



Università degli Studi
di Palermo

INFLUENZA DEL FABRIC E DEL BONDING SULLO STATO CRITICO E SULLO SNERVAMENTO DELLE CALCARENITI

M. Zimbardo

* Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Aerospaziale (DICA)
Università di Palermo
Viale delle Scienze, 90128 Palermo, Italy
e-mail: margherita.zimbardo@unipa.it

(Ricevuto 12 Luglio 2011, Accettato 04 Ottobre 2011)

Key words: Fabric, bonding, critical state, yielding, destructuration, weak rock.

Parole chiave: Fabric, bonding, stato critico, snervamento, destrutturazione, rocce tenere.

Abstract. *The research has been devoted to the theoretical interpretation and to the modeling of the mechanical behavior of Quaternary structured soils in the Western South-Western Sicily belonging to the complex calcarenitic-sandy-clayey. After a review about the state of knowledge on the influence of textural characteristics such as fabric and bonding on mechanical behavior, this note presents the results of an experimental analysis by mean of textural identification tests, oedometer tests, triaxial and isotropic tests. For each lithotype critical state conditions and yield strength are defined.*

Sommario. *La ricerca è stata rivolta all'interpretazione teorica ed alla modellazione del comportamento meccanico di terreni strutturati del Quaternario presenti nella Sicilia Occidentale e Sud-occidentale appartenenti al complesso calcarenitico-sabbioso-argilloso. Dopo una rassegna dello stato delle conoscenze sull'influenza delle caratteristiche tessiturali quali fabric e bonding sul comportamento meccanico, si riportano i risultati di una sperimentazione condotta eseguendo prove di identificazione tessiturale, prove edometriche, isotrope e triassiale. Per ciascun litotipo vengono definite le condizioni di stato critico e di snervamento.*

1 INTRODUZIONE

La conoscenza dei caratteri litologici e geotecnici del sottosuolo di una città è di fondamentale importanza per la progettazione di costruzioni e, in generale per lo sviluppo stesso della città. Il sottosuolo di Palermo è costituito da rocce e terreni di diversa natura e proprietà

meccaniche; la città si sviluppa, infatti, su un'estesa piana costiera in cui sono presenti vari complessi litologici nei quali possono distinguersi differenti litofacies. Il complesso calcarenitico-sabbioso-argilloso (depositi quaternari), di spessore variabile, comprende i terreni sui quali è costruita quasi tutta la città di Palermo. In questo complesso è presente una gran molteplicità di rocce le cui caratteristiche meccaniche variano da quelle tipiche dei materiali incoerenti a quelle delle rocce lapidee ben cementate. La calcarenite ha giocato un ruolo decisivo per lo sviluppo della città di Palermo. Queste rocce tenere, infatti, costituiscono un eccellente terreno di fondazione con un'elevata resistenza a taglio e una bassa deformabilità; la calcarenite è risultata essere inoltre un buon materiale da costruzione (figura 1a).

La scelta del litotipo di Marsala, deriva da due fattori; il primo che sono calcareniti ampiamente diffuse in affioramento, il secondo è che possono essere ritenute quantomeno ipotetica concausa di frequenti dissesti dell'esteso pianoro su cui sorgono le città di Marsala e Mazara del Vallo, costituendo talvolta l'impalcatura di quel sottosuolo che le cave (specialmente quelle in sotterraneo) hanno oramai ridotto ad una sorta di fragile "scheletro osteoporotico" (figura 1b).



Figura 1: a) Calcarenite Palermo b) Calcarenite Marsala

Numerosi ricercatori si sono dedicati alla ricerca di modelli matematici che potessero descrivere il comportamento meccanico delle terre e delle rocce.

Le difficoltà da affrontare e superare sono strettamente connesse con le prerogative che un modello matematico deve garantire. Tali prerogative sono sostanzialmente due: la prima riguarda la capacità di cogliere i diversi e più significativi aspetti delle risposte dei materiali alle sollecitazioni esterne; la seconda riguarda la maneggevolezza del modello da un punto di vista applicativo, richiedendo l'uso di parametri meccanici di immediato significato fisico ed agevole determinazione sperimentale.

2 STATO DELLE CONOSCENZE

Si riporta qui un'analisi della letteratura con particolare riferimento all'identificazione geotecnica, alla caratterizzazione tessiturale e al comportamento meccanico delle rocce lapidee tenere.

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 distrutta parzialmente o totalmente da deformazioni che ne hanno causato la disgregazione sono definiti, appunto, “destrutturati”, mentre terreni nei quali la struttura non è mai esistita sono definiti “non strutturati”.

Lambe e Whitman¹ usano il termine “struttura” per descrivere gli effetti combinati del *fabric* (orientazione e distribuzione delle particelle) e del *bonding* (forze elettro-chimiche interparticellari e sostanze cementanti).

Mitchell² specifica che il *fabric* e il *bonding* sono concetti necessari per descrivere la microstruttura del materiale.

Dobereiner e De Freitas³ introducono una metodologia per misurare i parametri (packing density e grain contact) della tessitura correlabili con il *fabric*.

Leroueil e Vaughan⁴ 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 presenza di cemento.

In generale (figura 2), 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).

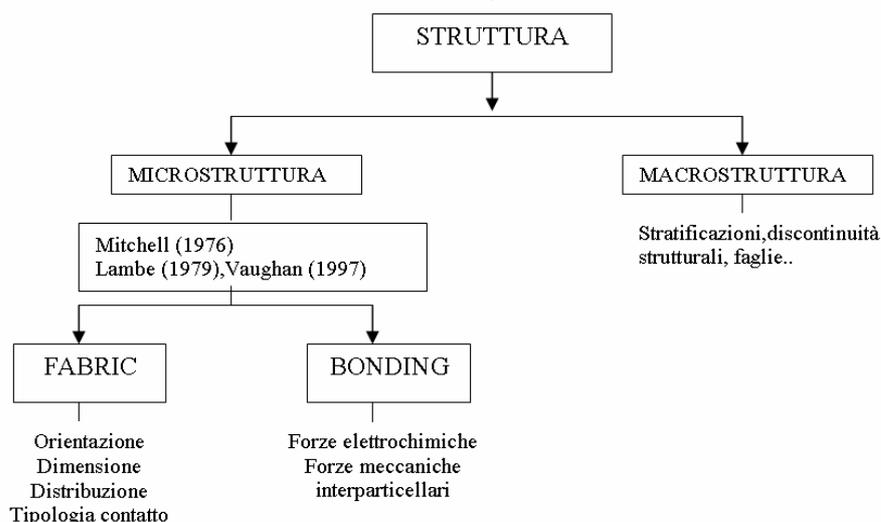


Figura 2: Componenti della struttura

2.1 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.

Barton⁵ 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*.

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 nel campo della meccanica delle rocce come elemento tessiturale delle rocce sedimentarie.

I parametri fondamentali al fine di caratterizzare il *fabric* di una roccia sono⁶:

(1) "il Packing Density" (PD) definito da 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 direzione.

(2) la lunghezza del contatto tra i grani (Grain Contact GC) definita come il rapporto, in percentuale, tra la lunghezza delle zone di contatto e il perimetro dei grani.

2.2 Bonding

I legami tra le particelle sono il risultato di reazioni chimiche che avvengono all'interfaccia tra i grani e il fluido interstiziale. Tipici processi che portano alla formazione di legami sono la precipitazione, la dissoluzione, la ricristallizzazione e l'alterazione⁷. I minerali che maggiormente partecipano alla formazione dei legami sono la silice, i carbonati, l'ossido di ferro, il gesso anidro, le argille ed il feldspato. In funzione 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 neutre⁷. La formazione dei legami interparticellari avviene contemporaneamente o immediatamente dopo il processo di deposizione (cementazione precoce) o durante la diagenesi (cementazione tardiva)

2.3 Effetti del fabric e del bonding

L'influenza della tessitura nei riguardi delle proprietà meccaniche di una roccia tenera viene esaminata considerando il tipo di relazione esistente tra la resistenza a compressione uniassiale e i parametri tessiturali (packing, porosità, grado di cementazione, contatto tra i grani, forma e dimensioni dei grani); prove condotte da Dobereiner³ su arenarie di bassa resistenza mostrano che una diminuzione del grado di addensamento comporta un incremento della porosità e una conseguente diminuzione della resistenza.

Quando i grani sono dispersi nella matrice cementizia e i pochi contatti tra i grani sono per lo più di tipo tangente, 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. 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.

Le sperimentazioni di Dobereiner e De Freitas³ su provini con stratificazioni ortogonali alla direzione di applicazione del carico presentano valori di resistenza notevolmente differenti rispetto a quelli ricavati sugli stessi campioni in cui le stratificazioni sono parallele. Tale

risultato evidenzia il carattere anisotropo di alcune 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 rispetto a quella delle sezioni tagliate parallelamente. In letteratura vengono anche riportati risultati di differente segno. Ad esempio con una sperimentazione condotta sulla Calcarenite di Marsala⁸ si sono determinati valori più bassi del GC e del PD in direzione ortogonale alla stratificazione del materiale.

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 relativi al materiale "strutturato" e a quello "ricostituito". Leroueil e Vaughan⁴, 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 resiste solo grazie alla cementazione. La relazione tra la resistenza e l'indice dei vuoti è rappresentata in figura 3 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 maggiore 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 (figura 3) uno spazio che può esistere solo grazie ai legami interparticellari che determinano la struttura e dipende dall'entità di cementazione presente nel materiale.

Un'importante caratteristica della struttura dei terreni è che non è permanente, ma si evolve nel tempo⁹. Mentre il processo di formazione della struttura, che procede in tempi assai lunghi, e riveste quindi un grande interesse geologico, il processo di destrutturazione procede in tempi commensurabili alla durabilità dei manufatti e dunque assume grande importanza nel campo dell'ingegneria. Man mano che il processo di destrutturazione avanza il materiale diventa sempre meno rigido e inizia la fase di "snervamento". Si tratta di un processo abbastanza graduale anche se a volte può manifestarsi con un collasso improvviso (figura 4).

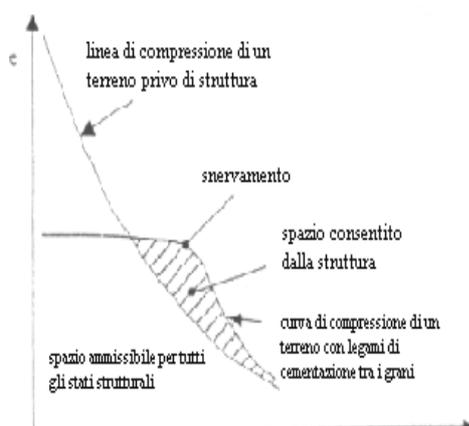


Figura 3: Confronto tra la compressione di un materiale strutturato e ricostituito in prove di compressione edometrica (Leroueil, Vaughan, 1990).

Pellegrino¹⁰ e Pellegrino ed Evangelista¹¹ distinguono due distinti domini tensionali. Per bassi livelli di sollecitazione il materiale presenta un comportamento elastico denominato (*rock-like*) caratterizzato da deformazioni di modesta entità, per elevati livelli di sollecitazione, invece, il comportamento è simile a quello di una roccia sciolta (*soil-like*) ed è caratterizzato da elevate deformazioni volumetriche.

Secondo Vaughan¹² nella fase *rock-like* gli sforzi agenti sul materiale sono sostenuti sia dalla cementazione sia 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*); questo fenomeno, definito da Leroueil e Vaughan⁴ “*destrutturazione*”, determina una variazione delle proprietà meccaniche.

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.

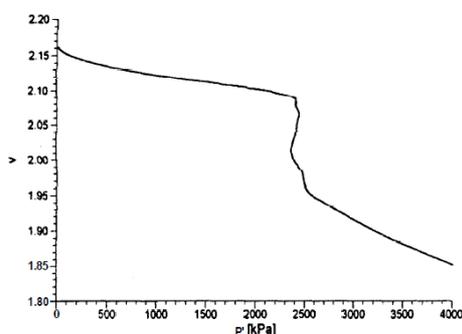


Figura 4: Collasso della struttura durante una prova di compressione isotropa sulla calcarenite di Gravina (Lagioia, Nova 1995).

La più frequente causa di destrutturazione è la deformazione meccanica. Sia la deformazione volumetrica che quella deviatorica possono avere effetti sulla struttura dei terreni^{4,13,14}. Materiali con porosità elevata sono più esposti alla destrutturazione dovuta alla deformazione volumetrica rispetto ai terreni naturali aventi bassa porosità. Di solito si ritiene che la deformazione induca 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 del materiale; in ogni caso, comunque, la completa scomparsa della struttura si ottiene a livelli di deformazione molto alti⁴.

Coop¹⁵, 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*.

Per ciascun terreno, indipendentemente dal volume specifico iniziale (v), 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:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (1)$$

dove λ è il gradiente ed N il volume specifico per $p'=1$ kPa.

Altri ricercatori hanno osservato comportamenti simili per sabbie aventi differenti origini geologiche^{16,17}.

L'innesco 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 comportino in modo simile, la localizzazione della NCL è diversa per ciascun materiale. Coop e Cuccovillo¹⁸ hanno mostrato che le differenze nella localizzazione della NCL e della linea di stato critico CSL dipendono dalla diversa composizione mineralogica delle sabbie.

Lo snervamento in compressione isotropa dei materiali ricostituiti è associato all'innesco della rottura dei grani. Secondo Coop¹⁸ la tensione di snervamento così come la posizione della NCL dipendono dalla resistenza dei grani e dal volume specifico iniziale, quindi dal numero di contatti tra i grani e dalle relative 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

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2)$$

essendo λ il gradiente e Γ il volume specifico per $p'=1\text{kPa}$. Tutti i materiali raggiungono un'unica linea di stato critico, e, ad alte pressioni, la NCL e la CSL risultano essere parallele (figura 5). Secondo Coop e Lee¹⁹ la posizione della CSL è controllata dalla rottura delle particelle.

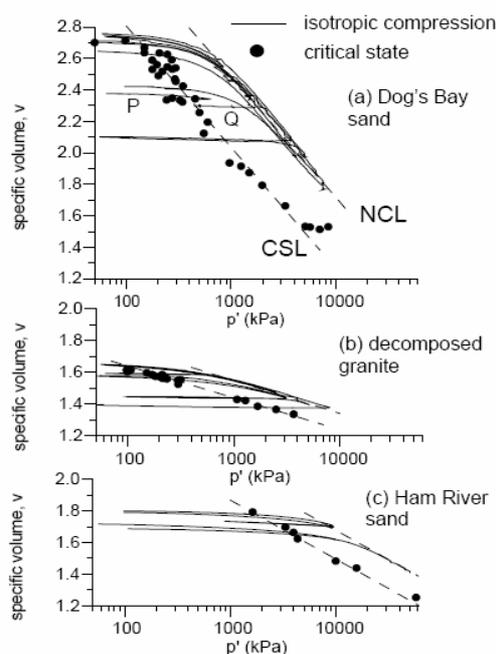


Figura 5: Compressione isotropa e punti di stato critico di tre sabbie (Coop e Lee, 1993).

Per sabbie, caratterizzate da una composizione granulometrica poco uniforme, i parametri λ e Γ si riducono. Secondo Coop e Lee¹⁹ 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:

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

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 del comportamento a compressione isotropa tra un terreno nel suo stato naturale con lo stesso terreno ricostituito è possibile definire l'influenza della struttura sulla resistenza e sulla rigidezza del materiale, anche se separare gli effetti del bonding e del fabric è più complesso. Per le sabbie geologicamente strutturate il bonding è per lo più dovuto alla cementazione interparticellare e, rispetto alle argille, è più facilmente identificabile attraverso analisi al microscopio ottico. Cuccovillo e Coop²⁰ hanno analizzato il comportamento isotropo di due sabbie cementate con differente struttura, esaminando in particolare l'influenza di *fabric* e *bonding* sulla rigidezza e sullo snervamento.

Gli autori definiscono due differenti tipi di comportamento: *weak-bonding* e *strong-bonding*. In generale quando lo snervamento si verifica a destra della NCL, la cementazione è di tipo "strong", "weak" quando ricade a sinistra della NCL (figura 6).

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

La disgregazione dei legami di cementazione, secondo Coop, coincide con l'innescò della rottura delle particelle in corrispondenza dello snervamento.

Nel caso di *weak bonding* lo snervamento del cemento si verifica prima dell'innescò della rottura dei grani, ed 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 (figura 6).

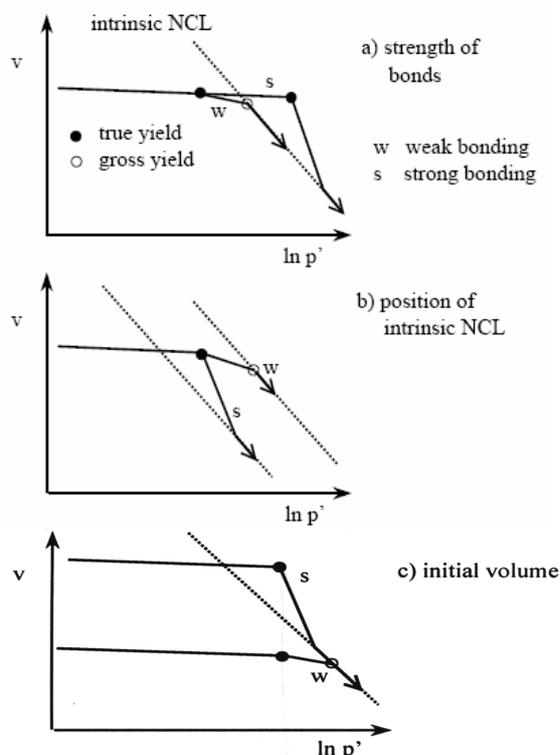


Figura 6: Rappresentazione schematica dei fattori che possono influenzare l'effetto della cementazione interparticellare sul comportamento a compressione delle sabbie (da Coop & Willson, 2003).

3 SPERIMENTAZIONE

3.1 Materiali

La ricerca è stata rivolta all'interpretazione teorica ed alla modellazione del comportamento meccanico di terreni strutturati del quaternario presenti nella Sicilia Sud-occidentale affioranti nel territorio compreso tra Marsala e Mazara (Calcareniti di Marsala), e nella Sicilia occidentale, nella Piana di Palermo (Calcareniti di Palermo) appartenenti al complesso calcarenitico-sabbioso-argilloso. Queste rocce sono presenti in vaste aree dell'Italia Meridionale, costituiscono i terreni di fondazione di larga parte del territorio siciliano e sono state ampiamente utilizzate nelle costruzioni di civili abitazioni e di opere monumentali, per la facilità di cavatura, l'agevole lavorabilità, e le caratteristiche meccaniche adeguate all'impiego in edilizia. Sebbene di ridotta resistenza, per l'elevato rapporto resistenza/peso dell'unità di volume e per la 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 l'estensione, frequentemente non controllata degli insediamenti urbani, si ritrovano oggi spesso al di sotto degli abitati con talora conseguenti dissesti e crolli nell'edificato sovrastante.

3.2 Metodi

Una preliminare classificazione dei materiali è stata conseguita oltre che con le usuali prove di identificazione geotecnica anche mediante esame petrografico e con prove di compressione semplice 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. Gli spostamenti sono stati misurati con un comparatore digitale. L'esame petrografico dei materiali è stato effettuato in microscopia ottica su sezioni sottili in luce polarizzata, determinando i valori del PD e GC secondo la procedura indicata da Kahn.

Lo studio delle rocce metastabili e cioè a doppio comportamento "rock-like" e "soil-like", viene sempre fondato sul confronto fra la roccia integra che si destruttura durante la prova (soil like) e quella ricostituita che viene sottoposta a prova dopo una preliminare destrutturazione meccanica poiché 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) delle calcareniti di Palermo e Marsala, che per la loro tipologia tessiturale rientrano a pieno titolo nel campo delle rocce metastabili, è stata effettuata eseguendo una frantumazione del materiale con un pestello di gomma. Dopo l'esecuzione dell'analisi granulometrica 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. Dopo la prova, il provino è stato nuovamente sottoposto ad analisi granulometrica. Per eseguire le prove sul materiale strutturato (e quindi al suo stato naturale) sono stati

confezionati provini cilindrici (H=76mm, D=38mm) mediante un tornio specifico per materiali lapidei.

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 396 MPa. Un primo edometro presenta circuiti di drenaggio che permettono l'esecuzione di prove su campioni saturi. 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 basetta solidale con il corpo dell'edometro stesso. La massima tensione applicabile è pari a 120 MPa.

Per raggiungere tensioni maggiori è stato appositamente realizzato 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. Il carico viene applicato con una pressa di 50 tonnellate e la massima tensione raggiunta è risultata pari a 396 MPa.

Durante l'esecuzione delle prove il carico trasmesso al provino dall'avanzamento del pistone e misurato da una cella di carico viene registrato da un sistema di acquisizione automatica assieme agli spostamenti monitorati da trasduttori.

Per l'esecuzione delle prove triassiali ($\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$) e di trazione sono state utilizzate tre celle con le quali è possibile raggiungere le seguenti pressioni di cella: 10 MPa, 14 MPa e 70 MPa. La cella da 10 MPa, unitamente al sistema di acquisizione dei dati e di controllo e gestione dei percorsi di carico e di deformazione, è stata realizzata prevalentemente presso la divisione tecnologica dell'Imperial College di Londra, ed è in dotazione al laboratorio di Geotecnica del DICA dell'Università di Palermo. 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 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 8,5 MPa; le temperature di esercizio sono comprese tra -20° C e +80° 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.

Le celle da 14 MPa e da 70MPa sono state rispettivamente costruite dalla Wykeham-Farrance Eng LTD(WF400-2) e dalle officine C.M.B. di Napoli.

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. La variazione di volume è stata determinata, misurando il volume di acqua espulsa o assorbita dal provino saturo utilizzando una buretta da 25cc contenuta all'interno di un cilindro in plexiglas e dotata 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.

In tabella 1 si riporta per ciascun litotipo il nome del campione ed il tipo di prova.

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

4.1 Caratterizzazione petrografico-tessiturale

La descrizione tessiturale dei campioni, riportata in una nota precedente²¹, viene di seguito richiamata brevemente.

Sono state individuate 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. Su tale base i due litotipi sono stati suddivisi in 5 sottogruppi: A,B,C per il litotipo di Marsala e CL1, CL2 per quello di Palermo.

In particolare sono stati individuati tre litotipi (B, A e C) aventi rispettivamente una porosità media pari a 40%, 50% e 60% (figura 7). Per i litotipi A e B la frazione organogena rappresenta circa il 96.4% dei grani costituiti di frammenti di alghe rosse (48.6%) e frammenti di aculei di echinidi, vermetidi e lamellibranchii (47.8%); soltanto il 3.6% dei grani è costituito da quarzo e da grani carbonatici.

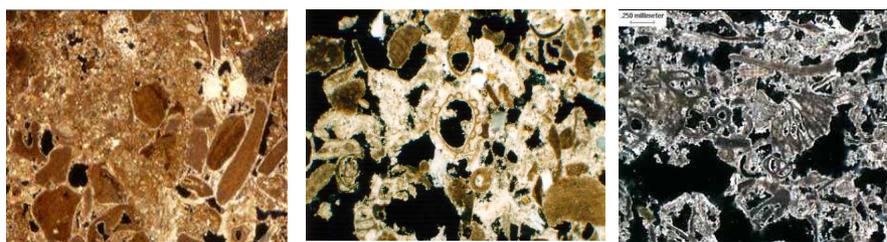


Figura 7: Fotografie di sezioni sottili della calcarenite di Marsala: I) litotipo A II) litotipo B III) litotipo C.

Nel litotipo C i bioclasti consistono in 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 (0,25 mm); rari cristalli di calcite spatica (0,2 mm).

Il litotipo CL si presenta frequentemente con tessitura disomogenea per l'alternanza di plaghe a diversa cementazione di spessore variabile dal centimetro ad una decina di centimetri. 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% (figura 8). Il cemento, sempre calcitico, forma un'esile orlo microspartico che riveste i grani saldandoli nei punti di contatto (CL2) oppure occlude gli spazi intergranulari dando luogo ad una locale cementazione quasi completa (CL1).

	Test	tipo di prova	note		Test	tipo di prova	note
MARSALA				PALERMO			
litotipo A	1A	CID		litotipo CL	4a	CID	
	7	CID			5a	CID	
	4	CID			2L	CID	
	2	CID			5L	CID	
	11	CID			11L	CID	
	MA4	CID			14L	CID	
	MA1	IC			C1	CID	
	MA1b	IC			C2	CID	
	MA2	IC			C3	CID	
	MA2b	IC-carico-scarico			C4	CID	
	MC1	IC			C6	CID	
	MB1ed	edom			C9	CID	
	MB2ed	edom			C10	CID	
	MB3ed	edom	destrutturato		C11	CID	
	MB4ed	edom	destrutturato		C12	CID	
	MB5ed	edom			C14	CID	
	MB6ed	edom	destrutturato		8ic	IC	
	MB7ed	edom			10ic	IC	
	MB8ed	edom	destrutturato		m1rof3L	edom	destrutturato
	MB9ed	edom	destrutturato		m2rof3L	edom	destrutturato
litotipo B	2A	CID			m3rof14L	edom	destrutturato
	1A	CID			m5rof 5L	edom	destrutturato
	A1	CID			m6rof 5L	edom	destrutturato
	CM1	CID			m7rof 11L	edom	destrutturato
	3A	CID			m1r	CID	destrutturato
	MB2	CID			m2r	CID	destrutturato
	MRS5	CID			m4r	CID	destrutturato
	2C	CID			m5r	CID	destrutturato
	CMB2	CID			m6r	CID	destrutturato
	1C	CID			m7r	CID	destrutturato
	MB1	IC			m8r	CID	destrutturato
	MB2	IC			m9r	CID	destrutturato
	MB3	IC			m10r	CID	destrutturato
litotipo C	1	CID			m11r	CID	destrutturato
	MC6	CID			m12r	CID	destrutturato
	2	CID			m13r	CID	destrutturato
	3	CID			m5lr	CID	destrutturato
	4	CID			CLC2	edom	
	MC4	CID			CLC3	edom	
	MC2	IC			CLC4	edom	
	MC3	IC-carico-scarico			edap1	edom	
	MC4	IC-carico-scarico	interrotta allo snervamento		edap2	edom	
PALERMO					edap3	edom	
litotipo CL	3	CID			edap5	edom	
	4	CID			edap6	edom	
	5	CID			edap7	edom	
	6	CID			edap8	edom	
	7	CID			edap9	edom	
	8	CID			clc2	edom	
	1a	CID			clc3	edom	
	2a	CID			clc4	edom	
	3a	CID			clc5	edom	

Tabella 1 : Nome campioni e tipo di prova (CID: Compressione triassiale consolidata drenata, IC : compressione isotropa, edom: edometrica).

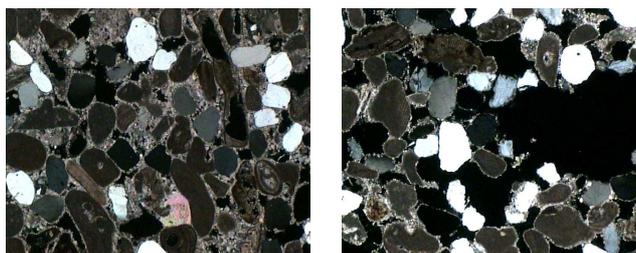


Figura 8: Fotografie di sezioni sottili della calcarenite di Palermo I) litotipo CL1 II) litotipo CL2.

In figura 9 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 Dobereiner³. I litotipi A, B, CL2 sono caratterizzati da un andamento del rapporto tra PD e porosità 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. 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.

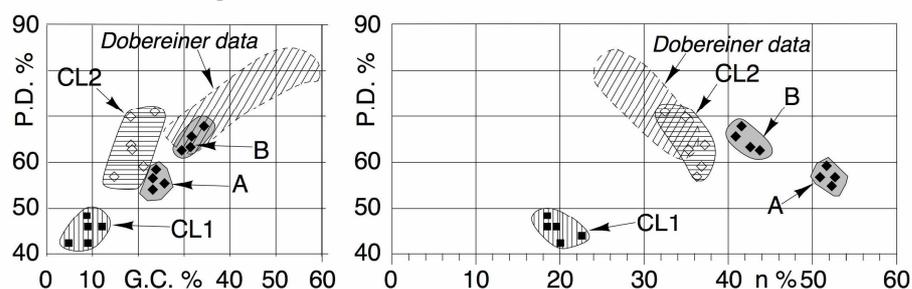


Figura 9: Variazione Packing.Density in relazione alla porosità II) Grain contact - Packing Density (da Zimbardo et al, 2010)

4.2 Caratterizzazione meccanica

Un primo riscontro dell'influenza dei parametri strutturali sul comportamento meccanico è evidente dai risultati delle prove di compressione semplice. La resistenza a compressione semplice risulta essere inversamente proporzionale alla quantità di cementazione.

Il valore medio della resistenza uniassiale delle calcareniti di Marsala risulta pari a 2,5 MPa, 4,5 MPa e 0,7 MPa (rispettivamente litotipo A,B,C), mentre quella di Palermo risulta pari a 8 MPa e 15MPa (rispettivamente CL2 e CL1). Il modulo di deformabilità varia tra 400 MPa e 1800 MPa. Nel diagramma di Miller (figura 10) i dati ricadono per lo più nell'area compresa tra la retta $E_v/\sigma_f=500$ e la retta $E_v/\sigma_f=200$. Solo i punti sperimentali relativi alla calcarenite CL1 si collocano nel campo degli alti valori del rapporto dei moduli, i litotipi CL2, A, B e C occupano il campo medio dei valori dei moduli. Ne consegue che, secondo l'ISRM, il litotipo CL1 è classificabile come EH, mentre i litotipi CL2, A, B e C 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).

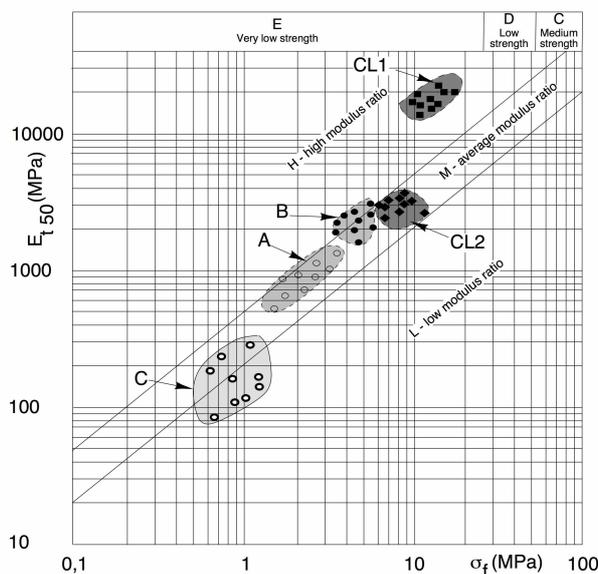


Figura 10: Diagramma di Miller.

Come è noto gli effetti dei legami interparticellari sono più facilmente identificabili 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’influenza della struttura viene evidenziata riportando nello stesso diagramma (figura 11) i risultati di prove edometriche eseguite sul materiale naturale e destrutturato del litotipo di Marsala 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 incrudente per tutto il processo di carico; ne consegue che i due materiali hanno NCL differenti pur avendo la stessa composizione mineralogica.

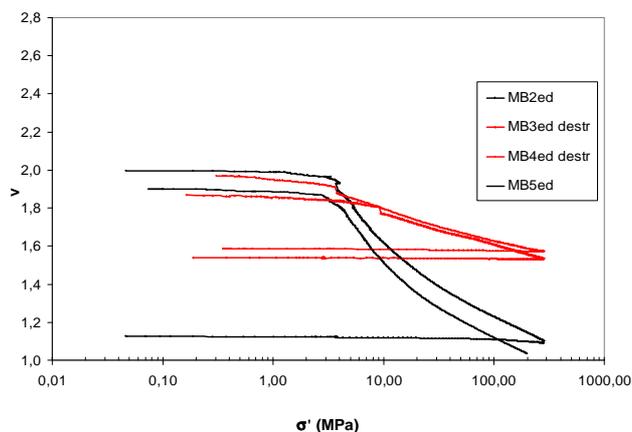


Figura 11: Confronto di prove di compressione edometrica

Anche per il litotipo CL di Palermo si sono eseguite prove edometriche sul materiale destrutturato. Nel diagramma di figura 12 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 Vaughan⁴ la cementazione permette, infatti, al terreno di raggiungere stati tensionali a destra 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.

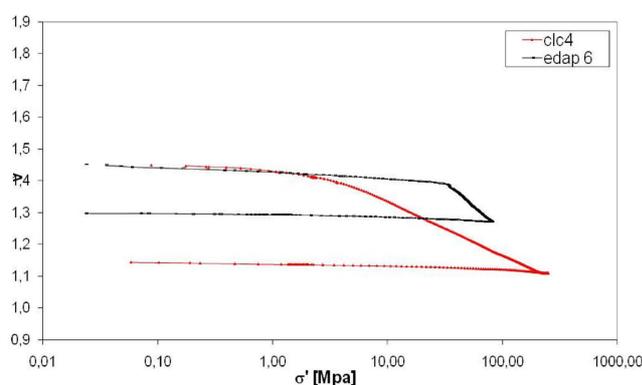


Figura 12: Dati di prove di compressione edometrica: volume specifico-tensione verticale materiale naturale (edap6) materiale destrutturato (clc4)

4.3 Stato critico

Un terreno raggiunge la condizione di stato critico quando all'incremento della deformazione assiale non corrisponde più alcuna variazione né delle tensioni, né delle deformazioni volumetriche (figura 13).

In corrispondenza dei livelli di deformazione necessari per raggiungere tale condizione, il comportamento meccanico di un "terreno strutturato" 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 (figg.14-15) 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:

$$q = M p' \quad (4)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (5)$$

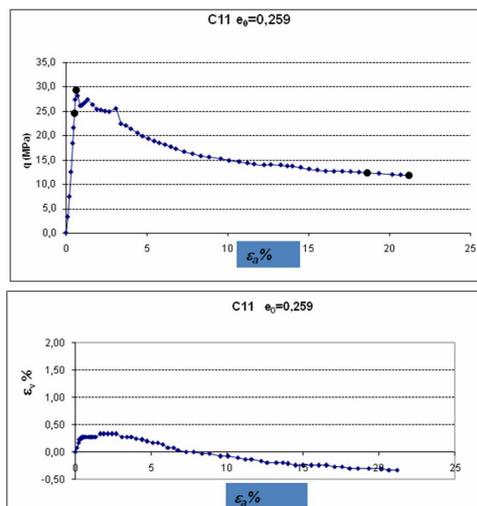


Figura 13: Dati di prove di compressione triassiale

I litotipi A e B di Marsala convergono verso un'unica linea di stato critico; ciò conferma che, raggiunta tale condizione, il materiale non risente più dell'influenza del bonding essendosi rotti tutti i legami interparticellari a seguito dell'esaurimento del processo di destrutturazione (figura 14). Come si evince dal digramma $v-\ln p'$ (figura 15), per il litotipo C si rappresentano soltanto i punti relativi alle uniche due prove in cui è stato raggiunto uno stato tensionale finale caratterizzato da tensioni e deformazioni volumetriche costanti. Di conseguenza per il ridotto numero di punti sperimentali non si propone la CSL relativa a questo litotipo, tuttavia si può osservare 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, prodotto quasi certamente dalla 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 primaria e secondaria. Nel diagramma di figura 15, per ciascun litotipo, sono riportate sia le linee di stato critico (CSL) sia le linee di compressione normale (NCL) ricavate dai risultati delle prove edometriche ed isotrope.

L'inclinazione delle NCL dei litotipi A e B coincide con quella della retta di stato critico ($\lambda=0,20$).

Anche i punti di stato critico del litotipo CL1 e del litotipo CL2 individuano un'unica CSL (figura 16). Nel digramma ($v-\ln p'$) di figura 17 vengono rappresentate le condizioni di stato critico di tutti i litotipi. Tutti i punti pur ricadendo nello stesso intervallo tensionale non sono interpolabili da un'unica CSL. Questo risultato potrebbe essere giustificato da molteplici fattori fra i quali, l'eterogeneità compositiva dei grani, i differenti gradi di sfericità e di arrotondamento e scabrezza delle superfici dei grani nell'ambito del medesimo litotipo e, con riferimento al litotipo CL, il mancato esaurimento dei processi di destrutturazione.

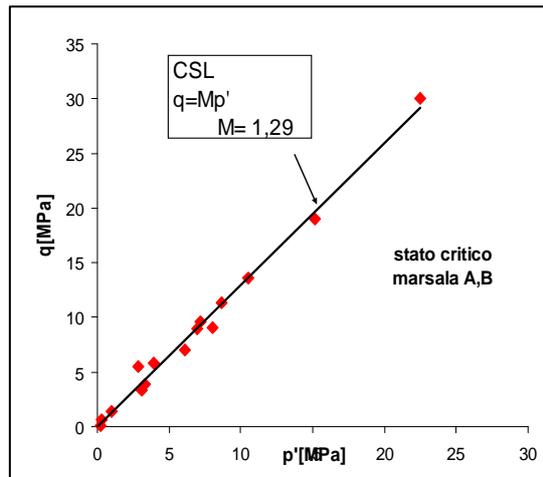


Figura 14 : Diagramma piano q,p' :punti di stato critico e retta di stato critico CSL (litotipo A,B)

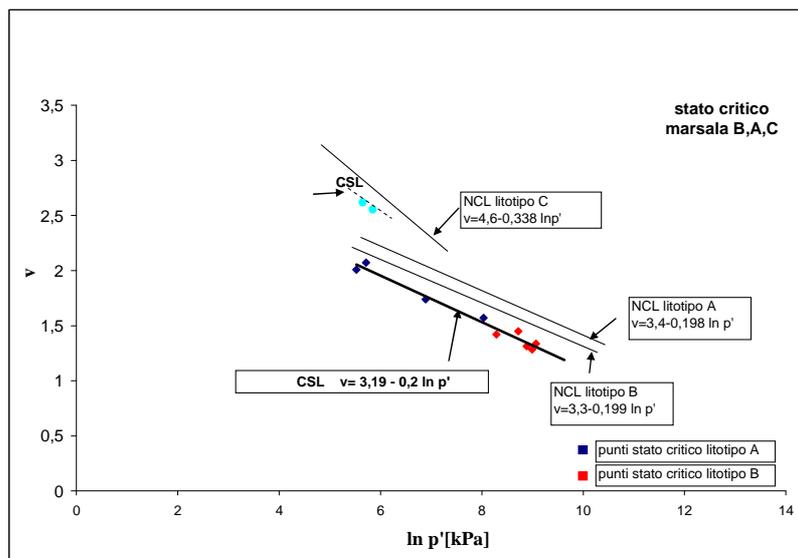


Figura 15: Piano $v-\ln p'$:punti di stato critico, rette di stato critico(CSL) e di compressione normale(NCL) (litotipi B,A,C)

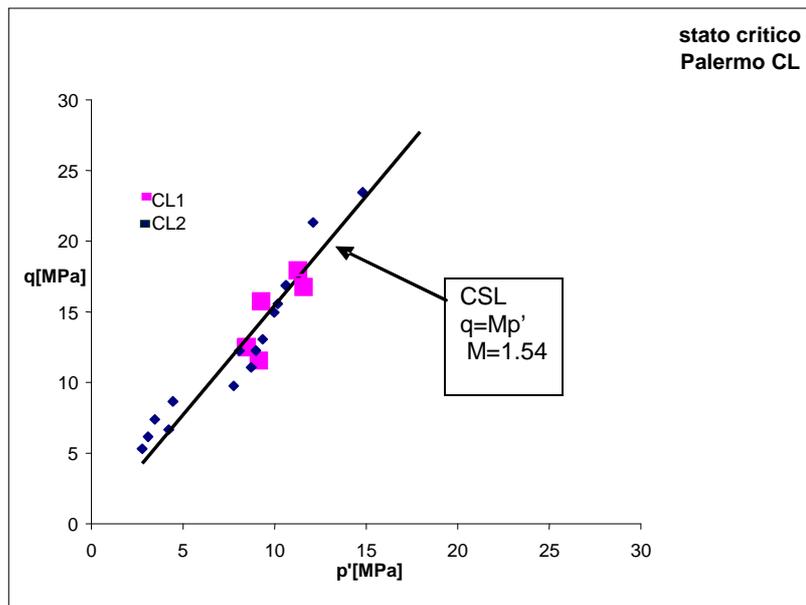


Figura 16 : Diagramma piano q,p' :punti di stato critico e retta di stato critico CSL (litotipo Palermo CL)

4.3 Snervamento

Nella valutazione delle condizioni di snervamento sono stati presi in considerazione i valori della tensione di snervamento ricavati da tutte le tipologie di prova. In letteratura per le prove isotrope la tensione di snervamento viene individuata nel punto di minimo raggio di curvatura della curva $v-p'$. Nei litotipi di maggiore porosità, essendo lo snervamento un processo graduale, il ginocchio della curva non risulta facilmente identificabile e pertanto, analizzando le deformazioni volumetriche elastiche e plastiche, la tensione di snervamento è stata individuata in corrispondenza di un incremento improvviso e marcato dell'aliquota di deformazione plastica (Figura 18).

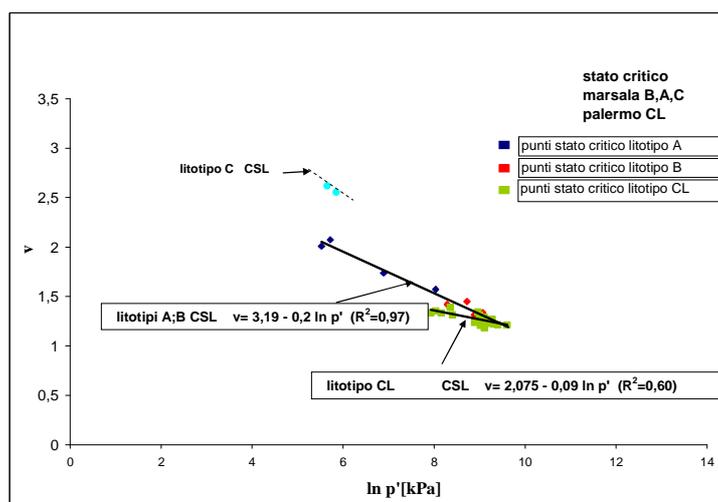


Figura 17: Punti e rette di stato critico per i litotipi di Marsala e Palermo

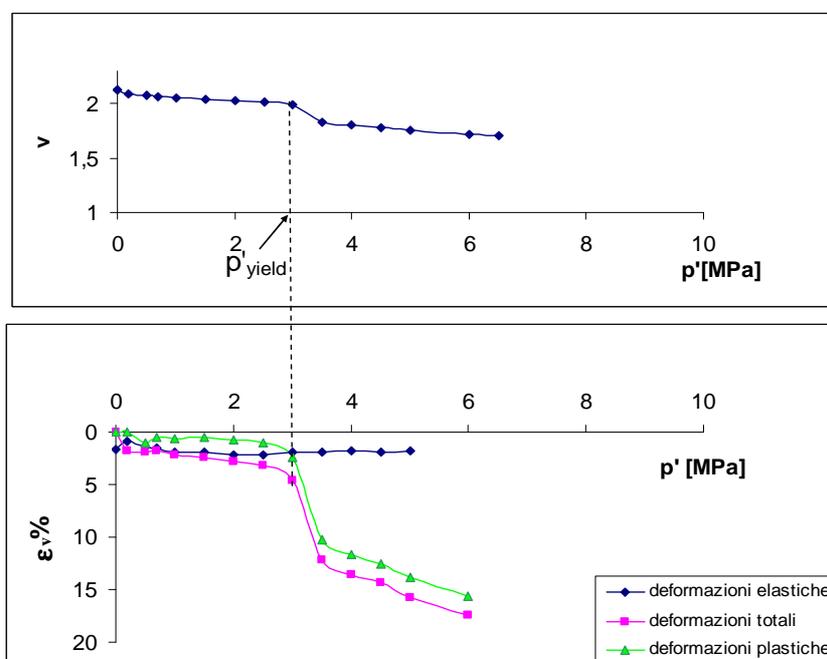


Figura 18: Definizione della tensione di snervamento in compressione isotropa(campione MA2b).

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 con l'innescio della fase delle “deformazioni turbolente” caratterizzata da improvvise e brusche oscillazioni del coefficiente di compressibilità C_c (figura 19).

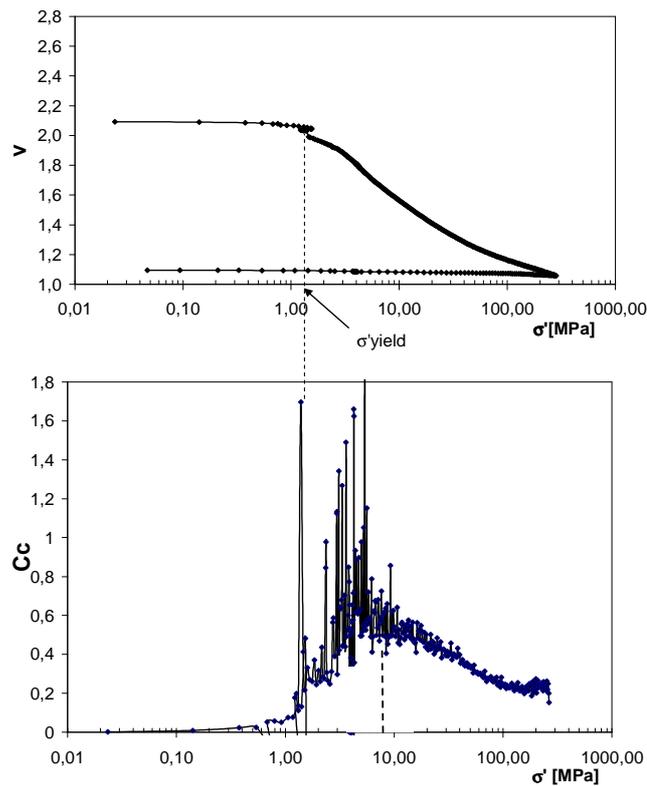


Figura 19 : Individuazione della tensione di snervamento in una prova di compressione edometrica(campione MB1ed)

Nelle prove di compressione triassiale l'innesco 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'innesco della destrutturazione del materiale. In realtà non coincide con il punto di "primo" snervamento (*first yield*) poiché già prima dell'innesco 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 saranno estesi a gran parte del volume del campione (Figura 20).

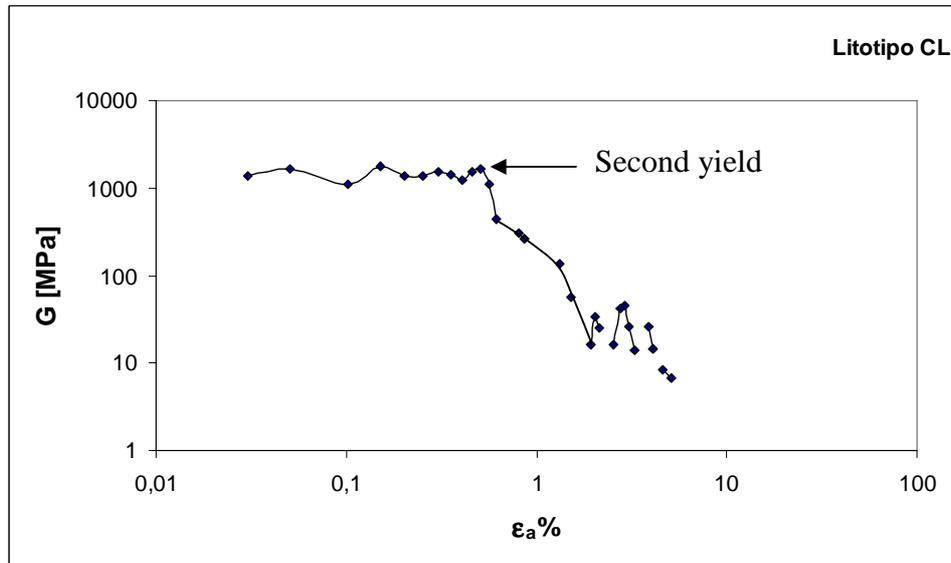


Figura 20: Individuazione della tensione di snervamento in una prova di compressione triassiale (campione C14).

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 di snervamento (comportamento incrudente del materiale).

Per l'individuazione della superficie di snervamento, tenendo conto di questi aspetti, si è ricorso al modello elasto-plastico-incrudente²² proposto da Nova, Lagioia e Potts per una rocce tenere 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:

$$f = \frac{p'}{p'_c} - \frac{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_2}\right)^{\frac{K_2}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}}{\left(1 + \frac{\bar{\eta}}{K_1}\right)^{\frac{K_1}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}} = 0 \quad (6)$$

essendo

$$\bar{\eta} = \frac{\eta}{M^*} \quad (7)$$

e

$$K_{1/2} = \frac{\mu(1-\alpha)}{2(1-\mu)} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha(1-\mu)}{\mu(1-\alpha)^2}} \right) \quad (8)$$

I parametri M^* , μ , α e p'_c si ricavano 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 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 figure 21,22,23 si riportano le superfici di snervamento ottenute per ciascun litotipo. 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 com'è noto, per i terreni strutturati non può essere trascurata, poiché 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 (figura 24). In figura 25 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. Rispetto alla calcarenite di Marsala, nei litotipi di Palermo, la dispersione dei punti risulta maggiore ed è attribuibile alla disomogeneità della cementazione anche all'interno di un singolo campione. 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; 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.

5 CONCLUSIONI

Le calcarenite di Marsala e Palermo con una resistenza a compressione semplice compresa tra 0,5 Mpa e 20 MPa ricadono tra le rocce tenere avendo. Le prime, suddivise nei tre litotipi A,B, C in funzione della porosità n , sono costituite prevalentemente da bioclasti, le seconde suddivise nei litotipi CL1 e CL2, sono costituite prevalentemente da clasti litoidi. In entrambe le calcarenite (Marsala e Palermo) fabric e bonding coesistono anche se in misura differenziata.

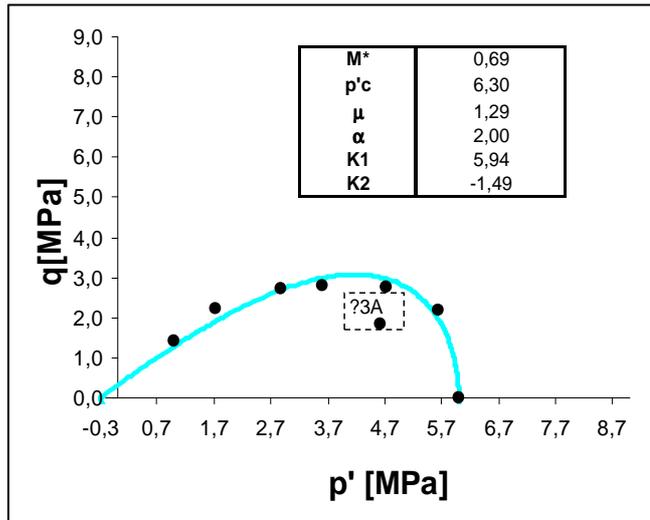


Figura 21: Superficie snervamento litotipo B

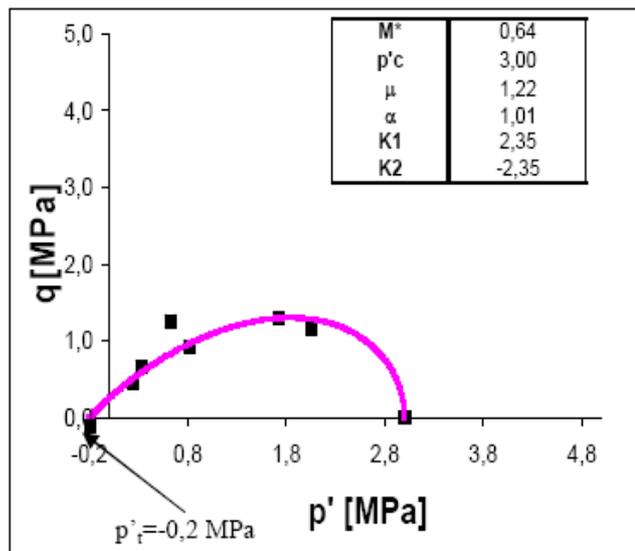


Figura 22: Superficie snervamento litotipo A

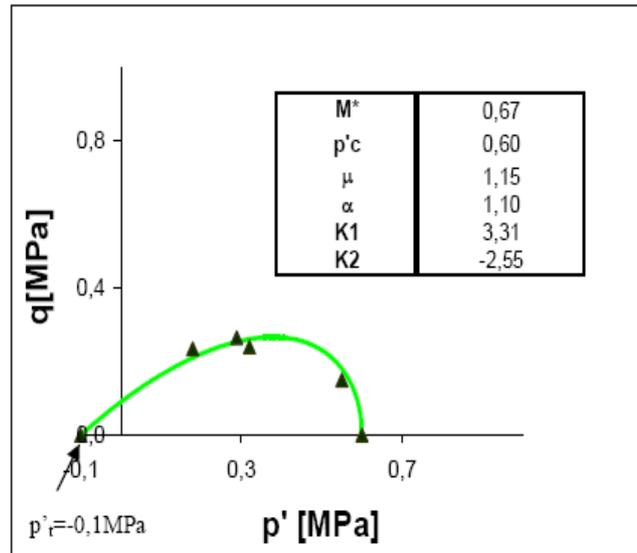


Figura 23: Superficie snervamento litotipo C

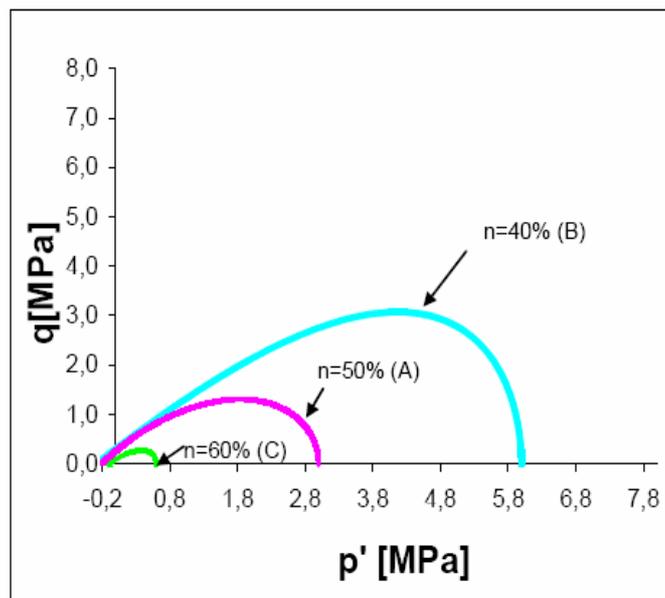


Figura 24: Confronto tra le superfici di snervamento dei tre litotipi A,B,C

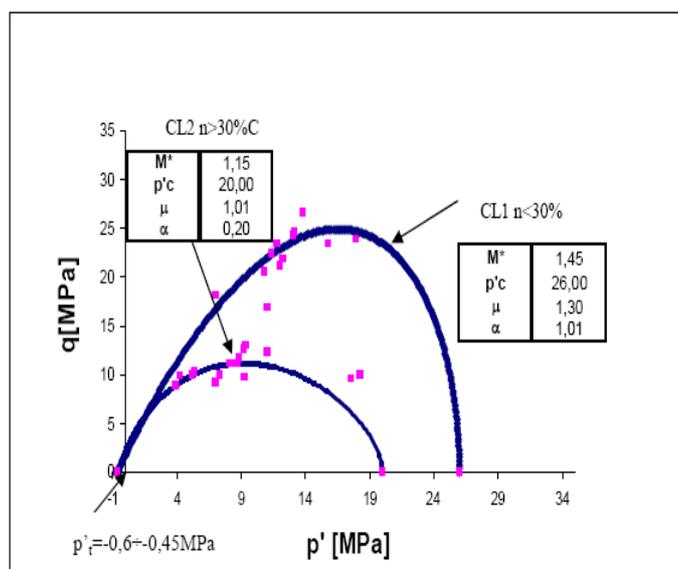


Figura 25 : Superfici di snervamento litotipi CL1 CL2

L'analisi degli indici di Kahn (Packing Density e Grain Contact) indica che la struttura delle calcareniti di Marsala e del litotipo CL2 è prevalentemente dovuta al fabric, mentre nel litotipo CL1 prevalentemente al bonding. La differente influenza delle due tipologie di legame fra i grani è risultata confermata dalle numerose tomografie assiali computerizzate. Inoltre, per le calcareniti di Palermo, 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. Analogamente a numerose altre rocce tenere anche i litotipi indagati presentano due comportamenti: rock-like e soil-like. Lo stato critico, in condizioni di sollecitazioni triassiali, viene raggiunto sempre per elevate deformazioni assiali pari a circa il 18%-20% ed è preceduto da fenomeni di destrutturazione del materiale associati a fenomeni di rottura locale che si traducono in istantanee variazioni della deformabilità della roccia.

In generale per tutti i litotipi sono state individuate 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.

Per la calcarenite di Marsala, è stata inoltre individuata, per valori di tensione di cella prossimi a quella di snervamento isotropo, una terza tipologia di comportamento definita "di transizione". In questa fase la calcarenite mostra comportamenti di tipo rock-like associati a fenomeni di propagazione della frattura fino all'innescò dello snervamento dopo il quale il comportamento del materiale diventa di tipo soil-like. Ne è derivata la necessità di definire due distinti valori della tensione deviatorica di picco, un primo relativo ad un comportamento fragile di utilità per la definizione della resistenza al taglio del materiale e un secondo picco relativo a un comportamento duttile utile per il riconoscimento della fase incrudente del materiale.

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

Nelle prove edometriche i valori della tensione di snervamento coincidono con i valori di tensione, in corrispondenza dei quali il coefficiente di compressibilità C_c mostra marcate oscillazioni, indicative per lo più di deformazioni derivanti da una propagazione "turbolenta" del processo di destrutturazione o più esattamente associata a fenomeni di propagazione della rottura del cemento. Nel piano q-p' i punti relativi all'innescò delle deformazioni plastiche forniscono una superficie (superficie di snervamento) che, per tutti i litotipi è risultata essere ben correlabile con una curva (6) funzione della resistenza a trazione del materiale, del doppio comportamento fragile/duttile e soprattutto del comportamento incrudente esibito in corrispondenza di tensioni elevate.

E' stata altresì riconosciuto il ruolo fondamentale dalla natura dei clasti (organogeni o litoidi) testimoniato dal fatto che tutti i punti rappresentativi delle condizioni di stato critico 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.

BIBLIOGRAFIA

- [1] T. W. Lambe and R. V Whitman, *Soil mechanics*, J. Wiley, Sons, New York, (1979).
- [2] J.K.Mitchel, *Fundamental of soil Behavior*, John Wiley and Sons, New York, (1976).
- [3] L.Dobereiner , M. H.DeFreitas, "Geotechnical properties of weak sandstones" *Geotechnique* **36**, 79-94 (1985).
- [4] S. Leroueil and P.R. Vaughan, "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" *Géotechnique*, **40(3)**, 467- 488(1990).
- [5] M. E Barton, "Cohesive sands: The natural transition from sands to sandstones", *Proc. Int. Symp. on "Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks"*, Athens Balkema, Rotterdam, **1**,367-374(1993)
- [6] J.S.Kahn, "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* , **64**, 385-395 (1956)
- [7] F. Pettijohn, P.E.Potter, R.Siever, *Sand and Sandstones*, Springer – Verlag, N.Y. (1992).
- [8] M.Arces, N. Nocilla, S. Aversa, G. Lo Cicero, "Geological and geotechnical features of the 'Calcarenite di Marsala'", *Atti del 79° Congresso della Società geologica Nazionale* , Palermo (1998).
- [9] M.J. Kavvadas, "Modelling the soil behaviour- Selection of soil Parameters", *The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks*, Balkema, Rotterdam (2000).
- [10] A. Pellegrino, "Mechanical behaviour of soft rocks under high stresses", *Proc.of the 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics.*, Belgrade **3**.
- [11] A. Pellegrino and A.Evangelista, "Caratteristiche geotecniche di alcune rocce tenere italiane", *Le rocce tenere: terzo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce*, Torino,(1990).
- [12] P.R. Vaughan, "Characterising the mechanical properties of in situ residual soil", *Proc. 2nd. Int. Conf. on Geomechanics in tropical soils*, Singapore, 469 – 487(1988).

- [13] Lagioia and R.Nova, “An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression”, *Geotechnique*, **45**(4), 633-648(1995).
- [14] A. Amorosi and S.Rampello, “The influence of natural soil structure on the mechanical behaviour of a stiff clay”, *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks* Balkema, Rotterdam, (1998).
- [15] M. R. Coop and J. H. Atkinson, “The mechanics of Cemented carbonate sands”, *Géotechnique*, **43**(1), 53-67, (1993).
- [16] A.S. Vesic and E.W. Clough, “Behavior of granular materials under high stresses”, *Proc. ASCE*, **94**(SM3), 661- 668(1968).
- [17] N. Miura and T.Yamonouchi, “Effect of water on the behaviour of quartz-rich sand under high stresses”, *Soil & Foundation*, **15**(4), 23-24 (1975).
- [18] M.R.Coop and T.Cuccovillo, “On the mechanics of structured Sands”, *Geotechnique*, **49**, 741-760 (1999).
- [19] Coop, M.R. and Lee, I.K. (1993), “The Behaviour of Granular Soils at Elevated Stresses”, *Proc. C.P. Wroth Memorial Symposium, In: Houlsby, G.T., Schofield, A.N., Ed.*, London, Thomas Telford, 186 – 198.
- [20] M.R.Coop and T.Cuccovillo, “Yielding and pre-failure deformation of structured sands”, *Géotechnique*, **47**(3), 491-508 (1997).
- [21] M. Zimbardo, N.Nocilla , A. Evangelista, M.Ramondini, A. Scotto di Santolo, “Destructuration of typical sicilian calcarenites”, *Bullettin of Engineering Geology and the Environment, Ed.Springer, 2010*
- [22] R.Lagioia, A. M.Puzrin, D. M. Potts, “A new versatile expression for Yield and Plastic Potential surface”. *Computers and Geotechnics*, **19**, 171 – 191, (1996).