roccia presenta spiccati caratteri di anisotropia con frequenti passaggi dal litotipo CL1 al litotipo CL2 sia in direzione orizzontale che verticale anche all'interno di un singolo campione.

Le prove sperimentali hanno messo in evidenza alcuni aspetti peculiari del comportamento meccanico dei terreni strutturati. In particolare, facendo riferimento alle prove triassiali, si è constatato che a basse tensioni di confinamento (rispetto alla tensione di snervamento isotropo) il comportamento assunto dal materiale è quello di una roccia lapidea (rock-like), le deformazioni in corrispondenza del picco sono del 2%-3%; la relazione tra la tensione deviatorica e la deformazione assiale è approssimativamente lineare fino al raggiungimento della tensione di picco. Oltre il picco, soprattutto per la calcarenite di Palermo, si ha la caduta del deviatore degli sforzi fino al valore ultimo costante in corrispondenza di deformazioni assiali pari al 18%-20%. Prima (soprattutto per il litotipo di Marsala) e dopo il picco si verificano frequenti cadute e riprese della tensione deviatorica conseguenti quasi certamente alla differente velocità fra il processo di destrutturazione del materiale e quella di controllo e di applicazione del carico assiale e, soprattutto, alle diverse rigidità tra l'apparecchiatura e il provino. Questo, nella fase di destrutturazione, mostra

istantanee variazioni della deformabilità, a seguito delle quali le “perturbazioni” dovute ai fenomeni di rottura locale nel campione vengono lette come variazioni del carico applicato alla cella di carico. Quanto illustrato risulta evidente analizzando i differenti comportamenti registrati nelle prove a deformazione controllata e a carico controllato.

Tale comportamento dei materiali cementati in prove di compressione a velocità di deformazione controllata è noto in letteratura.

Per tensioni di confinamento alte, e per il litotipo di Palermo, all’aumentare della porosità, il comportamento tende a quello di una roccia sciolta (soil-like), la rottura è associata ad elevate deformazioni plastiche e a rilevanti variazioni di volume. Per la calcarenite di Marsala, in particolare, lo sforzo deviatorico assume andamento crescente fino ad una deformazione assiale pari al 25%, valore massimo raggiunto durante la sperimentazione.

Il materiale mostra un comportamento contraente sin dall’inizio dell’applicazione della tensione. A basse tensioni le deformazioni volumetriche sono dovute principalmente alla deformazione elastica dei grani e dei legami interparticellari; all’aumentare della tensione si verifica una progressiva rottura dei legami seguita da scorrimenti delle particelle associata alla rottura delle stesse soprattutto nel litotipo meno poroso di Marsala. La transizione da un comportamento di tipo rock-like a uno di tipo soil-like (destrutturazione secondo Leroueil e Vaughan 1990), si verifica quindi, progressivamente, soprattutto, con la rottura dei legami interparticellari, con elevate variazioni di volume e con significative modifiche delle proprietà meccaniche.

Si è individuata inoltre, per valori di tensione di cella prossimi a quella di snervamento isotropo, una terza tipologia di comportamento definita “di transizione” in cui la calcarenite mostra comportamenti di tipo rock-like fino all’innesco dello snervamento dopo il quale invece il comportamento diventa di tipo soil-like. Per queste prove si è ritenuto utile definire il picco della tensione deviatorica relativo ad un comportamento fragile e un secondo picco relativo a un comportamento duttile.

In tutti i casi la tensione di snervamento e l’innesco del processo di destrutturazione, individuabile con certezza nelle calcareniti più omogenee, e meno porose, sono risultati essere funzione delle proprietà strutturali.

In generale per tutti i litotipi è stato possibile individuare tre differenti fasi

indipendentemente dalla tipologia di prova eseguita, cioè dal percorso di carico applicato: fase pre-yield a comportamento prevalentemente elastico, fase yield corrispondente alla fase di destrutturazione, fase post-yield a comportamento plastico-incrudente. Le prime due fasi sono risultate funzione della quantità di cemento presente nei litotipi, mentre, nella fase post-yield, in cui la calcarenite assumeva aspetti tipici dei terreni sciolti, il comportamento è governato principalmente dal fabric, comunque differente da quello iniziale perché modificatosi a seguito del processo di destrutturazione.

La tensione di snervamento, in genere valutata in base all'andamento delle deformazioni, è risultata coincidere anche con quella tensione in corrispondenza della quale il coefficiente di compressibilità C_c mostra marcate oscillazioni indicative per lo più di deformazioni derivanti da una propagazione "turbolenta" del processo di destrutturazione. Tale "turbolenza", anche in questo caso, è probabilmente legata alle diverse rigidità tra l'apparecchiatura e il provino, che, nella fase di destrutturazione, mostra istantanee variazioni della deformabilità.

Le prove biassiali condotte principalmente su campioni di entrambi i litotipi che mostravano "difetti strutturali" hanno confermato l'influenza della struttura sul comportamento meccanico, evidenziando che i processi di destrutturazione si innescano prevalentemente in corrispondenza di interfacce di strutture diverse, del bonding nel caso della calcarenite di Palermo e del fabric nel caso della calcarenite di Marsala, per propagarsi, successivamente, all'intero volume. In questi casi è risultato particolarmente utile il monitoraggio acustico. Con questa tecnica infatti è possibile individuare tensioni caratteristiche del processo di carico (soglie di danneggiamento, di chiusura delle lesioni o di passaggio dalla frattura stabile a quella instabile) non visibili nelle curve tensioni-deformazioni nelle quali si manifestano con un certo ritardo per deformazioni più elevate.

Questo dato, rilevante per un'individuazione più puntuale della superficie di snervamento, dovrà essere oggetto di ulteriore approfondimento e probabilmente richiederà modifiche sostanziali alle apparecchiature di prova.

Riportando nel piano q - p ' lo stato tensionale corrispondente all'innescò

delle deformazioni plastiche si ottiene un luogo dei punti (superficie di snervamento) che, per tutti i litotipi è risultato essere ben correlabile con una curva.

Nella ricerca della superficie di snervamento si è tenuto conto di differenti fattori, tra questi la resistenza a trazione del materiale, il doppio comportamento fragile/duttile e soprattutto il comportamento incrudente esibito in corrispondenza di tensioni elevate.

Il criterio utilizzato per l'individuazione della superficie di snervamento sembrerebbe raccordare in modo più che soddisfacente i risultati sperimentali relativi ai punti di snervamento ottenuti con le varie prove.

A riguardo, deve osservarsi che com'è noto, per un materiale isotropo elastico il comportamento tensio-deformativo può essere descritto con due parametri elastici indipendenti: il modulo volumetrico (bulk modulus) K e il modulo di taglio (shear modulus) G e l'equazione costitutiva può essere scritta in termini di: p' (tensione media effettiva), q (tensione deviatorica), ε_v (deformazione volumetrica) e ε_s (deformazione deviatorica) secondo l'equazione:

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_v \\ \delta\varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1/K & 0 \\ 0 & 1/3G \end{Bmatrix} * \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix}$$

Variazioni di q non provocano effetti in ε_v , così come variazioni di p' in ε_s . In questo caso il comportamento è definito disaccoppiato e il bulk modulus K e il modulo di taglio G si ottengono rispettivamente con le equazioni:

$$K = \frac{\delta p'}{\delta\varepsilon_v}, \quad G = \frac{\delta q}{3\delta\varepsilon_s}$$

Per ogni valore di p' e q successivi allo snervamento si è determinato il valore della componente plastica della deformazione deviatorica ε_s^P e la componente plastica della deformazione volumetrica ε_v^P . E' stata quindi valutata la dilatanza definita come il rapporto tra l'incremento di deformazione volumetrica $\delta\varepsilon_v$ e l'incremento di deformazione deviatorica $\delta\varepsilon_s$:

$$d = \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s}$$

In tal modo è possibile definire, in corrispondenza della tensione di snervamento un vettore incremento deformazione plastica la cui inclinazione è data dall'inverso della dilatanza (1/d).

In Fig. 7.1 vengono rappresentati, nello stesso sistema di riferimento, gli stati di tensione e gli incrementi delle deformazioni plastiche. Si riportano, cioè, le direzioni dei vettori incrementi di deformazione plastica in corrispondenza dei punti di snervamento ottenuti dalle prove triassiali.

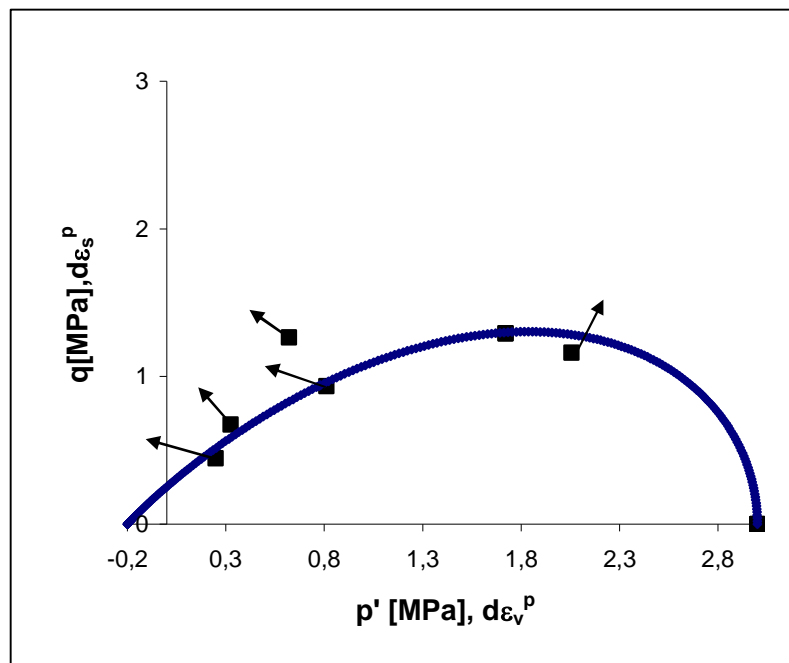


Fig. 7.1- Punti di snervamento(prove triassiali) e vettori incremento deformazione plastica.Litotipo A

Ne deriverebbe una non ortogonalità tra la superficie di snervamento e i vettori incremento di deformazione plastica. Ciò dovrebbe fare ipotizzare una superficie di potenziale plastico non coincidente con la superficie di snervamento. La modellazione del comportamento meccanico di questi litotipi

richiederebbe cioè l'utilizzo di una legge di flusso non associata, come già segnalato per litotipi simili (La gioia,1996). Nel prosieguo della ricerca sarà quindi necessario valutare con esattezza la relazione tra l'obliquità η e la dilatanza d la cui valutazione corretta potrebbe essere fatta solo con misura delle deformazioni locali, che, nel presente lavoro, sono state in numero limitato a causa di problemi sperimentali.

Questo aspetto di notevole importanza nell'ambito di una modellazione che tenga conto in modo più puntuale dei parametri descrittivi della microstruttura, della loro evoluzione ed influenza sul comportamento meccanico verrà quindi sviluppato in una successiva fase della ricerca. A tal fine sarebbe necessario condurre ulteriori sperimentazioni sul materiale destrutturato. Sono attualmente in fase di studio le tecniche più idonee a ottenere un materiale destrutturato con composizione granulometrica invariata rispetto a quella del materiale cementato. Fra queste tecniche sembra essere abbastanza promettente quella di procedere a cicli di imbibizione ed essiccamento in soluzioni sature di cloruro di sodio. Le poche prove realizzate sul destrutturato, cui si è fatto cenno nel testo, sembrano indicare la presenza per il materiale destrutturato di linee di compressione normale caratterizzate da valori del coefficiente λ minori di quelli valutati nei materiali strutturati indicative di una minore deformabilità del materiale. Questo aspetto è stato messo chiaramente in luce con prove di compressione isotropa condotte con ripetuti cicli di carico e scarico. Dall'analisi delle prove, infatti, è risultato evidente che il materiale con l'avanzare del numero dei cicli cambia le proprie caratteristiche di deformabilità e resistenza. In particolare, con l'avanzare del processo di destrutturazione a seguito, cioè, delle modifiche strutturali dovute all'indebolimento dei legami e a un nuovo assetto delle particelle, quindi ad un nuovo fabric, la calcarenite mostra un chiaro comportamento incrudente. Nel piano v,p' questo si traduce in una progressiva diminuzione dell'inclinazione della NCL associata ad un allontanamento sempre crescente rispetto alla NCL intrinseca, intendendo per NCL intrinseca quella relativa al fabric iniziale.

Per le calcareniti in esame il processo di destrutturazione dovrebbe quindi non intendersi come un processo di "degradazione" o di "decadimento" delle proprietà meccaniche, ma come un processo che determina nuovi e differenti comportamenti meccanici, probabilmente simili a quelli di una "locked sand".

Bibliografia

ANAGNOSTOPOULOS, A.G., KALTEZIOTIS, N, TSIAMBAOS, G. K. & KAVVADAS, M. (1991). *Geotechnical properties of the Corinth Canal marls*. Geotechnical and Geological Engng. 9, 1-26.

AIREY, D. W. & F M. (1991). *Cyclic response of calcareous soil from the north-west shelf of Australia*. Géotechnique, 41 (1), 101- 121.

ALLMAN, M. A. & POULOS, H.G. (1988). *Stress-strain behaviour of an artificially cemented calcareous soil*. Proc.Int.Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, 15-18 march 1988. Balkema,Rotterdam,1,51-60.

AMOROSI, A. & RAMPELLO, S.. (1998). *The influence of natural soil structure on the mechanical behaviour of a stiff clay*. The Geotechnics of Hard Solis – Soft Rocks 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 0183.

ARCES, M. – *Comportamento meccanico della Calcarenite di Marsala*.

ARCES, M. N. NOCILLA, S. AVERSA, G. LO CICERO (1998). *Geological and geotechnical features of the ‘Calcarenite di Marsala’*- Atti del 79° Congresso Nazionale, Palermo .

ARCES, M., S. AVERSA, G. LO CICERO & N. NOCILLA. (2000). *The Pleistocene “Calcareniti di Marsala : Geotechnical and Sedimentological Characterisation”*. Mem. Soc. Geol. It., 55 (2000).

ARCES, M., N. NOCILLA, S. AVERSA, G. LO CICERO, (1998). *Geological and geotechnical features of the "Calcarenite di Marsala"*. Proc. 2nd Int. Symp. on "Hard Soils - Soft Rocks", Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 1, 15-25.

ATKINSON, J.H, COOP, M.R.(1993). *The mechanics of cemented carbonate sands*– Geotechnique,43 N° 1 p.53-67.

ATKINSON, J.H, COOP, M.R, STALLEBRASS, S.E, VIGGIANI, G. *Measurement of stiffness of soils and weak rocks in laboratory tests*- The Engineering Geology of Weak Rock , Balkema, Rotterdam 1993.

AVERSA, S., EVANGELISTA, A. *Le rocce tenere italiane* The geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks -Balkema, Rotterdam 2000.

AVERSA, S., EVANGELISTA, A. *The mechanical behaviour of a pyroclastic rock: yield strength and "destruction" effects* - Rock Mechanics and Rock Engineering N.31 (1), p.25-42, 1998.

AVERSA, S., EVANGELISTA, A., LEROUEIL, S. & PICARELLI, L. (1993). *Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 359-366.

AVERSA, S. LAGIOIA, R. *Model requirements and design criteria for soft rocks*. The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks, Balkema, Rotterdam 2000.

BALDI, G., NOVA, R. (1984). *Membrane penetration effects in triaxial testing*. Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 110, No.3, 403-420.

BARLA, G., FORLATI, F., ZANINETTI, A. *Prove di laboratorio su rocce tenere : problematiche ed esempi* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

BARTON, M. E (1993). Cohesive sands: - *The natural transition from sands to sandstones*. Proc. Int. Symp. on “Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks”, Athens,1993. Balkema, Rotterdam, 1,367-374.

BELL, F.G, CULSHAW, M.G. *A survey of the geotechnical properties of some relatively weak triassic sandstones* - The Engineering Geology of Weak Rock, Balkema, Rotterdam 1993.

BENIAWSKI, ZT.(1967). *Mechanism of brittle fracture of rock, Parts I, II and III* – Int. J. Rock.Mech.Min.Sci & Geomech.vol.4,No 4, pp.395-430.

BROWN, E.T. (1976). *Volume changes in models of Jointed Rock*. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs 102, pp 273 - 276.

BURLAND, J.B.(1990). *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Geotechnique, Vol.40, No.3: 329 – 378.

CALABRESI, G., RAMPELLO, S., VIGGIANI, G. *Il comportamento meccanico delle argille consistenti* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

CANZONERI, V., GIAMMARINARO, M.S., GUGLIUZZA, G., VALLONE, P. *Area urbana palermitana :analisi delle proprietà geotecniche dei terreni supportata da tecnologia gis*.

CARTER, J. P., KAGGWA, W. S., JOHNSTON, L. W., NOVELLO, E. A., FAHEY, M. & CHAPMAN, G. A. (1988). *Triaxial testing of North Rankin Calcarenite*. Proc. Int. Conf. on “Engineering for Calcareous Sediments”, Perth, 15-18 march 1988. Balkema, Rotterdam, 2, 515- 530.

CASTELLANZA, R. *Modelling weathering effects on the mechanical behaviour of bonded geomaterials*. (2003).

CHADLER, R.J. (1968). *A note on the measurement of strength in the undrained triaxial compression test*. Geotechnique 18, 261 - 266.

CHARUBINI, C., RAMUNNI, E. P., PAGLIARULO, R. & GERMINIARIO, S. (1993). *Petrographical and geomechanical behaviour of Canosa calcarenites (Puglia, Italy)*. Proc. Int. Symp. on "Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks", Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 43-47.

CLAYTON, C. R. I. & SERRATRICE, J. E. (1997). General report session 2: *The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 3, 1839-1877.

CLOUGH, G.W., SITAR, N., BACHUS, R.C., & SHAFFI RAD N. (1981). *Cemented sand under static loading*. J Geotech. Engrn Div., Am. Soc. Civ. Engrs, 107, GT6, 799 – 817.

COOP, M. R.(1990). *The mechanics of uncemented carbonate sands*. Geotechnique, 40 N° 4 p.607-626.

COOP, M. R. & ATKINSON, J. H. (1993). *The mechanics of cemented carbonate sands*. Géotechnique. 43(1), 53-67.

COOP, M.R., CUCCOVILLO, T. (1997). *Yielding and pre-failure deformation of structured sands*. Geotechnique, 40 N° 3 p.491-508

COOP, M.R., CUCCOVILLO, T.(1999). *On the mechanics of structured sands*. Geotechnique, 49 N° 6 p.741-760

COOP, M. R. (2000). *The influence of in situ state on the behaviour of carbonate sands*. Proc. 2nd Int. Conf. on "Engineering for calcareous sediments", Bahrain, 21-24 febr. 1999. Balkema, Rotterdam, 2, 379- 400.

COTECCHIA, V, MONTERISI, L., SEMBENELLI, E, BIONDANI, E. & CLAPS, G. A. (1993). *Calcarenite as construction material for large embankments*. Proc. Int. Symp. on “Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks”, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 2, 1247-1254.

CRIVELLI, R., DEVIN, P., ROSSI, P.P., SUPERBO, S. *Prove e misure in sito su rocce tenere - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce*, Torino 1990.

CUCCOVILLO, T., COOP, M. R. *The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks*. Proc. Int. Symp. On “Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks”, Athens, 20- 23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 447-455.

CUCCOVILLO, T. & COOP, M. R. (1997). *Yielding and pre-failure deformation of structured sands*. Géotechnique, 47(3), 491-508.

CUCCOVILLO, T. & COOP, M. R. (1999). *On the mechanics of structured Sands*. Géotechnique, 49 (6), 741-760.

DASS, RAGHU N.(1994). *Tensile stress-strain characteristics of lightly cemented sand*. Geotechnical testing journal vol. 17 pp.305-314 1990

DI PRISCO, C., IMPOSIMATO, S., VARDOULAKIS, I.(2000). *Mechanical modelling of drained creep triaxial tests on loose sand*. Geotechnique. (2000)

DE FREITAS, M. H. *Weak arenaceous materials. The Engineering Geology of Weak Rock*. Balkema, Rotterdam, 1993, pg 115-123.

DE SANCTIS, F. (2005). *Studio dei meccanismi di rottura fragile nel tufo Napoletano*. Tesi di Dottorato, Università di Napoli Federico II, Napoli.

DESRUES, J., VIGGIANI, G.(2004). *Strain localization in sand: an overview of the experimental results obtained in Grenoble using stereophotogrammetry*. Int. Journal of Num.An.Meth.Geom. Vol.10.

DOBEREINER, L. (1984). *Engineering geology of weak sandstones*.

DOBERAINER, L., DE FREITAS, M. H. *Geotechnical properties of weak sandstones*. Geotechnique 36, N. 1, pg. 79-94.

DUMBAVAN, M. (1988). *Proposed constitutive model of calcarenite* . Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, 15-18 march 1988. Balkema, Rotterdam, 2, 681-687.

DUSSEALT, M.R., MORGENSTERN, N.R. (1979). Locked Sands. Q.J. Engng. Geol., V12, pp 117 – 131.

ELLIOT, G. M. & BROWN, E. T. (1985). *Yield of a soft, high porosity rock* . Géotechnique, 35(4), 413-423.

ELLIOT, G. M. & BROWN, E. T. (1986). *Technical note: “Further developments of a plasticity approach to yield in porous rock ”*. Int. J. Mech. Min. Sci., Geomech. Abstract., 23(2), 151-1 56.

EVANGELISTA, A., NICOTERA, M.V., SCOTTO DI SANTOLO, A. *Caratteristiche geotecniche dei terreni piroclastici della città di Napoli*.

EVANGELISTA, A., PELLEGRINO, A., (1990). *Caratteristiche geotecniche di alcune rocce tenere italiane*. - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

EVANGELISTA, A., PESCATORE, T.S., AVERSA, S., PINTO, F. *Soft rocks in southern Italy and the role of volcanic tuffs in the urbanization of Naples*. The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks - Balkema, Rotterdam 2000.

EVANGELISTA, A., NOCILLA, N., RAMONDINI, M., ZIMBARDO, M.. (2007). *Comportamento meccanico di tipiche calcareniti*. IARG 2007.

EVANGELISTA, A., NOCILLA, N., RAMONDINI, M., ZIMBARDO, M.. (2007). *Laser scanner terrestre per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi a struttura orientata*. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica , Salerno 2007.

FOOKES, P.G, GOURLEY, C.S, OHIKERE, C. *Rock weathering in engineering time*. Quarterly Journal of Engineering Geology, London 1988, vol.21, pp. 33-57.

GENS, A. & NOVA, R. (1993). *Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks*. Proc. Int. Symp. On Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20 - 23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 485-494.

GEROGIANNOPOULOS, N. G. & BROWN. *The critical state concept applied to rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 15, pg 1-10.

HALL, S., F. DE SANCTIS, G. VIGGIANI (2006). *Monitoring Fracture Propagation in a Soft Rock (Neapolitan Tuff) Using Acoustic Emissions and Digital Images*. Pure appl. Geophys (163), pp.2171-2204.

HAWKINS, A.B (2000). *The nature of hard rocks7 soft soils*. The Geotechnics of hard soils- soft roks, Balkema, Rotterdam p.1391 -1401.

HETTLER, A., VARDOULAKIS, I.(1984). *Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus*. Geotechnique 34, No. 2, p.183 -198.

HUANG, J. T. & AIREY, D. W. (1993). *Effects of cement and density on an artificially cemented sand*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993.

HUANG, J. T. & AIREY, D. W. (1998). *Properties of artificially cemented carbonate sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 6, 492-499.

ISRM: *Point load test, Suggested method for determinig point load strength*.

JAPPELLI, R., CUSIMANO, G., LIGUORI, V., VALORE, C.(1981). *Contributo alla conoscenza geotecnica del sottosuolo della città di Palermo*. Atti della riunione del gruppo di ingegneria geotecnica del C.N.R. , Roma p.271 -289.

JOHNSTON, I. W. & NOVELLO, E. A. (1993). *Soft rocks in the geotechnical spectrum*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 177-183.

JOVICIC, V., COOP, M. R. & ATKINSON, J. H. (1997). *Laboratori measurements of small stiffnesses of a soft rock*. Proc. XIV ICSMFE, Hamburg. Balkema, 323-326.

KAGGWA, W. S., POULOS, H. G. & CARTER, J. P. (1988). *Response of carbonate sediments under cyclic triaxial test conditions*. Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, 15-18 march 1988. Balkema, Rotterdam, 1, 97-108.

KAHN, J.S. (1956). *The analysis and distribution of the properties of packing in sand-size sediments; part 1: on the measurement of packing in sandstones* Journal of geology , vol. 64 p.385-395.

KANJI, M. A. & GALVAN, V. R. (1998). *Correlation of properties of soft rocks*. Proc. 2nd Int. Symp. On Hard Soils - Soft Rocks, Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 1, 239-244.

KAVVADAS, M.J. *Modelling the soil behaviour- Selection of soil parameters*. The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks - Balkema, Rotterdam 2000.

KWAG, J. M., OCHIAI, H. & YASAFUKU, N. (1999). *Yielding stress characteristics of carbonate sand in relation to individual particle fragmentation strength*. Proc. 2nd Int. Conf. on Engineering for calcareous sediments. Bahrain, 21 -24 february 1999.

LADE, P.V, DE BOER, R. (1997). *The concept of effective stress for soil, concrete and rock*. Geotechnique 47, No. 1, p.61-78

LAGIOIA, R., BURLAND, J.B. & DELAGE, P. (1998a). *Influence of pore water on the mechanical behaviour of a calcarenite* . Proc. 2nd Int. Symp. on Hard Soils - Soft Rocks, Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 2, 623-627.

LAGIOIA, R., BURLAND, J. B. & DELAGE, P. (1998b). *Pre-yield behaviour of the Gravina calcarenite at small strains*. Proc. 2nd Int. Symp. On Hard Soils - Soft Rocks, Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 2, 629-636.

LAGIOIA, R. & NOVA, R. (1993). *A constitutive model for soft rocks*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 625-632.

LAGIOIA, R. & NOVA, R. (1995). *An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression*. Geotéchnique, 45(4), 633-648.

LAGIOIA, R. *Comportamento meccanico dei terreni cementati naturali: indagine sperimentale ed interpretazioni teoriche*. Tesi di dottorato di ricerca, (1993).

LAGIOIA, R. (1996). *Comportamento meccanico di una calcarenite di Gravina di Puglia*. Rivista italiana di geotecnica 4/96 p.69-83

LAGIOIA, R., PUZRIN, A. M., POTTS, D. M. *A new versatile expression for Yield and Plastic Potential surface* – Computers and Geotechnics, Vol. 19, N. 3, pg. 171 – 191, (1996).

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V (1979). *Soil mechanics*. J. Wiley, Sons, New York. Trad. It. di C. Valore, Flaccovio editore, Palermo.

LEMBO, A., RIBACCHI, R. *Problemi di stabilità di scarpate e cavità sotterranee in rocce piroclastiche - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce*, Torino 1990.

LEROUEIL, S. *Peculiar aspects of structured soils* – The Geotechnics of Hard Soil – Soft Rocks – Balkema, Rotterdam 2000, p.1669-1676

LEROUEIL, S. (1999). *Contribution to the Round table: Peculiar aspects of structured soils*. Proc. 2nd Int. Symp. on Hard Soils – Soft Rocks, Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 3, 1669-1678.

LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P.R. (1990). *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Géotechnique, 40(3), 467-488.

LIGUORI, V., PIACENTINI, U., PRATINI, P., VALORE, C. & ZICCARELLI, M.(2002). *Caratteri geologici e geotecnici del sottosuolo di Palermo*. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila, 11-14 settembre 2002.

LUZZANI, L. & COOP, M.R. (2002). *On the Relationship between Particle Breakage and the Critical State of Sands*. Soils and Foundations, 42(2), 71-82.

MARIANINI, E. & BRIGNOLI, M (1999). *Creep behaviour of a weak rock: experimental characterization*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 36(1999), 127-138.

McDOWELL, G. R. & BOLTON, M. D. (1998). *On the micromechanics of crushable aggregates*. Géotechnique, 48 (5), 667-679.

MICHELIS, E.T. (1986). *A yield equation for rock*. Can Geotechn. J., vol 23, 9-17.

MITCHEL, J.K. (1976). *Fundamental of soil Behavior*. John Wiley and Sons, New York.

MIURA, N. & YAMONOUCHI, T. (1975). *Effect of water on the behaviour of quartz-rich sand under high stresses*. Soil & Foundation, 15(4), 23-24.

MORGENSTERN, N.R. & EIGENBROD, K.D. (1974). *Classification of argillaceous soil and rocks*. J. of the Geotechnique, 17, pp. 309 – 328.

NAKATA, Y., HYDE, A.F., HYODO, M., MURATA, H. (1999). *A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test*. Geotechnique 49, No. 5, p.567-583

NOCILLA, N., VALORE, C., ERCOLI, L.(2004). *Un approccio integrato allo studio dei terreni di fondazione e al restauro delle carceri della Penitenza del complesso di palazzo Steri*. XXII Convegno Nazionale di Geotecnica , Palermo (in corso di pubblicazione).

NOCILLA, N., VALORE, C., ERCOLI, L., F. SPATAFORA, & E. CANZONIERI, SORCE, A. (2004). *Un approccio integrato allo studio dei terreni di fondazione e al restauro delle carceri e dei penitenziari del complesso di palazzo Steri a Palermo*. XXII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA, Palermo 22-24 settembre 2004. 409-420.

NOCILLA, N., ZIMBARDO, M., EVANGELISTA, A. & RAMONDINI, M. (2005). *Caratterizzazione geotecnica di tipiche rocce tenere di Palermo* . IARG 2005, Ancona 29 giugno-1 luglio 2005.

NOVA, R. *Deformabilità, resistenza, modelli costitutivi delle rocce tenere* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990

NOVELLO, E. A. & JOHNSTON, I.W. (1995). *Geotechnical materials and the critical state* . Géotechnique, 45 (2), 223-235.

PACHAKIS, M. D. (1976). *The influence of the membrane restraint on the measured strength of a soil sample failing along a single shear plane in the triaxial test*. Technical notes , Geotechnique 1976 p.226 - 230

PANET, M. *Some geotechnical problems of tunnelling engineering in hard soils and soft rocks*. The Geotechnics of Hard soil-Soft Rocks. Balkema 2000, p.1517-1525.

PELLEGRINO, A. *Mechanical behaviour of soft rocks under high stresses*. Proc.of the 2nd .Congress of the International Society for Rock Mechanics., Belgrade Vol.3.

PELLEGRINO, A., EVANGELISTA, A. (1990). *Caratteristiche geotecniche di alcune rocce tenere italiane* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

PETTIJOHN, F., POTTER, P.E. SIEVER, R. (1992). *Sand and Sandstones*. Springer – Verlag, N.Y.

PINE, R. J., SHARP, J.C. *Hydrofracture stress measurements : role and applications in weak rock masses* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

PRICE, D.G. *Weathering and weathering processes*. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, 243-252.

PRICE, G. P. (1988a). *Fabric of calcareous sediments at North Rankin 'A', North West Shelf*. Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, 15-18 march 1988. Balkema, Rotterdam, 2, 367-376.

RANDOLPH, M.F , JOER, H.AM., AIREY D.W. *Foundation design in cemented soils*. The Geotechnics of Hard soil-Soft Rocks. Balkema 2000, p.1373-1387.

REN, J., Ge X. *Technical Note, Computerized Tomography Examination of Damage Tests on Rocks Under Triaxial Compression*. Rock Mechanics and Rock Engineering N.37 (1), p.83-93, 2004.

RICHARDS, L.R. *Deep foundations in weak and fractured rock - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce*, Torino 1990.

ROCHA, M. (1975). *Alguns Problemas Relativos a Mecanica das Rochas dos Materials de Baixa Resistencia*. Anais do 5° Congresso da Panamericano de Mecanica dos Solos e Engenharia de Fundacoes, Buenos Aires.

RUGGIERI, G. & UNTI M. (1974). *Pliocene e Pleistocene nell'entroterra di Marsala*. Boll. Soc. Geol. It., 93, 723-733.

RUGGIERI, G. & UNTI A., UNTI M. & MORONI M. A. (1975). *La calcarenite di Marsala (Pleistocene Inferiore) e i terreni contermini*. Boll. Soc. Geol. It., 94, 1623-1627.

RUMPELT, T. K. & SITAR, N. (1993). *The mechanical behaviour of marine bioclastic and siliceous cemented sands: A comparison based on laboratory investigations*. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 779-786.

SCIOTTI, M. *Le formazioni rocciose tenere: caratteri litologici, geologici e strutturali.* - le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino 1990.

SEMPLE, R. M. (1988). *The mechanical properties of carbonate soils.* Proc. Int. Conf. on Engineering for Calcareous Sediments, Perth, 15-18 march 1988. Balkema, Rotterdam, 2, 807-836.

SILVESTRI, F. & D'ONOFRIO, A. *Advanced procedures in laboratory stress-strain testing on hard soils.* The Geotechnics of Hard soil-Soft Rocks. Balkema 2000, p.1415-1427.

SPILOTRO, G., FIDELIBUS, M. D., FIDELIBUS, C. & ZINCO, M. R. (1993). *Lithological and geotechnical features of the calcarenites in the west of the Murgian platform.* Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 1, 293-300.

STEINER, W. *Choice of construction methods for tunnels in hard soil/soft rock- Influence and reliability of site investigation.* The Geotechnics of Hard soil-Soft Rocks, Balkema 2000, p.1547-1553.

TODARO, P. (1988). *Il sottosuolo di Palermo.* Dario Flaccovio editore, Palermo.

VACHER, P., DUMOULIN, S., MORESTIN, F., MGUILO-TOUCHAL, S. (1999). *Bidimensional strain measurement using digital images.* Proc. Instn. Mech. Engrs. PartC, Journal Mech.Eng.Sci, vol 213.

VALORE, C. (1999). *Additional contribution to report nr 2: The role of calcarenites in the urbanization of Palermo .* Proc. 2nd Int. Symp. On Hard Soils - Soft Rocks, Naples, 12-14 Oct. 1998. Balkema, Rotterdam, 3, 1269-1281.

VALORE, C. (1975). *Influenza della tessitura sulle proprietà meccaniche di campioni di calcareniti. Rapporto di ricerca*. Istituto di Ingegneria Geotecnica e Mineraria, Palermo.

VALORE, C. (1978). *Variabilità del coefficiente di permeabilità delle calcareniti. Rapporto di ricerca*. Istituto di Ingegneria Geotecnica e Mineraria, Palermo.

VAUGHAN, P.R, MACCARINI, M. & MOKHTAR, S.M.C. (2000). *Indexing the engineering properties of residual soil*. Quarterly Journal of Engineering Geology, London 1988, vol 21, pp.69-84.

VESIC, A.S., & CLOUGH, E.W. (1968). *Behavior of granular materials under high stresses*. Proc. ASCE, 94(SM3), 661- 668.

VAUGHAN, P.R. (1988). *Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil*. Proc. 2nd. Int. Conf. on Geomechanics in tropical soils, Singapore p.p. 469 – 487.

VAUGHAN, P.R. (1997). *Engineering behaviour of weak rocks: Some answers and some questions*. - Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 20-23 sept. 1993. Balkema, Rotterdam, 3, 1741-1765.

YALCIN ACAR, M. ASCE, EL-TAHIR. *Low strain dynamic properties of artificially cemented sand*. Journal of geotechnical engineering vol.112 N°11, 1986 p.1001-1015.

ZICCARELLI, M., VALORE, C. *Gallerie “in sezione mista” in ambito urbano* .

ZIMBARDO, M. *Caratterizzazione geotecnica di tipiche rocce tenere della Sicilia Occidentale(2004)*

ZIMBARDO, M., EVANGELISTA, A., RAMONDINI, M.,
VIGGIANGI, G., NOCILLA, N. *Influenza delle anomalie strutturali sulla
tensione di danneggiamento e sulla resistenza delle calcareniti* IARG 2008
Catania 15-17 settembre 2008