
Università degli Studi di Napoli Federico II
Facoltà di Ingegneria



Emilia Carlomagno

ANALISI SPERIMENTALE E MODELLAZIONE DEL
COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI A
GRANA GROSSA

*Tesi di Dottorato
XXI ciclo*

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

Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni

Come la tesi di laurea anche questo mio lavoro è dedicato a mia madre, la cui presenza è venuta tragicamente a mancare troppo presto nella mia vita.

A te mamma dedico questo mio seppur modesto lavoro che dimostra che sono sempre qui, che sono sempre io, cambiata, maturata, più consapevole, ma sempre con lo stesso amore per te, lo stesso rimpianto per averti perduta, la stessa speranza che tu possa vedermi e gioire di me.

Ringraziamenti

Questi anni di dottorato sono stati per me molto intensi, e proprio in questi anni la mia vita ha subito enormi cambiamenti. Per questo le persone che li hanno condivisi con me, che mi sono state accanto, rimarranno per sempre nella mia memoria e nel mio cuore.

Prima di tutto ringrazio il mio Professore Alessandro Flora, per essere stato non solo la mia guida dal punto di vista scientifico, ma anche un punto di riferimento, per me una figura quasi paterna, per avermi sempre capita ed aiutata ben oltre quello che era suo dovere.

Ringrazio l' Ing. Stefania Lirer che non si è mai tirata indietro, concedendomi sempre il suo aiuto, il suo supporto materiale e morale, che si è comportata con me come un' amica anche quando non l' ho meritato.

Un particolare ringraziamento va al Prof. C. Viggiani, che fin dall' inizio mi ha accolta in dipartimento con affetto e benevolenza, facendomi subito sentire parte di questa "grande famiglia".

Ringrazio l' Ing. Massimo Ramondini per i suoi preziosi consigli e l' amicizia dimostratami soprattutto nell' ultima fase del mio dottorato.

Ringrazio inoltre tutto il corpo docente e i ricercatori del dipartimento di Ingegneria Geotecnica che mi hanno sempre dimostrato affetto e benevolenza.

Un ringraziamento va anche ai tecnici di laboratorio Peppe e Antonio Cammarota sempre pronti a darmi una mano nelle “faticate” in laboratorio.

Ringrazio il mio unico ed insostituibile tesista ora Ing. Marco Virgilio, senza il quale probabilmente il numero delle prove di laboratorio sarebbe notevolmente ridotto.

Voglio ringraziare inoltre dottorandi e ricercatori “del piano di sopra” ed in particolare:

- Emilio Bilotta e Fiorenza De Sanctis per essere stati i primi ad accogliermi, per avermi fatto sentire a casa da subito, per gli indispensabili consigli che mi hanno sempre dato e l' affetto che mi hanno sempre dimostrato;*
- Giada Di Fonzo per essere stata un'insostituibile compagna di dottorato, per la sua estrema efficienza, senza di lei mi sarei persa nel mio disordine;*
- Gabriele Pepe e Gennaro Landi per gli innumerevoli caffè presi insieme, per il viaggio ad Ancona più lungo che si potesse fare, per le risate, i rimproveri, i consigli, per tutte le volte che mi hanno consolata, per tutte quelle in cui mi hanno sostenuta;*

-
- *Raffaele Papa, per le tante volte in cui mi ha aiutata con la “mia cella” per le canzoni napoletane che hanno reso divertenti anche i pomeriggi più cupi;*
 - *Vincenzo Abagnara, Giovanni Lanzano, Diego L' Amante per le serate al Babette, per non avermi mai fatto mancare il loro affetto e la loro amicizia.*

E ringrazio ancora Lorenza Evangelista, Marianna Pirone e tutti i ragazzi della dinamica (Ciro, Claudia, Juan, Francesca, Augusto), per il loro affetto e la loro amicizia.

Ma un ringraziamento molto speciale va alle mie insostituibili amiche Francesca e Margherita, perché mi hanno aiutata in uno dei momenti più difficili della mia vita, dimostrandomi un affetto che nessuno mi aveva mai dimostrato prima, per aver avuto un enorme coraggio nel non abbandonarmi, nello starmi vicino, perché sono le migliori amiche che avrei mai sperato di incontrare.

Ringrazio ancora le mie amiche e compagne Laura, Maria Laura ed Amalia, con cui ho condiviso gli anni di studio all' università, e che non dimenticherò mai.

Ringrazio le mie compagne di infanzia Maria Grazia, Maria e la mia Ele perchè pur non vedendomi spesso in questi anni non mi hanno mai abbandonata e perchè mi aiutano a ricordare chi sono.

Voglio ora ringraziare i miei medici, la Dot.sa Buongiovanni, il Dot. Giuseppe Altieri ma soprattutto il Dott. Antonello Chiacchio, senza il quale non sarei stata in grado di riprendere in mano la mia vita, per avermi capita, aiutata, sostenuta, educata a vivere.

Infine devo e voglio ringraziare la mia famiglia e quella del mio fidanzato, ed in particolare ringrazio:

- mio padre per avermi dato la possibilità di fare e diventare tutto ciò che desideravo, per non avermi mai fatto mancare il suo appoggio e concesso sempre libera scelta;*
- mio fratello per le risate che riesce a farmi fare anche nei momenti più difficili;*
- i miei suoceri Franco e Tommasina per avermi sempre trattato come una figlia, regalandomi una seconda famiglia;*
- zio Ciccio e zia Giacomina per l' ottima pasta di casa, per le giornate al mare, per l' affetto che mi hanno sempre concesso;*
- zia Luisa e Gaetana, per essere state le prime a capire la mia situazione, per non avermi abbandonato quando molti lo hanno fatto e per le meravigliose crostate;*
- Domenico e Annalisa per avermi dato le nipotine più dolci ed affettuose che potessi desiderare, la cui presenza mi ha aiutato a superare tante giornate difficili;*
- le mie zie Elena e Maria Luisa per essere state delle amiche e delle confidenti preziose in questi anni e per gli ottimi pranzi della domenica.*

L'ultima persona che voglio ringraziare è la più importante della mia vita: il mio fidanzato Pietro.

Sono molte le cose per cui dovrei ringraziarlo perché senza di lui non sarei mai riuscita a superare i miei problemi. Lo ringrazio per la sua enorme pazienza, il suo coraggio, la sua determinazione nello starmi accanto anche in momenti terribili, per aver creduto in me più di chiunque altro, per non avermi mai abbandonata, per avermi sempre sostenuta, perché mi ha sempre dimostrato il suo infinito amore anche quando non l'ho chiesto, anche quando non l'ho voluto.

INDICE

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE..... 1

1.1	PREMESSA	1
1.2	ORGANIZZAZIONE DEL TESTO	4
1.3	BIBLIOGRAFIA.....	5

CAPITOLO 2

ANALISI DELLA LETTERATURA 6

2.1	COMPORAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE.....	6
2.1.1	Premessa	6
2.1.2	Definizione dei parametri di rigidezza.....	10
2.1.3	Dipendenza dei parametri di rigidezza dalle variabili di stato	13
2.2	COMPORAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE	14
2.2.1	Premessa	14
2.2.2	Il fenomeno della dilatanza.....	22
2.2.3	Legame resistenza-dilatanza	29
2.2.4	La resistenza di stato critico	32
2.2.5	Alcuni aspetti del comportamento in condizioni di carico cicliche	36
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	42

CAPITOLO 3

APPARECCHIATURE UTILIZZATE PER LA SPERIMENTAZIONE..... 44

3.1	PREMESSA	44
3.2	APPARECCHIATURE TRADIZIONALI.....	44
3.3	LA CELLA HPSP	48
3.3.1	Premessa	48
3.3.2	Taratura degli strumenti di misura	51
3.3.3	Messa a punto del controllo	56
3.4	BIBLIOGRAFIA.....	65

CAPITOLO 4

PROCEDURE DI PROVA E PREPARAZIONE DEL CAMPIONE 67

4.1	PREMESSA.....	67
4.2	MATERIALI OGGETTO DELLA SPERIMENTAZIONE.....	72
4.3	COSTIPAMENTO.....	76
4.4	PROVE DI COSTIPAMENTO IN LABORATORIO.....	78
4.5	SCELTA DELLA CURVA GRANULOMETRICA.....	79
4.6	BIBLIOGRAFIA.....	84

CAPITOLO 5

RISULTATI SPERIMENTALI..... 86

5.1	PREMESSA.....	86
5.2	PROVE SUL MATERIALE DEL MELITO.....	87
5.2.1	Prove nelle celle tradizionali.....	87
5.2.2	Prove nella cella HPSP.....	93
5.2.3	Confronto tra le prove effettuate nelle due diverse apparecchiature.....	100
5.2.4	Le prove cicliche.....	104
5.2.5	Confronto tra i valori sperimentali delle prove cicliche e monotoniche...	125
5.3	LE PROVE SUL MATERIALE DEL CHIASCIO.....	137
5.4	CONSIDERAZIONI SUL COMPORTAMENTO DILATANTE.....	141
5.5	BIBLIOGRAFIA.....	152

CAPITOLO 6

ELABORAZIONE DEI RISULTATI..... 157

6.1	PREMESSA.....	157
6.2	PROVE DI SCHIACCIAMENTO SUI GRANI.....	157
6.3	INTRODUZIONE DEL MODELLO.....	164
6.4	APPLICAZIONE DEL MODELLO AI RISULTATI SPERIMENTALI.....	169
6.5	BIBLIOGRAFIA.....	174

CAPITOLO 7

CONCLUSIONI E SVILUPPI SUGGERITI 177

7.1	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI.....	177
7.2	SUGGERIMENTI PER LA PROSECUZIONE DELLA RICERCA.....	179

Capitolo 1

Introduzione

1.1 PREMESSA

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto l'indagine sperimentale e la modellazione del comportamento meccanico di due diversi materiali a grana grossa: il rockfill proveniente dalla diga a sbarramento del fiume Melito e la ghiaia proveniente dalla diga di Casanova sul fiume Chiascio.

Tale tema di studio si inserisce in un più ampio programma di ricerca sullo studio del comportamento in condizioni di carico monotono e ciclico dei terreni a grana grossa, utilizzati per la realizzazione di rilevati e dighe in terra, in corso da tempo presso il DIGA.

L'esecuzione di prove di laboratorio su questo tipo di terreni comporta non poche difficoltà sperimentali legate essenzialmente alle caratteristiche granulometriche dei rockfill- grani di grandi dimensioni, non campionabilità in sito- che rendono necessario il taglio della curva granulometrica, la ricostruzione, per quanto possibile della struttura del materiale in sito, ed infine l'impiego di attrezzature eccezionali. Tenendo conto di tutto questo, la tesi è stata sviluppata in modo da risolvere progressivamente i problemi posti.

Il comportamento globale delle strutture in rockfill dipende da molti fattori, essi possono essere schematicamente divisi in due gruppi: uno considera quelli relativi al materiale granulare nel suo insieme, l'altro quelli relativi ai singoli grani. Nel primo gruppo ricadono quei fattori di cui classicamente si

interessa la geotecnica per interpretare il comportamento tensio-deformativo delle opere, quali ad esempio la tecnica di compattazione impiegata, il contenuto d'acqua, il percorso di carico applicato, e che sono ,in qualche modo controllabili sperimentalmente.

Al secondo gruppo appartengono, invece, quei fattori che sono "patrimonio" del materiale, cioè in genere le caratteristiche della roccia madre, quali mineralogia, durezza, porosità e resistenza a rottura, e che quindi possono essere chiamati intrinseci.

Questi fattori possono influenzare il comportamento globale del materiale in modo significativo.

A parità di condizioni globali, materiali con diverse caratteristiche intrinseche si comportano in modo differente. Così posto, il problema si presenta complesso perché sono troppi i fattori da tenere in considerazione. Una semplificazione ragionevole consiste nel raggruppare le caratteristiche utilizzando un numero ridotto di parametri: ad esempio, la porosità della roccia influenza la sua resistenza a rottura, e può, quindi, essere implicitamente tenuta in considerazione attraverso quest'ultima.

Ebbene, si può assumere proprio la resistenza a rottura dei grani come parametro rappresentativo dei fattori intrinseci.

Il lavoro svolto durante il dottorato può essere diviso in più fasi:

- studio della letteratura tecnica di riferimento, in relazione sia agli aspetti sperimentali sia a quelli di modellazione del comportamento dei terreni a grana grossa
- taratura e messa a punto di una cella triassiale tipo Bishop di grandi dimensioni completamente automatizzata, adatta allo svolgimento di prove triassiali con diversi percorsi di carico
- svolgimento di prove triassiali in condizioni di carico monotoniche e cicliche
- sviluppo di un modello costitutivo per l'interpretazione dei risultati sperimentali.

L'analisi della letteratura ha in primo luogo consentito di individuare quali sono i principali parametri da cui dipende il comportamento meccanico dei mezzi granulari a piccoli, medi e grandi livelli di deformazione.

Il comportamento dei terreni granulari non cementati è fondamentalmente attritivo. Le deformazioni del terreno, pertanto , sono essenzialmente legate

allo scorrimento relativo tra le particelle, e quindi dal punto di vista teorico è praticamente privo di senso immaginare la possibilità di avere deformazioni puramente elastiche, per quanto piccole esse siano.

Questo scoglio viene in genere aggirato adottando una definizione convenzionale del comportamento elastico: il comportamento può ritenersi elastico fin quando il valore del modulo secante o di quello tangente si mantiene significativamente costante; riportando in ordinate il valore del modulo di rigidezza e in ascisse il logaritmo della deformazione, questo intervallo lineare è in genere molto ben chiaramente individuato da una brusca diminuzione del modulo (soglia lineare).

Per quanto riguarda la resistenza a rottura di un materiale a grana media o grossa, essa è dovuta a tre distinti fenomeni:

1. resistenza allo scorrimento al contatto tra una particella e quelle ad essa attigue;
2. lavoro necessario per modificare la struttura del materiale (fenomeno della “dilatanza”);
3. rottura delle particelle.

Per questi terreni la resistenza a rottura è caratterizzata dall'angolo di attrito, parametro che da solo definisce la curva intrinseca. I valori dell'angolo di attrito di un terreno granulare dipendono essenzialmente dalla struttura del terreno, e quindi dalla porosità e dalle caratteristiche geometriche (granulometria, forma e grado di arrotondamento).

Flora (1995) per i mezzi granulari, a medi e grandi livelli di deformazione, utilizza come parametro per esprimere la condizione limite l'angolo di attrito φ' , definito attraverso la:

$$\operatorname{sen} \varphi' = \frac{3\eta}{6 + \eta}$$

Dove η rappresenta il rapporto tra gli invarianti di tensione q/p' .

Se $\eta = \eta_{\max}$, $\operatorname{sen}(\varphi') = \operatorname{sen}(\varphi')_{\max}$ rappresenta la massima resistenza al taglio del materiale. Per $\eta \neq \eta_{\max}$, e comunque diverso dalle condizioni critiche, $\operatorname{sen}(\varphi') = \operatorname{sen}(\varphi')_{\max}$ rappresenta la massima resistenza mobilitata.

Flora nel suo lavoro, mostra come le caratteristiche meccaniche dei grani contribuiscano in modo determinante alla definizione della resistenza al taglio dei materiali granulari. Egli nota come, a parità di p' (invariante sferico della tensione), i valori dell'angolo di attrito diminuiscano al diminuire della resistenza a rottura del singolo granello p_f . Addirittura, diagrammando φ_{ult} in

funzione di p'/p_f , per diversi rockfill, nota come i risultati siano indipendenti dal tipo di materiale e azzarda una relazione del tipo

$$\varphi_{ult} = a \left(\frac{p'}{p_f} \right)^{-b}$$

che permetterebbe la conoscenza dell'angolo di attrito ultimo di un qualsiasi rockfill, attraverso la conoscenza del rapporto p'/p_f .

L'aspetto centrale del lavoro è consistito nell'analisi sperimentale finalizzata ad una caratterizzazione meccanica del rockfill del Melito e della ghiaia del Chiascio, e nello sviluppo di un modello costitutivo in grado di interpretarne e prevederne il comportamento.

La sperimentazione è stata condotta su campioni ricostituiti in laboratorio attraverso la tecnica del *wet tamping*. Tutti i campioni sono stati ricostituiti con la stessa tecnica e completamente saturati prima dell'inizio della prova.

Le prove sono state eseguite con una cella triassiale di grandi dimensioni tipo Bishop e Henkel, completamente automatizzata, di recente realizzazione. Di conseguenza è stato necessario preventivamente provvedere alla taratura degli strumenti di misura oltre che alla messa a punto del controllo.

Il modello costitutivo introdotto vuole tenere conto dell'influenza del fenomeno della rottura dei grani, sul comportamento meccanico del terreno, ed in particolare sulle condizioni di stato critico.

1.2 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

L'articolazione della tesi è in 7 capitoli, il primo dei quali è il presente.

Il secondo capitolo contiene un'analisi della letteratura con particolare riferimento al comportamento dei mezzi a grana grossa a medi e grandi livelli di deformazione.

Nel terzo capitolo viene descritta l'apparecchiatura utilizzata per lo svolgimento delle prove. Di tale apparecchiatura viene effettuata una descrizione delle diverse componenti e ne vengono descritte le fasi di taratura degli strumenti di misura e di messa a punto del controllo.

Il quarto capitolo contiene una descrizione dei materiali oggetto della sperimentazione. Viene qui descritta la procedura di preparazione del campione, a cominciare dal taglio della curva granulometrica originale per finire alla tecnica di costipamento adottata. È stata confermata l' esistenza di una relazione tra il peso secco dell' unità di volume ed il contenuto d' acqua anche per questi terreni, a patto che sia presente una pur modesta frazione di materiale fine.

Nel quinto capitolo vengono presentati i risultati sperimentali con un' analisi del comportamento a medi e grandi livelli di deformazione. In particolare vengono definiti: i valori dell' angolo di attrito, la posizione della retta di transizione di fase nel piano q, p' , i valori della rigidezza e i fattori principali da cui essa dipende, ossia lo stato di addensamento, il percorso di carico, lo stato pensionale.

Dall' analisi dei risultati sperimentali emerge l' impossibilità di individuare un' unica retta di stato critico, che conduce all' ipotesi di una dipendenza di questa dal fenomeno della rottura dei grani, il quale, è dimostrato, già influenza il comportamento meccanico in termini di angolo di attrito ultimo.

Nel sesto capitolo viene introdotto il modello utilizzato per l'interpretazione dei risultati.

Partendo dall' osservazione sperimentale della non unicità della retta di stato critico, è stato sviluppato un modello che mette in relazione la posizione (ma potrebbe anche la pendenza) della retta di stato critico al fenomeno della rottura dei grani.

Tale modello è stato, inoltre, verificato su dati disponibili in letteratura.

Nel capitolo sette, infine, vengono riassunti i principali risultati ottenuti nel corso della presente tesi, individuando anche possibili sviluppi di ricerca del lavoro svolto.

1.3 BIBLIOGRAFIA

Flora A., (1995) *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa*. Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma "La Sapienza" e Napoli "Federico II".

Capitolo 2

Analisi della letteratura

2.1 COMPORTAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

2.1.1 *Premessa*

Il comportamento dei terreni granulari non cementati è fondamentalmente attritivo. Le deformazioni del terreno, pertanto, sono essenzialmente legate allo scorrimento relativo tra le particelle, e quindi dal punto di vista teorico è praticamente privo di senso immaginare la possibilità di avere deformazioni puramente elastiche, per quanto piccole esse siano.

Una conferma a questa semplice osservazione deriva da alcune trattazioni riguardanti aggregati di particelle elastiche: Hertz (1881, riportato da Richart et al. 1970) ha osservato che nel caso di due particelle a contatto soggette esclusivamente ad uno sforzo normale, il modulo elastico è proporzionale alla radice cubica della tensione agente sull'area (circolare) di contatto; Mindlin (1949, riportato da Richart et al, 1970) ha in seguito dimostrato che, affinché non si abbia scorrimento relativo tra le particelle, le tensioni tangenziali lungo il perimetro dell'area di contatto devono assumere valore finito (fig 2.1). Nella realtà il valore massimo che le tensioni tangenziali possono assumere dipende dal coefficiente di attrito interparticellare.

Adeguando la soluzione teorica a questo limite fisico, Mindlin ha ricavato una zona anulare lungo a quale avviene lo scorrimento. Per quanto piccola sia la forza tangenziale applicata, quindi, la deformazione avviene con

dissipazione di energia, e la sua natura è da subito di tipo elastoplastico. Questa osservazione non è priva di importanza perchè viola l'assunzione alla base di tutti i modelli costitutivi elastoplastici e cioè che sia possibile esprimere la deformazione totale come somma di una aliquota elastica e di una plastica. Ciò non vuol dire che i modelli di questo tipo non siano utili, ma che a rigore è impossibile isolare la sola componente elastica, indipendentemente dalla tecnica sperimentale impiegata. Questo scoglio viene in genere aggirato adottando una definizione convenzionale del comportamento elastico: con riferimento ai parametri di rigidità rappresentati in fig 2.2, il comportamento può ritenersi elastico fin quando il valore del modulo secante o di quello tangente si mantiene significativamente costante; riportando in ordinate il valore del modulo di rigidità e in ascisse il logaritmo della deformazione, questo intervallo lineare è in genere molto ben chiaramente individuato da una brusca diminuzione del modulo (soglia lineare).

Nel caso di cicli di scarico e ricarico , si adotta per il modulo equivalente la stessa convenzione , con l'aggiunta che l'energia di deformazione dissipata durante il ciclo deve essere molto piccola.

Molto spesso il comportamento appena definito viene anche indicato come elastico lineare, perchè a livelli di deformazione leggermente maggiori esso può essere schematizzato come *elastico non lineare*, pur essendo certamente di natura elastoplastica: applicando al terreno cicli di scarico e ricarico, in questo campo di comportamento l'energia dissipata per ciclo aumenta, il valore del modulo decresce all'aumentare dell'ampiezza del ciclo (di qui a sua non linearità), ma il materiale non conserva memoria della storia ciclica esperita (in termini di deformazioni in condizioni drenate, e di sovrappressioni neutre in condizioni non drenate), per cui il suo comportamento si può ragionevolmente definire reversibile.

Recentemente Jardine (1992) ha proposto un semplice modello di comportamento che considera l'esistenza di zone a diverso comportamento, così come detto in precedenza (fig. 2.3). Il comportamento elastico lineare e quello elastico non lineare sono definiti all'interno di due superfici concentriche che si 'muovono' nello spazio delle tensioni insieme al punto rappresentativo dello stato tensionale (fig, 2.4). Esso ricade nella categoria di quelli cosiddetti ad incrudimento cinematico, che meglio si prestano all'interpretazione del comportamento monotonic e ciclico dei mezzi granulari. Essi sono stati applicati ai terreni da molti anni (ad esempio Mroz, 1967, Al-Tabbaa e Wood, 1989) ma solo di recente hanno potuto basarsi su

dati sperimentali sufficientemente affidabili. E' appena il caso di osservare, infatti, che il comportamento elastico lineare o elastico non lineare così come descritto in precedenza è individuato a seguito di sperimentazione, in sito od in laboratorio, e che il progresso nelle tecniche di misura ed interpretazione dei dati ha portato nuove indicazioni sul reale comportamento dei terreni: il comportamento elastico lineare, e di conseguenza la soglia lineare, ad esempio, nel caso di prove triassiali sono ricavati per interpolazione lineare dei dati sperimentali. L'impiego di trasduttori di spostamento locali e celle di carico sempre più raffinati ha permesso di individuare un comportamento elastico lì dove con tecniche più convenzionali, di questo comportamento non c'era traccia. Il limite dovuto alla risoluzione dei trasduttori, comunque, fa sì che tuttora esista un margine di discrezionalità nella valutazione dei parametri.

Fig 2.1 Distribuzione delle tensioni normali (s) e tangenziali (t) al contatto tra due sfere caricate da una forza normale (P) ed una di taglio (S) (da Mindlin, 1954, riportato da Richart et al, 1970).

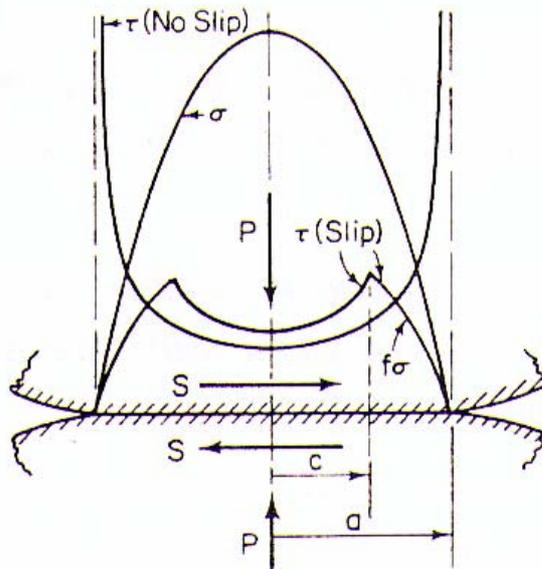


Fig2.2 Possibili definizioni del modulo di Young (da Tatsuoka e Shibuya, 1992).

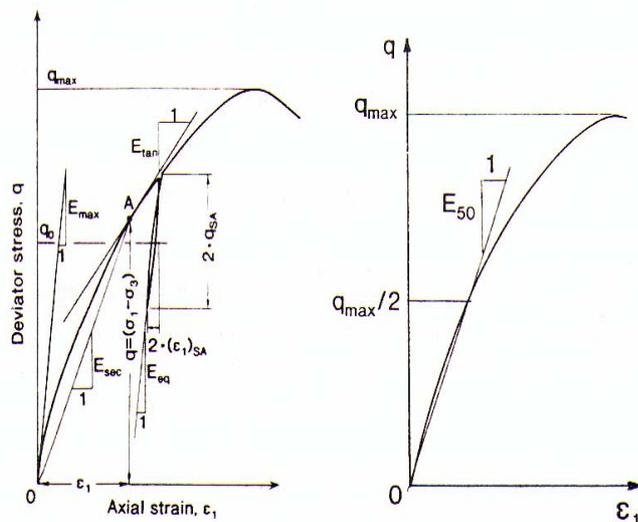


Fig 2.3 Identificazione di tre zone dal comportamento di natura diversa nello spazio delle tensioni : una elastica lineare (zona I), una non elastica , non lineare , ma globalmente reversibile (Zona II), una elasto -plastica (Zona III) (da Jardine, 1992).

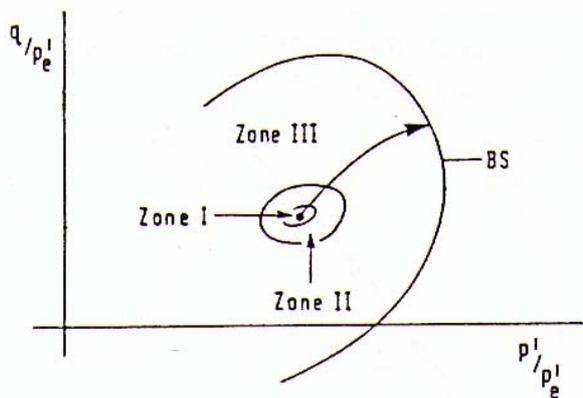
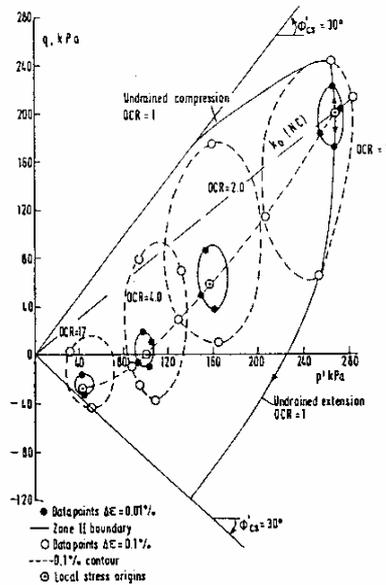


Fig 2.4 Evidenza sperimentale dell'evoluzione della zona II e di un contorno a livello di deformazione costante durante un particolare percorso di carico (da Jardine, 1991).



2.1.2 Definizione dei parametri di rigidezza

Nonostante i mezzi granulari difficilmente abbiano comportamento isotropo, è prassi consolidata ricorrere all'ipotesi di isotropia nel modellare il comportamento elastico del materiale. La ragione è evidente se si pensa che, così facendo, è sufficiente individuare due soli parametri costitutivi del materiale, mentre il numero sale a 21 nel caso più generale di anisotropia (Wood, 1990). Siccome sia per i terreni naturali che per quelli posti a rilevato è ragionevole pensare che nella maggior parte dei casi il comportamento sia trasversalmente isotropo, il numero delle costanti si riduce a cinque. La relazione tra incrementi di tensione e di deformazione può essere scritta in questo caso nella forma:

Matrice di deformabilità

(2.1)

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \\ \delta\gamma_{yz} \\ \delta\gamma_{zx} \\ \delta\gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_h & -\nu_{hh}/E_h & -\nu_{vh}/E_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{hh}/E_h & 1/E_h & -\nu_{vh}/E_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{vh}/E_v & -\nu_{vh}/E_v & 1/E_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2G_{vh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu_{hh})/E_h \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma'_{xx} \\ \delta\sigma'_{yy} \\ \delta\sigma'_{zz} \\ \delta\tau_{yz} \\ \delta\tau_{zx} \\ \delta\tau_{xy} \end{bmatrix}$$

dove la terna di assi cartesiani di riferimento è x,y,z con quest'ultimo verticale. Per i moduli di Poisson, il generico pedice ij indica il modulo in direzione i per una sollecitazione in direzione j , mentre per il modulo di taglio indica il piano di appartenenza. Le indicazioni sperimentali sull'anisotropia del comportamento elastico dei terreni sono oramai molto numerose. L'anisotropia manifestata dai terreni può essere di due tipi: intrinseca, legata ad una effettiva anisotropia della microstruttura, e quindi presente anche in condizioni di carico isotrope, oppure indotta, e cioè legata all'evoluzione dello stato tensionale.

Nel corso di prove triassiali i parametri di rigidezza possono essere ricavati come secanti o tangenti alla curva tensioni- deformazioni, oppure come moduli equivalenti da piccoli cicli di scarico e ricarico (fig 2.2).

Ovviamente, all'interno del nucleo elastico lineare (che è la piccola zona in cui il comportamento può essere considerato elastico lineare, e che si muove nello spazio delle tensioni insieme al punto rappresentativo dello stato tensionale corrente), i tre moduli coincidono.

Nel caso di un provino con asse di simmetria coincidente con l'asse z , nel corso di prove triassiale di buona qualità dovrebbe risultare in teoria $\tau_{yz}=\tau_{zx}=\tau_{xy}=0$.

Questo vuol dire che dei cinque parametri di rigidezza di un materiale trasversalmente isotropo (vedi matrice 2.1), uno - G_{vh} - non può essere calcolato in nessun tipo di prova triassiale (se non attraverso misure di velocità di propagazione di onde meccaniche), e la matrice di deformabilità 6×6 che compare nella 2.1 a si riduce alla matrice 3×3 rappresentata dalla parte superiore sinistra.

Nell'ipotesi che durante la prova tensioni e deformazioni orizzontali siano uguali in ogni direzione si ha $\sigma'_{xx}=\sigma'_{yy}=\sigma'_r$ e $\varepsilon_{xx}=\varepsilon_{yy}=\varepsilon_r$; ponendo $\sigma'_{zz}=\sigma'_a$ e $\varepsilon_{zz}=\varepsilon_a$ la 2.1 può quindi essere scritta semplicemente come:

$$\delta\varepsilon_r = \frac{1-vrr}{Er} \cdot \delta\sigma'_r - \frac{var}{Ea} \cdot \delta\sigma'_a \quad (2.2)$$

$$\delta\varepsilon_a = -\frac{2 \cdot var}{Ea} \cdot \delta\sigma'_r + \frac{1}{Ea} \cdot \delta\sigma'_a \quad (2.3)$$

Dove i pedici "a" ed "r" sono stati usati rispettivamente al posto di "v" ed "h" per riferirsi alle componenti assiali e radiali.

Nell'ipotesi di isotropia, $var=vrr$ ed $Er=Ea$ per cui, indipendentemente dal percorso di sollecitazione seguito, misurando le deformazioni radiali e assiali è possibile ricavare direttamente entrambi i parametri di deformabilità.

Nel caso più generale invece, nelle due equazioni compaiono 4 parametri, due dei quali (v_{vh} ed E_h) solo in forma combinata; è quindi impossibile determinarli tutti senza l'aggiunta di ipotesi ulteriori.

Ad esempio nel caso in cui si esegua un percorso di carico a tensione di confinamento costante ($\delta\sigma'_r=0$), le 2.2, 2.3 si semplificano:

$$var = -\frac{\delta\varepsilon_r}{\delta\varepsilon_a} \quad (2.4)$$

$$Ea = \frac{\delta\sigma'_a}{\delta\varepsilon_a} \quad (2.5)$$

Permettendo la determinazione immediata di Ea e var .

In questa sede, in riferimento alle prove cicliche, descritte nel capitolo successivo, considereremo dei percorsi di carico a p e p' costante nel caso rispettivamente di prove drenate e non, analizzando in particolare i parametri di rigidezza (in termini di modulo E equivalente e secante) e cercando di

valutare eventuali dipendenze di tali parametri, dallo stato tensionale efficace, e dall'indice dei vuoti.

2.1.3 Dipendenza dei parametri di rigidezza dalle variabili di stato

I parametri di rigidezza dipendono fondamentalmente dallo stato tensionale efficace applicato e dall'indice dei vuoti. Le prime correlazioni semi-empiriche di questo tipo furono proposte da Hardin e Richart (1963), esse assumono la forma generale del tipo:

$$\frac{M_{ij}}{\sigma_{rif}} = OCR^k S_m f(e) \left(\frac{\sigma'_i \sigma'_j}{\sigma_{rif}^2} \right)^{n/2} \quad (2.6)$$

Dove M_{ij} è il modulo di rigidezza considerato, OCR il rapporto di preconsolidazione, K una costante generalmente espressa in funzione dell'indice di plasticità del terreno, S_m un parametro di rigidezza adimensionale caratteristico del materiale relativo al piano ij , $f(e)$ una funzione dell'indice dei vuoti, σ'_i, σ'_j le tensioni efficaci nel piano nel quale si calcola il modulo, n una costante ricavata per via sperimentale, e σ_{rif} una tensione di riferimento, la cui unica funzione è quella di rendere dimensionale la relazione. Evidentemente, con riferimento al modulo di Young in direzione i la (2.6) diventa:

$$\frac{E_i}{\sigma_{rif}} = OCR^k S_{ef}(e) \left(\frac{\sigma'_i}{\sigma_{rif}} \right)^n \quad (2.7)$$

Per i mezzi granulari tale relazione si semplifica ulteriormente, è stato infatti accertato sperimentalmente che per questi terreni l'influenza del grado di sovraconsolidazione è trascurabile sul modulo di rigidezza a piccoli livelli di deformazione, per cui in genere si assume $k=0$.

Di particolare interesse risulta l'influenza dell'indice dei vuoti.

Di fatto, la rigidezza dei mezzi granulari dipende dal numero di contatti interparticellari e dallo stato tensionale ad essi applicato. In un approccio di tipo continuo, non essendo possibile tenere conto in modo esplicito di ciò, si

deve necessariamente ricorrere a parametri che rappresentino in qualche modo questa dipendenza .

La funzione dell'indice dei pori $f(e)$ nella (2.7) altro non è se non un surrogato del numero di contatti (minore l'indice dei pori , maggiore il numero di contatti). In questo senso essa non è del tutto soddisfacente perché , ad esempio , a parità di variazione dell'indice dei pori, un materiale granulometricamente ben assortito sviluppa un maggior numero di contatti interparticellari di un materiale a granulometria più uniforme .Inoltre , nuovi contatti possono svilupparsi senza modifiche significative dell'indice dei vuoti nel caso di punti “quasi a contatto”, per cui il modulo di rigidezza può modificarsi senza che $f(e)$ cambi.

Nelle prove cicliche (cap 5) , per valutare la dipendenza del modulo di Young (calcolato come modulo equivalente , per ogni ciclo di carico e scarico) , è stata utilizzata la relazione (2.7) con riferimento ai materiali a grana grossa.

In particolare , tale relazione assume la forma:

$$\frac{Ea_{eq}}{f(e)\sigma_{rif}} = Se \left(\frac{\sigma' a}{\sigma_{rif}} \right)^n \quad (2.8)$$

Dove , per la funzione dell'indice dei vuoti $f(e)$ da usare , è stata utilizzata l'espressione suggerita da Hardin e Richart (1963):

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (2.9)$$

La tensione di riferimento σ_{rif} è stata assunta pari a 1 Kpa., mentre Ea_{eq} , rappresenta il modulo di Young equivalente relativo ad ogni ciclo completo .

2.2 COMPORTAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

2.2.1 Premessa

La resistenza a rottura di un materiale a grana media o grossa è dovuta a tre distinti fenomeni:

1. resistenza allo scorrimento al contatto tra una particella e quelle ad essa attigue;
2. lavoro necessario per modificare la struttura del materiale (fenomeno della “dilatanza”);
3. rottura delle particelle.

Per questi terreni la resistenza a rottura è caratterizzata dall'angolo di attrito, parametro che da solo definisce la curva intrinseca. I valori dell'angolo di attrito di un terreno granulare dipendono essenzialmente dalla struttura del terreno, e quindi dalla porosità e dalle caratteristiche geometriche (granulometria, forma e grado di arrotondamento).

È noto che i materiali granulari sono costituiti da un insieme di particelle con dimensioni e forma variabili e mutuamente disposte secondo le diverse strutture. Sottoposti a prove di taglio, si verificano scorrimenti mutui fra le particelle, il fenomeno è complesso in quanto gli scorrimenti della generica particella possono avvenire anche in direzione differente da quella dello sforzo tagliante. Pure i fenomeni connessi con le variazioni di struttura assumono caratteri di complessità in dipendenza della configurazione e dell'elevato numero di gradi di libertà del sistema di particelle. Per tale motivo essi sono caratterizzati nel loro insieme con il semplice parametro delle variazioni di volume e vengono posti in relazione ad un parametro che in maniera altrettanto semplice descrive la struttura del terreno, e cioè la porosità.

Il comportamento globale delle strutture in rockfill dipende da molti fattori, essi possono essere schematicamente divisi in due gruppi: uno considera quelli relativi al materiale granulare nel suo insieme, l'altro quelli relativi ai singoli grani. Nel primo gruppo ricadono quei fattori di cui classicamente si interessa la geotecnica per interpretare il comportamento tensio-deformativo delle opere, quali ad esempio la tecnica di compattazione impiegata, il contenuto d'acqua, il percorso di carico applicato, e che sono, in qualche modo controllabili sperimentalmente.

Al secondo gruppo appartengono, invece, quei fattori che sono “patrimonio” del materiale, cioè in genere le caratteristiche della roccia madre, quali mineralogia, durezza, porosità e resistenza a rottura, e che quindi possono essere chiamati intrinseci.

Questi fattori possono influenzare il comportamento globale del materiale in modo significativo.

A parità di condizioni globali, materiali con diverse caratteristiche intrinseche si comportano in modo differente. Così posto, il problema si

presenta complesso perché sono troppi i fattori da tenere in considerazione. Una semplificazione ragionevole consiste nel raggruppare le caratteristiche utilizzando un numero ridotto di parametri: ad esempio, la porosità della roccia influenza la sua resistenza a rottura, e può, quindi, essere implicitamente tenuta in considerazione attraverso quest'ultima.

Ebbene, si può assumere proprio la resistenza a rottura dei grani come parametro rappresentativo dei fattori intrinseci; le varie relazioni disponibili in letteratura utilizzano, d'altronde, questa semplificazione.

Analizzando le differenze tra diversi materiali, Leps concludeva che la resistenza è maggiore per i materiali con distribuzione granulometrica più continua, per quelli con grani più resistenti, e per gradi di saturazione più bassi, oltre che per materiali più addensati. Inoltre, risultati relativi a sperimentazioni compiute su rockfill da Leps (1970) mostrano che a bassi valori di pressione di confinamento ϕ' può assumere valori superiori ai 50° .

Questa serie di indicazioni è stata sostanzialmente confermata negli anni a seguire. Ciò nonostante, nella modellazione del comportamento dei mezzi granulari a grana grossa compattati, la reciproca influenza dei vari fattori non è in genere tenuta esplicitamente in conto.

Si usa esprimere l'angolo di attrito interno, ovvero l'angolo di resistenza al taglio in prove drenate, come:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max} - 1}{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max} + 1} \right]$$

dove $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max}$ è il massimo rapporto tra le tensioni efficaci principali. Si

assume che non ci sia coesione nei rockfill. La resistenza in condizioni drenate è fortemente dipendente dalla dilatanza e quindi è una funzione della densità relativa, del livello di tensione e della storia di carico.

A basse tensioni di confinamento la densità o porosità iniziale del campione triassiale ha un effetto maggiore sulla resistenza al taglio dei rockfill. Questo perché la dilatanza, che ha una maggiore influenza sugli sforzi di taglio dei materiali granulari, è largamente controllata dal livello di tensione e dallo stato di addensamento delle particelle di terreno. Le prove triassiali di

Marachi et al. (1972) indicano che a tensioni di confinamento di 200 KPa un incremento dell'1% della porosità iniziale riduce ϕ' di $0,5^\circ$.

Tipicamente l'involuppo di rottura nel piano di Mohr è una curva passante per l'origine. In un materiale denso l'involuppo mostra una curvatura marcata, mentre in uno in sciolto può essere abbastanza lineare. L'angolo di attrito di picco in prove drenate sulle terreni granulari decresce al crescere della tensione di confinamento, ed è per questo che si nota una curvatura nell'involuppo di Mohr-Coulomb. Questo fenomeno fu notato da Bishop e Green (1965), Leed (1967), Vesic e Clough (1968) e Touati (1982), ciascuno dei quali lo attribuiva alla rottura delle particelle.

Per J. A. Charles l'involuppo di rottura, determinato da una serie di prove triassiali a differente tensione di confinamento, può essere approssimato da una relazione del tipo:

$$\tau_f = A (\sigma')^b$$

da cui

$$\tau_f / \sigma' = A (\sigma')^{b-1}$$

$$d\tau_f / d\sigma' = Ab (\sigma')^{b-1}$$

di conseguenza il rapporto $(d\tau_f / d\sigma') / (\tau_f / \sigma') = b$ a qualsiasi valore dello sforzo normale. Prove su rockfill hanno mostrato un valore di b pari a 0,75.

Barton e Kjaernsli (1981), per i rockfill, e Bolton (1986), per le terreni granulari, hanno proposto una relazione del tipo:

$$\phi'_{\max} = \phi'_B + C_1 \log (C_2 / \sigma'_3)$$

in cui la differenza tra il valore di ϕ'_{\max} massimo e il valore di ϕ'_B , angolo di attrito di base, è espressa in termini di funzione logaritmica della tensione efficace. C_1 è un parametro di rugosità equivalente, C_2 un parametro di forza equivalente di particella espresso come una frazione dello sforzo di compressione uniassiale della roccia madre, σ'_3 la tensione di confinamento efficace.

Maksimovic (1989) ha suggerito, invece, la seguente espressione per le prove di compressione triassiali:

$$\phi' = \phi'_B + \Delta\phi' / (1 + \sigma'_3 / p_{TX})$$

dove ϕ'_B è l'angolo di resistenza al taglio di base, $\Delta\phi'$ è il massimo contributo della dilatanza, p_{TX} è il valore di σ'_3 in corrispondenza del quale $\phi' = \phi'_B + \Delta\phi' / 2$. Quando $\sigma'_3 \rightarrow \infty$ allora $\phi' = \phi'_B$.

Indraratna *et al.* (1993) hanno proposto un'altra espressione:

$$\tan(\phi'_{\max}) = a (\sigma'_3 / \sigma'_c)^b$$

dove σ'_c è lo sforzo di compressione uniassiale utilizzato per normalizzare σ'_3 . I coefficienti 'a' e 'b' possono essere ottenuti con l'utilizzo di una curva interpolante; b è sempre negativo.

Lee (1992) ha espresso la differenza tra l'angolo di attrito di picco e quello critico come:

$$\varphi_{\max} - \varphi_{\text{crit}} = -k \left(\ln \frac{p'}{p_f} + 2.3 \right)$$

dove k è una costante che dipende dalla densità relativa e p_f un parametro rappresentativo della resistenza a rottura del singolo granello (di cui si parlerà diffusamente nel seguito). La relazione è del tutto simile a quella proposta per le terreni granulari da Bolton (1986).

Flora (1995) per i mezzi granulari, a medi e grandi livelli di deformazione, utilizza come parametro per esprimere la condizione limite l'angolo di attrito ϕ' , definito attraverso la:

$$\text{sen} \phi' = \frac{3\eta}{6 + \eta}$$

Dove η rappresenta il rapporto tra gli invarianti di tensione q/p' .

Se $\eta = \eta_{\max}$, $\text{sen}(\phi') = \text{sen}(\phi')_{\max}$ rappresenta la massima resistenza al taglio del materiale. Per $\eta \neq \eta_{\max}$, e comunque diverso dalle condizioni critiche, $\text{sen}(\phi') = \text{sen}(\phi')_{\max}$ rappresenta la massima resistenza mobilitata.

L'espressione sopra scritta è analoga alla relazione $\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max} - 1}{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{\max} + 1} \right]$.

Flora nel suo lavoro, mostra come le caratteristiche meccaniche dei grani contribuiscano in modo determinante alla definizione della resistenza al taglio dei materiali granulari. Egli nota come, a parità di p' (invariante sferico della tensione), i valori dell'angolo di attrito diminuiscano al diminuire della resistenza a rottura del singolo granello p_f . Addirittura, diagrammando ϕ_{ult} in funzione di p'/p_f , per diversi rockfill, nota come i risultati siano indipendenti dal tipo di materiale e azzarda una relazione del tipo

$$\varphi_{\text{ult}} = a \left(\frac{p'}{p_f} \right)^{-b}$$

che permetterebbe la conoscenza dell'angolo di attrito ultimo di un qualsiasi rockfill, attraverso la conoscenza del rapporto p'/p_f (vedi figura 2.6).

È noto che il comportamento dei materiali granulari è influenzato dalle condizioni di prova, dalla distribuzione delle particelle e dalle dimensioni delle particelle stesse. È difficile modellare gli effetti della dimensione delle particelle e della granulometria utilizzando modelli basati sulla meccanica del continuo.

Un'alternativa è modellare i materiali granulari usando prove di laboratorio o esperimenti in sito, anche se per materiali come i rockfill perfino le prove di laboratorio sono difficili, quando le dimensioni delle particelle sono troppo elevate per poter utilizzare le macchine convenzionali.

A causa di queste difficoltà molti ricercatori hanno effettuato esperimenti su distribuzioni granulometriche ridotte.

La tecnica tipicamente impiegata in letteratura è popolarmente nota come "tecnica della gradazione parallela", per cui si compongono campioni con distribuzione granulometrica parallela a quella del materiale in sito, riducendo le dimensioni delle particelle di diametro massimo a quelle utilizzabili in laboratorio. I risultati vengono poi estrapolati per capire il comportamento del materiale in sito. Sitharam e Nimbkar ritengono che questi esperimenti non siano adatti per comprendere il comportamento microscopico dei materiali granulari. Essi propongono un approccio micromeccanico, ossia di considerare il materiale granulare come un assemblaggio di particelle, dove i processi fisici che governano il comportamento costitutivo possono essere compresi, più rigorosamente, partendo dal 'livello di scala di granello.

La micromeccanica è quell'area in cui il comportamento dei materiali viene descritto partendo da un 'livello di scala di granello, e che sviluppa teorie costitutive del comportamento macroscopico dei materiali, attraverso un processo di integrazione statistica a livello microscopico e discreto.

Alcuni ricercatori hanno utilizzato simulazioni numeriche con i *Modelli degli Elementi Discreti (DEM)*. Questo metodo degli elementi discreti è stato molto utile per capire i fattori ed i meccanismi che controllano il comportamento dei materiali granulari.

Si è osservato che le variazioni di volume tra cicli di carico e scarico è molto più pronunciata per campioni con granulometria meno uniforme, ciò è dovuto alla grande flessibilità nel riarrangiamento delle particelle (rappresentate da dischi nella simulazione). Le particelle più piccole rendono il materiale più gradato, più suscettibile a compattarsi. Inoltre, campioni con granulometria parallela si comportano allo stesso modo dal punto di vista delle

deformazioni volumetriche sotto condizioni di carico idrostatico. Questo perché, anche se cambiano le dimensioni assolute delle particelle, la struttura del campione e l'arrangiamento dei grani sono gli stessi.

Comunque, campioni con granulometria parallela, a parità di porosità (ottenuta inserendo nella simulazione sempre lo stesso numero di particelle scalando di volta in volta il volume, in modo tale da eliminare "l'effetto dimensione del campione"), si comportano allo stesso modo, sia in termini di deformazione volumetrica che in termini di resistenza al taglio, se sottoposti a carico deviatorico.

Per cui, per granulometrie parallele, la dimensione delle particelle non ha effetti significativi sul comportamento, in termini di sforzi e deformazioni volumetriche, dei materiali granulari, ipotizzando però che le particelle siano sferiche.

Inoltre, il modulo tangenziale iniziale resta lo stesso. Naturalmente il numero di contatti tra le particelle, che in letteratura viene chiamato "*coordination number*" è lo stesso per campioni con granulometria parallela in volumi scalati. Questo spiega il comportamento simile dei campioni.

Coop e Lee (1993) conclusero che per una varietà di terreni granulari di diversa mineralogia ci fosse un'unica relazione tra l'ammontare della rottura delle particelle, che si verifica durante il taglio nelle fase di stato critico, ed il valore della tensione principale effettiva.

L'identificazione di un'unica linea di stato critico fu usata come base nell'analisi del comportamento di strutture geotecniche in terreno granulare. L'assunzione implicita era quella che la terreno granulare, allo stato critico, raggiunge un granulometria stabile, per cui le tensioni al contatto tra le particelle non sono più sufficienti a causare ulteriore rottura.

Anche Chandler (1985) nel suo lavoro su materiali con grani deformabili e Bahareom e Stallebrass (1998) su suoli con granelli frantumabili, hanno riscontrato che nelle prove triassiali si raggiunge uno stato critico.

Luzzani e Coop (2002), avendo dei dubbi in merito, hanno svolto delle prove di taglio con anello su due tipi di terreni granulari, una quarzosa e l'altra con mineralogia carbonatica. In entrambi i casi, la rottura delle particelle continua per deformazioni molto alte rispetto a quelle raggiungibili in prove triassiali, confermando l'ipotesi che nessun volume costante è raggiunto in prove triassiali, ma è semplicemente il risultato dell'annullamento delle componenti di deformazione volumetrica, e non del raggiungimento di una granulometria stabile. Cioè, lo stato critico raggiunto nelle prove triassiali

rappresenta un bilancio tra la compressione volumetrica, dovuta alla rottura dei granelli, e la dilatazione, dovuta al riarrangiamento degli stessi.

Per molte delle prove condotte da Coop, le deformazioni raggiunte per arrivare ad uno stato critico sono state elevatissime, intorno al 2000%.

Il raggiungimento di una granulometria costante dipende non solo dallo sforzo normale applicato, ma anche dal grado di uniformità e dalle dimensioni assolute delle particelle.

Per McDowell e Bolton la distribuzione granulometrica delle terreni granulari sottoposte a compressione unidimensionale evolve con distribuzione frattale, dunque la distribuzione granulometrica in un grafico bilogarithmico risulta essere lineare. Essi trovarono un gradiente di compressione generalmente del valore di 0,5, corrispondente ad una dimensione frattale di 2,5. La stessa cosa sembra verificarsi nella sperimentazione condotta da Luzzani e Coop .

Essi hanno , inoltre, trovato l'esistenza di un rapporto costante tra deformazione volumetrica e l'ammontare della rottura delle particelle. Ciò ha suggerito che la deformazione volumetrica cessa solo quando termina la rottura delle particelle e si raggiunge una granulometria stabile.

Fig 2.5 Dipendenza di ϕ' dalla pressione di confinamento per rockfill di diversa natura e grado di addensamento (da Leps 1970).

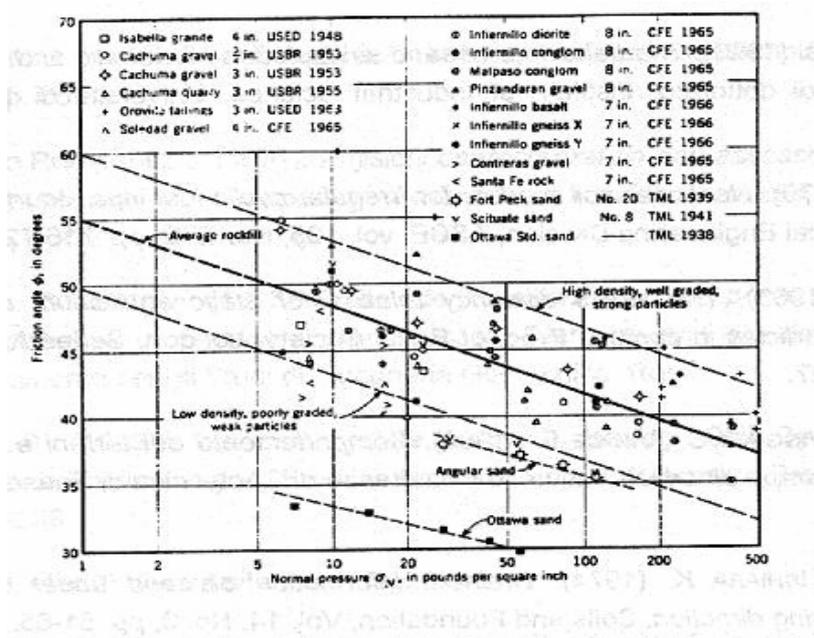
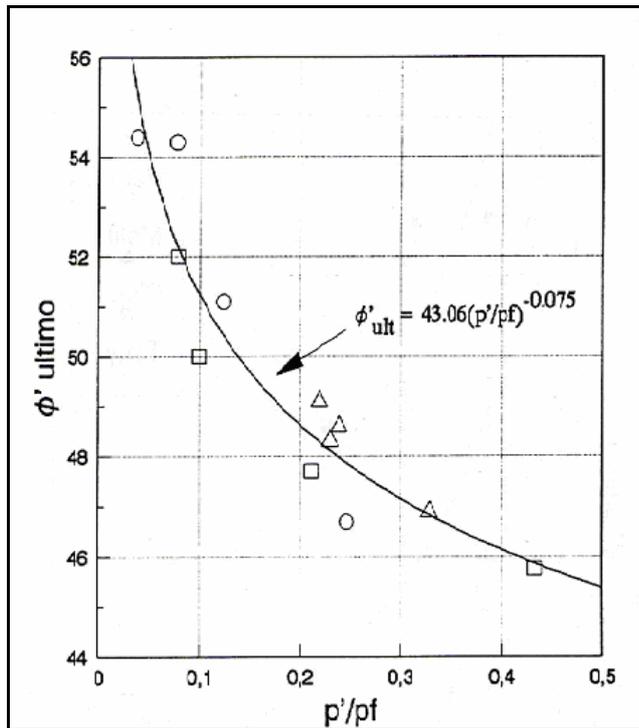


Fig 2.6 Dipendenza di ϕ'_{ult} dal rapporto p/p_f (Flora, 1995).



2.2.2 Il fenomeno della dilatanza

La dilatanza è quel fenomeno per il quale per i terreni addensati si verifica, dopo una piccola contrazione, un aumento di volume, in condizioni drenate, o un aumento di pressione neutra in condizioni non drenate.

Tale fenomeno è di fondamentale importanza per la modellazione del comportamento meccanico dei terreni che lo manifestano, di conseguenza diversi autori nel corso degli anni lo hanno ampiamente studiato.

In particolare si citano qui Vaid e Sasitharan (1992), i quali, con una serie di prove con diversi percorsi di carico sulla terreno granulare di Erksak, mostrano l'esistenza di una relazione lineare tra l'angolo di attrito di picco e la massima dilatanza (che dovrebbe verificarsi proprio in corrispondenza di quest'ultimo). Tale relazione, come mostrato dagli stessi autori risulta

indipendente dal percorso di carico. I fattori da cui dipende la dilatanza sono molteplici (Li e Dafalias, 2000):

- la densità relative;
- lo stato tensionale applicato;
- il rapporto q/p' ;
- le caratteristiche intrinseche del terreno.

La densità iniziale e lo sforzo medio (p') sono probabilmente i due più importanti fattori che influenzano il comportamento tensio-deformativo dei terreni granulari, sebbene ve ne siano anche altri quali la struttura e l'anisotropia intrinseca.

Molte ricerche sono state dirette ad investigare soprattutto l'influenza della porosità iniziale e dello stato tensionale medio sul comportamento delle terreni granulari, in particolare per quanto riguarda la compressibilità, la dilatanza e la resistenza.

In generale è noto dalla letteratura in quanto si è osservato sperimentalmente che i campioni che si trovano in uno stato iniziale sciolto mostrano un comportamento contraente, mentre quelli addensati o mediamente addensati, mostrano una contrazione iniziale seguita da un comportamento dilatante (aumento di volume o riduzione pressione neutra). Tuttavia per elevati stati tensionali di confinamento anche i terreni granulari addensati mostrano un comportamento contraente.

A causa della complessità del comportamento dei terreni granulari, la stima della risposta tensio-deformativa può essere fatta a livello empirico in quanto difficilmente si riesce a realizzare un modello che riesca a catturare tutte le caratteristiche.

Bolton (1986-1987) suggerì un indice di dilatanza relativo I_r che correla l'indice dei vuoti iniziale e la pressione di sconfinamento:

$$I_r = I_d(Q - \ln p'_f) - R,$$

Dove I_d è la densità relative, p'_f è lo stato tensionale medio effettivo alla rottura; Q ed R sono due parametri empirici dipendenti dalle condizioni di prova.

Basandosi su analisi statistiche dei risultati di un certo numero di prove su differenti tipi di terreno granulare, Bolton trova che per le prove triassiali $Q = 10$ e $R = 1$, che limita il valore di I_r tra 0 (terreno granulare sciolta) e 4 (terreno granulare densa).

L'indice di dilatanza relativo può essere utilizzato per stimare sia l'angolo di massima dilatanza, sia l'angolo di attrito di picco. La differenza tra l'angolo di attrito di picco e quello allo stato critico, può essere espressa così:

$$\varphi'_{\max} - \varphi'_{cv} = 3I_r$$

la densità relativa è definita come:

$$I_d = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

Dove e_{\max} e e_{\min} sono l'indice dei vuoti massimo e minimo ottenibili, mentre e è l'indice dei vuoti corrente.

Un approfondito studio sull'utilizzo della differenza $e_{cs} - e$ per caratterizzare la resistenza e la dilatanza delle terreni granulari è stato condotto da Been e Jefferies (1985). tale quantità è stata chiamata dagli stessi autori "state parameter" (parametro di stato) ed è espresso come:

$$\psi = e_{cs} - e$$

dove e è l'indice dei vuoti corrispondente a $p' = 1$ kPa, mentre e_{cs} è l'indice dei vuoti allo stato critico.

Been et al. (1991), dimostrarono inoltre che la linea di stato critico trovata per prove non drenate è la stessa di quella trovata per prove drenate.

Con tale parametro si ha che le terreni granulari con indice dei vuoti inferiore a quello di stato critico tendono a dilatare fino a raggiungere tale valore, quelle con indice dei vuoti maggiore contraggono. Quelle che hanno indice dei vuoti proprio pari a quello di stato critico non dovrebbero avere variazioni di volume. In realtà l'esperienza mostra che ci sono variazioni di volume: prima contrazione e poi dilatamento ($dv \neq 0$). Tale parametro, quindi, non riesce bene ad interpretare il fatto che inizialmente tutte le terreni granulari dilatano.

Nelle prove triassiali normali le deformazioni volumetriche possono essere scisse in due parti, una dovuta a variazioni dello sforzo deviatorico e una dovuta a variazioni dello sforzo pensionale medio p' . per isolare, quindi, la componente deviatorica delle deformazioni volumetriche è sufficiente seguire percorsi di carico in cui p' rimane costante.

La dilatanza è un fattore molto importante che influenza il comportamento di un mezzo granulare.

Nel passato sono state sviluppate diverse teorie sul comportamento dilatante del terreno (Taylor, 1948; Rowe, 1962; Lee, 1966; Lo and Lee, 1990).

Comunque tra queste quella più usata è l' equazione della dilatanza di Rowe che può essere formulata così:

$$\sigma'_1/\sigma'_3 = K(1 - d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)$$

la costante K è legata all' angolo di attrito. Tale relazione stabilisce un legame tra il rapporto delle tensioni mobilizzate e il rapporto tra gli incrementi di deformazione. Inoltre tale relazione simula abbastanza bene il comportamento dilatante di un terreno granulare per percorsi di carico $d\sigma'_3=0$.

Al contrario non ottiene successo quando si simulano percorsi di carico a rapporto tra le tensioni principali costante (Negussey e Vaid, 1986; Lo e Lee, 1990).

Una spiegazione è che per questi percorsi il terreno tende a contrarre sempre, e l'incremento di energia non è mai negativo come richiesto dalla teoria di Rowe. Ciò potrebbe essere vero, ma in generale la teoria di Rowe dà risultati poco attendibili anche per quei percorsi a σ'_1/σ'_3 o $d\sigma'_1/d\sigma'_3$ costante per cui si verificano incrementi di energia negativi (Lo e Lee, 1990).

Tale fatto suggerisce che il percorso di carico influenza il comportamento tensio-deformativo.

Campioni di terreno sottoposti a diversi percorsi di carico mostrano diverse relazioni per quanto riguarda la dilatanza.

Chu in questo articolo cerca di stabilire una relazione tensioni-dilatanza per diversi percorsi di carico.

Lo studio della dilatanza attraverso prove di laboratorio risulta abbastanza complesso in quanto non esistono tecniche per controllare tale fenomeno. Di conseguenza si può solo osservare la risposta del terreno imponendo diversi percorsi di carico.

L' autore esegue delle prove a diversi percorsi di deformazione, ossia ha sviluppato una tecnica per imporre un percorso a $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ costante (Chu e Lo, 1991). Di conseguenza fa diversi percorsi a diversi valori di $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$.

Attraverso tali prove dimostra la forte dipendenza della risposta del terreno dal valore del rapporto $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$. inoltre osserva che quasi subito il terreno tende a raggiungere un valore costante di q/p' tanto più elevato quanto minore è il rapporto $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$. lo stato a cui viene raggiunto il valore costante del rapporto q/p' è detto *stato asintotico* (Chu, 1992).

L'esperienza ha mostrato che esiste quindi una relazione tra il rapporto di dilatanza e il rapporto q/p' mobilizzato. L'entità del rapporto q/p' mobilizzato dipende dal valore di $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ tenuto costante.

Basandosi su dati sperimentali, è stata sviluppata per la terreno granulare addensata di Sydney una relazione tra il rapporto di dilatanza e il rapporto q/p' mobilizzato (Chu, 1991):

$$q/p' = N(1 - 1/3 d\varepsilon_v/d\varepsilon_1) \quad \text{per } -0,54 < d\varepsilon_v/d\varepsilon_1 < 1$$

in cui N è una costante del materiale.

Sulla terreno granulare addensata di Sydney sono state inoltre condotte prove in cui si è mantenuto costante il rapporto σ'_1/σ'_3 , e si è analizzata la risposta in termini di dilatanza. Si è osservato che i provini sottoposti ad un rapporto tensionale costante si deformano ad un rapporto di dilatanza costante. Di conseguenza anche in questo caso sussiste una relazione tra i due rapporti.

Plottando insieme i risultati delle prove a rapporto di carico e a rapporto deformativi costante nel piano $(1 - d\varepsilon_v/d\varepsilon_1; \sigma'_1/\sigma'_3)$ si nota che l'equazione prima scritta interpreta bene i risultati di entrambi i tipi di prova. Di conseguenza sussiste per i due tipi di prova una stessa relazione tra il livello tensionale mobilizzato e il rapporto di dilatanza.

L'equazione di Rowe si vede che interpreta bene il comportamento delle prove a σ'_3 costante. L'equazione di Chu interpreta bene quello delle prove a rapporto deformativi costante, esprimendo comunque la relazione tra le tensioni mobilizzate e il rapporto di dilatanza allo stato asintotico. Il Cam Clay, invece, si trova a metà tra i due. Comunque si nota che il punto di rottura è pressappoco lo stesso per le tre formulazioni.

Fig. 2.7 relazione tra l' angolo di attrito di picco e il massimo rapporto di dilatanza (Vaid e Sasitharan, 1991)

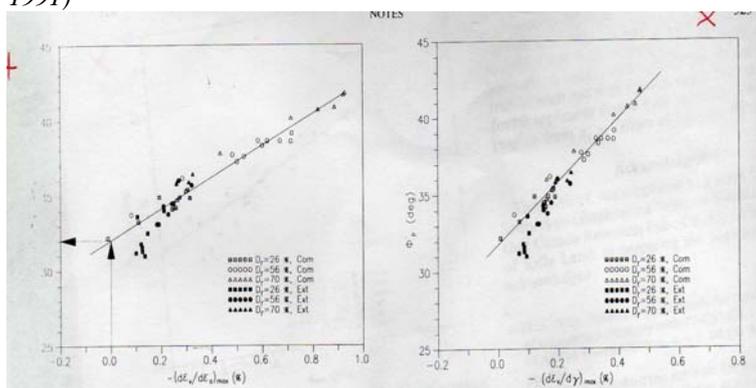


Fig. 2.8 relazione tra l' angolo di attrito di picco e il massimo angolo di dilatanza (Vaid e Sasitharan, 1991)

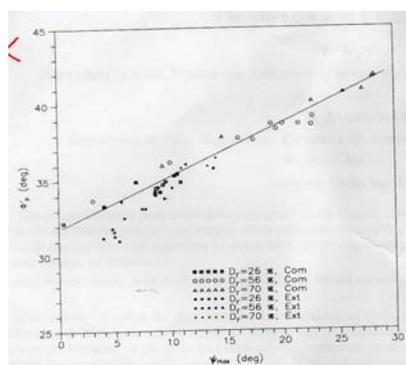


Fig 2.9 Percorsi di deformazione applicati (Chu, 1994)

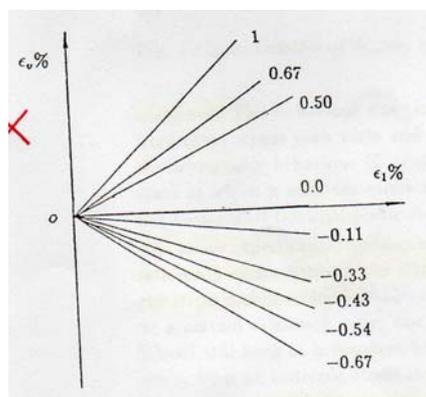
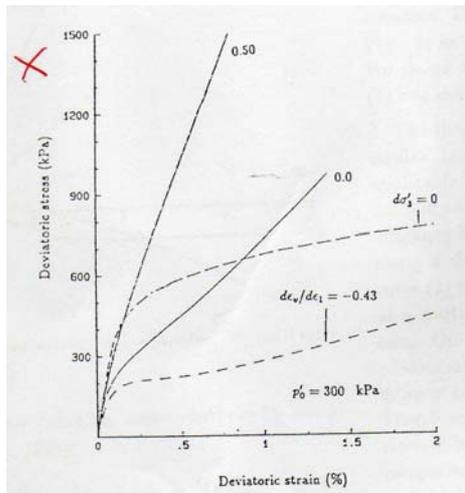
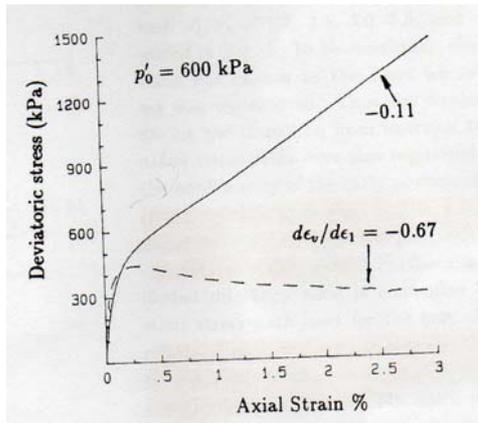
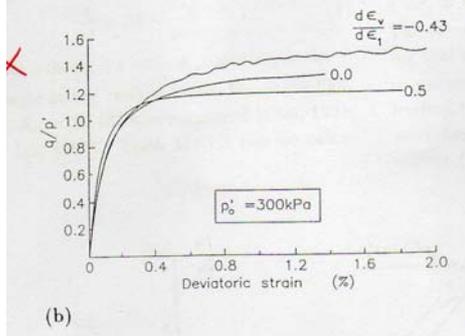


Fig. 2.10 Risposta del terreno ai percorsi applicati



(a)



(b)

2.2.3 *Legame resistenza-dilatanza*

È ormai stabilito che il terreno si comporta come un materiale linearmente elastico a deformazioni di taglio inferiori a 10-4, 10-3%. Per deformazioni di taglio maggiori, la relazione tensioni-deformazioni è non lineare. La resistenza di picco si mobilita per deformazioni relativamente grandi (tipicamente in corrispondenza di deformazioni assiali comprese tra 1-4%), e la resistenza di stato critico (corrispondente a deformazioni di taglio senza variazioni di volume) si mobilita per deformazioni assiali maggiori del 25%. Utilizzando, come tipicamente si fa, il criterio di Mohr-Coulomb, è possibile determinare l'angolo di attrito di picco e di stato critico.

La conoscenza del valore della rigidezza a piccoli livelli di deformazione e dell'angolo di attrito di picco è di grande utilizzo per le applicazioni basate su modelli costitutivi o analisi che vogliono catturare il comportamento del materiale dalle condizioni iniziali fino alla rottura.

La risposta tensio-deformativa di un terreno granulare a piccoli, intermedi e grandi livelli di deformazione dipende dalle variabili di stato del terreno (la densità relativa D_r del terreno, lo stato tensionale effettivo, e la struttura) e da altri fattori legati alla natura del terreno granulare (la forma delle particelle, la distribuzione granulometrica, le caratteristiche della superficie delle particelle, e la mineralogia). I fattori legati alla costituzione e in generale alla natura delle particelle del terreno granulare sono detti *variabili intrinseche* (Been et al. 1991; Salgado et al. 1997 a e b).

Esempi di variabili intrinseche sono l'angolo di attrito di stato critico, l'indice dei vuoti minimo e massimo e i parametri di dilatanza Q e R della correlazione con l'angolo di attrito di picco di Bolton (1986).

La resistenza a taglio di un terreno privo di coesione può essere definita dal criterio di Mohr-Coulomb con intercetta coesiva nulla:

$$\tau = \sigma \tan \varphi,$$

dove t = resistenza a taglio, s = sforzo normale al piano di taglio, e f = angolo di attrito. Per una prova triassiale è pratico scrivere f in funzione delle tensioni principali efficaci:

$$\sin \varphi = (\sigma'_1 / \sigma'_3 - 1) / (\sigma'_1 / \sigma'_3 + 1)$$

dove σ'_1 / σ'_3 = rapporto tra le tensioni principali efficaci.

In generale un terreno granulare sciolto tende a contrarre, uno denso ad espandersi tendendo allo stato critico, usualmente definito come lo stato al quale il terreno è sottoposto a taglio senza variazioni di resistenza e di volume.

Comunque il fatto che un terreno granulare dilati o contragga dipende non solo dalla densità, ma anche dallo stato di sconfinamento effettivo.

In accordo con la teoria dello stato critico, quando un terreno granulare sciolto è sottoposto a taglio sotto una tensione di sconfinamento elevata, la resistenza cresce monotonicamente fino al raggiungimento di un massimo, dopo il quale il campione continua a deformarsi senza variazioni di resistenza né di volume. A questo punto si dice che il provino ha raggiunto lo stato critico e il corrispondente angolo di attrito è detto angolo di attrito di stato critico.

Quando si sottopone a taglio un terreno granulare denso questo tende inizialmente a contrarre ed in seguito dilata. Lo sforzo di taglio effettivo raggiunge un massimo, un picco a cui è associato l'angolo di attrito di picco, in corrispondenza del quale la dilatanza è massima. Un carico successivo comporta una caduta di resistenza fino al raggiungimento dello stato critico. Per le applicazioni pratiche l'angolo di attrito di stato critico ricavato da prove triassiali è considerato unico per un dato materiale granulare, indipendente dallo stato tensionale e dalla densità iniziale. Tale approccio è giustificato da risultati che si ritrovano in letteratura (Rowe 1962, 1971; Bolton 1986; Negussey et al. 1986; Been et al. 1991; Schanz and Vermer 1996), che supportano il concetto che l'angolo di attrito di stato critico è unico per un terreno granulare silicea e può essere considerato una variabile intrinseca.

La relazione tensione - dilatanza serve a descrivere la relazione tra l'angolo di attrito e l'angolo di dilatanza. La relazione più semplice può essere ottenuta da una analogia fisica, il modello a denti di sega, dove lo scorrimento avviene lungo piani a gradini di separazione tra due blocchi dello stesso materiale. In questo modello lo scorrimento avviene quando viene superato lo sforzo di attrito tra i due blocchi che si muovono l'uno sull'altro. La relazione che ne risulta è:

$$\tau/\sigma' = \tan\varphi = \tan(\varphi_c + \psi)$$

dove τ = sforzo di taglio agente sul piano di taglio; σ' = sforzo normale effettivo sul piano di taglio; ψ = angolo di dilatanza.

Molte sofisticate teorie sono state sviluppate per esprimere la relazione tra gli angoli di attrito di picco e di dilatanza. Taylor (1948) suggerì un'ipotesi di "correzione energetica" per spiegare la dilatanza, per la quale l'attrito è considerato fonte di dissipazione di energia. L'equazione risultante per il taglio semplice è:

$$\tan\varphi = \tan\varphi_c + \tan\psi$$

Rowe (1962) sviluppa la sua teoria tensione- dilatanza basandosi sull' analogia tra pacchetti irregolari di particelle e assemblaggi regolari di sfere o cilindri e sull' ipotesi che alla rottura è raggiunto un rapporto tra le tensioni minimo. De Josselin de Jong (1976) contestarono l' ipotesi di energia minima fatta da Rowe, che non potrebbe essere applicata a sistemi che dissipano energia durante il carico. L' autore convalida la conclusione di Rowe attraverso un' analisi che non dipende dall' assunzione di energia minima. La risultante relazione tensione-dilatanza può essere espressa in modo seguente:

$$N = MN_c$$

Dove:

$$N = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = \tan^2(45 + \varphi_c/2)$$

$$M = \tan^2(45 + \psi/2)$$

L' angolo di dilatanza è definito come:

$$\sin \psi = (d\varepsilon_1/kd\varepsilon_3 + 1)/(d\varepsilon_1/kd\varepsilon_3 - 1)$$

Bolton (1986) rivide un grosso numero di prove triassiali e di deformazione piana e propose una più semplice relazione tra φ , φ_c e ψ , che operativamente è equivalente alla precedente ($N=MN_c$):

$$\varphi = \varphi_c + 0,8\psi$$

la relazione tra l' angolo di attrito di picco φ_p e l' angolo di attrito di stato critico φ_c può essere scritta sia per prove triassiali sia per prove di deformazione piana modificando la relazione sopra scritta così che l' angolo di dilatanza per entrambi i tipi di prova sono espressi in termini della stessa quantità I_r , detto indice di dilatanza:

$$\varphi_p = \varphi_c + 5I_r \text{ per condizioni di deformazione piana}$$

$$\varphi_p = \varphi_c + 3I_r \text{ per condizioni triassiali.}$$

L' indice di dilatanza I_r è dato, sia per condizioni triassiali sia per condizioni di deformazione piana da:

$$I_r = -10/3(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{\max}$$

Ed è legato alla densità relativa e alla tensione effettiva di sconfinamento attraverso:

$$I_r = I_d(Q - \ln(100p'_p/P_a)) - R$$

Di conseguenza possiamo affermare che la rigidità di un terreno granulare a piccoli livelli di deformazione può essere espressa in funzione di un certo numero di variabili intrinseche, le quali dipendono dalla natura della terreno granulare e quindi variano al variare del contenuto di fine. Ovviamente

esiste un limite al di sotto del quale il contenuto di fine non influenza il comportamento meccanico.

Gli autori analizzano il comportamento della terreno granulare di Ottawa al variare del contenuto di fine e trovano che all' aumentare del contenuto di fine:

- si riducono i valori di e_{max} e e_{min} ;
- aumenta l' angolo di attrito di stato critico;
- aumenta la dilatanza e quindi l' angolo di attrito di picco;
- la rigidezza tende a ridursi.

L' ultimo punto si nota solo per bassi livelli pensionali in quanto le particelle sono più separate tra loro, mentre a tensioni maggiori tale effetto tende a ridursi.

2.2.4 La resistenza di stato critico

Il concetto di stato critico (Roscoe et al. 1963) è stato applicato con successo alla modellazione del comportamento a taglio delle argille. Al contrario, il suo utilizzo per descrivere il comportamento delle terreni granulari ha trovato successo limitato. L' approccio convenzionale per ottenere la resistenza di una terreno granulare allo stato critico è arrivare a grandi livelli di deformazione fino a soddisfare le condizioni di stato critico (Castro, 1969). Come puntualizzato da Coop (1999) lo stato critico della maggior parte delle terreni granulari è raggiunto a deformazioni maggiori del 40%. A tali grandi deformazioni non è possibile raggiungere le condizioni di stato critico uniformemente attraverso il provino in prove di laboratorio. Questo comporta il nascere di problemi connessi con la misura della resistenza a taglio allo stato critico e nello stabilire le reali condizioni di stato critico.

Gli autori descrivono una nuova tecnica per misurare la resistenza a taglio di stato critico di una terreno granulare a bassi livelli di deformazione, usando misure energetiche.

Taylor (1948) per primo postulò un principio di dissipazione energetica durante carico a taglio in prove di taglio diretto. Ulteriori ricerche condotte all' Università di Cambridge riguardo al concetto di energia hanno formato la base per lo sviluppo della teoria dello stato critico (Roscoe et al. 1963). Questa afferma che in aggiunta ad una dissipazione di energia plastica, è necessario considerare anche l' energia elastica immagazzinata, per meglio definire il lavoro di taglio durante la deformazione.

Di conseguenza sotto suggerimento di Schofield, Thurairajah (1961) fa un accurato calcolo delle componenti energetiche durante la deformazione di

taglio del terreno. Il suo lavoro comprende prove drenate e non drenate su argille e terreni granulari e conduce ad interessanti osservazioni. Egli trova che durante lo snervamento plastico, la misura della resistenza a taglio di un terreno ad ogni livello di deformazione lungo un dato percorso di carico è la somma di tre componenti:

- 1) resistenza di stato critico (data dall' angolo di attrito interparticellare);
- 2) resistenza associata alle deformazioni volumetriche plastiche;
- 3) resistenza dovuta alla compressione/decompressione elastica dei grani.

Consideriamo un provino in una prova triassiale inizialmente in equilibrio sotto uno sforzo di compressione con una componente isotropa $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ e una componente deviatorica $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$, dove σ'_1 è lo sforzo assiale principale maggiore e σ'_3 è lo sforzo radiale principale minore (Schofield and Wroth 1968; Bolton 1991).

Se si sottopone il campione ad un incremento $\delta p'$ e δq dello sforzo di compressione il campione avrà una deformazione volumetrica $\delta \varepsilon_v = \delta \varepsilon_1 + 2\delta \varepsilon_3$, e una deformazione di taglio $\delta \varepsilon_q = 2/3(\delta \varepsilon_1 - \delta \varepsilon_3)$, dove $\delta \varepsilon_1$ è l' incremento di deformazione assiale e $\delta \varepsilon_3$ è l' incremento di deformazione radiale.

Durante tale processo l' energia totale per unità di volume $\delta E'$ è data da (Roscoe et al. 1963):

$$\delta E' = p' \delta \varepsilon_v + q \delta \varepsilon_q$$

parte di questa energia porta un incremento di energia interna δU , che viene immagazzinata all' interno del campione, la restante energia δW è dissipata. L' equazione energetica di base è dunque:

$$\delta E' = \delta U + \delta W = p' \delta \varepsilon_v + q \delta \varepsilon_q$$

se si impone $\delta W / \delta \varepsilon_q = q_w$, allora si ha:

$$q_w = q + p' [\delta \varepsilon_v / \delta \varepsilon_q] - [\delta U / \delta \varepsilon_q]$$

Quindi, in ogni prova la resistenza osservata è q che viene poi corretta considerando la deformazione volumetrica plastica e la deformazione elastica dei grani. In questo modo si ottiene la reale resistenza q_w dovuta all' attrito interparticellare.

Se l'energia interna δU è dovuta principalmente alle deformazioni elastiche, può essere divisa in due componenti:

$$\delta U = p' \delta \varepsilon_v^e + q \delta \varepsilon_q^e$$

la predizione del comportamento meccanico del terreno è fortemente semplificato se si assume che non ci sono mai distorsioni recuperabili, così che $\delta \varepsilon_q^e$ è uguale a zero (Roscoe e Scofield 1963). Questo equivale ad assumere che il terreno si comporta come rigidamente plastico nella distorsione di taglio, ossia tutte le deformazioni di taglio $\delta \varepsilon_q$ sono irrecuperabili (Thurairajah 1961; Roscoe et al. 1963). In accordo con quanto detto la correzione elastica diventa:

$$\delta U / \delta \varepsilon = p' [\delta \varepsilon_v^e / \delta \varepsilon_q]$$

l'espressione delle componenti elastiche dipende dal comportamento elastico del terreno ed è quindi diversa per terreni granulari e argille.

Per quanto riguarda le terreni granulari si fa riferimento alla teoria di Hertz per descriverne il comportamento elastico.

La teoria dei contatti di Hertz viene applicata per descrivere il comportamento elastico di un aggregato caotico di particelle sferiche con superficie liscia soggetto a uno sforzo medio p' (Wilson and Sutton 1948).

Le deformazioni elastiche risultanti sono date da:

$$\varepsilon_v^e = c(p')^{2/3},$$

dove c è un fattore di compressibilità elastica.

Le deformazioni elastiche di un aggregato di particelle di terreno granulare non sferiche soggette ad uno sforzo di compressione isotropa p' , possono essere espresse da un'equazione dalla forma (El Sohby 1969):

$$\varepsilon_v^e = c(p')^m$$

dove c ed m sono costanti del materiale. Di conseguenza non si possono calcolare le deformazioni volumetriche correnti senza la conoscenza delle due costanti c ed m e del livello di deformazione iniziale (El Sohby 1969). I cambiamenti di deformazione volumetrica possono essere determinati accuratamente durante prove di compressione isotropa. Tale difficoltà può essere superata differenziando la precedente equazione e plottando gli incrementi di deformazione volumetrica con la tensione isotropa p' (Thurairajah e Pillai 1972).

L'equazione diviene:

$$\delta \varepsilon_v^e = cm(p')^{(m-1)} \delta p'$$

plottando $\ln [\delta \varepsilon_v^e / \delta p']$ contro $\ln p'$ per un dato terreno si ottiene una retta con una pendenza pari a $(m-1)$ ed un intercetta pari a cm , per cui è possibile valutare c ed m .

gli autori hanno condotto una serie di prove di compressione isotropa sulla terreno granulare di Ottawa identificando i valori delle due costanti c ed m . note le deformazioni elastiche è possibile determinare quelle plastiche e l'energia ad esse associate ad ogni livello di deformazione. Gli autori apportano quindi a q le due correzioni elastica e plastica.

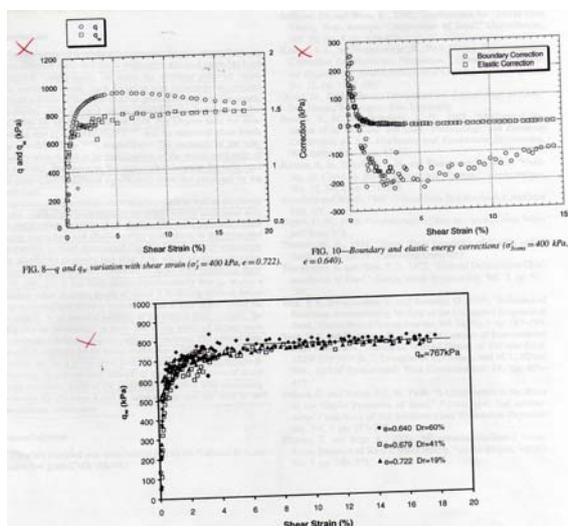
Essi notano che la correzione elastica risulta significativa, per la terreno granulare oggetto della sperimentazione, per deformazioni inferiori al 2%, mentre quella plastica rimane alta, sebbene continui a decadere con l'incremento della deformazione di taglio. Si nota sperimentalmente che q_w raggiunge un valore costante ad un livello di deformazione di circa il 3% durante un percorso drenato e rimane costante per deformazioni più elevate.

Essendo q_w una misura indiretta della resistenza di stato critico, questa può essere calcolata già a bassi livelli di deformazione attraverso l'applicazione delle due correzioni elastica e plastica.

La resistenza di stato critico è costante per qualsiasi indice dei vuoti iniziali consolidato a una data pressione e per un dato percorso di carico.

Per applicare con successo tale tecnica è tuttavia necessario riuscire a calcolare con sufficiente affidabilità le componenti elastiche della deformazione.

Fig 2.11 q e q_w in funzione di ε_a (Muhunthan, Pillai, Olcott, 2004)



2.2.5 *Alcuni aspetti del comportamento in condizioni di carico cicliche*

La previsione del comportamento dei terreni a grana grossa in condizioni di carico cicliche è importante per un gran numero di situazioni reali.

Si pensi ad esempio ai fenomeni lenti che avvengono periodicamente nelle dighe di ritenuta in seguito al loro riempimento e svuotamento, oppure alle sollecitazioni dinamiche indotte da eventi sismici.

I carichi ciclici sono senza dubbio tra quelli che possono modificare la struttura dei mezzi granulari.

Ovviamente l'entità del disturbo dipende dalle caratteristiche iniziali del mezzo e dall'ampiezza dei cicli di carico.

Nel caso dei terreni poco addensati, con comportamento contraente, indipendentemente dall'ampiezza dei cicli, essi determinano un accumulo di deformazioni volumetriche positive. Nel caso dei mezzi addensati, invece, le cose sono leggermente complicate dal diverso comportamento tensio-deformativo. Se si osserva l'andamento delle deformazioni volumetriche nel corso di una prova triassiale condotta su un mezzo addensato si nota che in una prima fase le deformazioni volumetriche sono positive, quindi con diminuzione di volume, mentre in seguito esse invertono andamento e diventano negative, con aumento di volume.

A prescindere dall'interpretazione di questi andamenti, è importante osservare che il massimo assoluto delle deformazioni volumetriche, in cui il materiale si deforma istantaneamente senza variare di volume, rappresenta un confine tra due zone in cui il comportamento del materiale è molto diverso: in particolare nella prima i carichi ciclici tendono ad un accumulo di deformazioni volumetriche (oppure, in condizioni non drenate, di sovrappressioni neutre) positive, con conseguenze simili a quelle osservate sui mezzi poco addensati, mentre nella seconda il comportamento è di segno opposto, cioè con aumento di volume (o sovrappressioni neutre negative). La linea che nel piano p' - q unisce i punti relativi al passaggio tra le due zone, e che è comunque interna alla superficie limite corrente, è stata chiamata da Tatsuoka e Ishiara (1974) "linea di trasformazione di fase", mentre in seguito Luong l'ha chiamata "linea caratteristica".

Ibsen (1993) sostiene però che non sia la linea caratteristica a regolare il comportamento dei mezzi granulari in condizioni di carico ciclico, bensì un'ulteriore linea nel piano p' - q , che l'autore chiama "cyclic stable line", che ha la seguente proprietà: un ciclo di carico e scarico completo a partire da essa comporta deformazioni volumetriche residue nulle. Questo luogo geometrico,

pur essendo simile alla linea caratteristica, è appositamente definito per condizioni di carico ciclico, e secondo Ibsen è sistematicamente leggermente più in basso nel piano p' - q .

Anche se non sembra convincente il fatto che questa linea sia definita indipendentemente dall'ampiezza del ciclo di carico, e se la sua individuazione è sperimentalmente più difficile di quella della linea caratteristica, essa corrisponde all'osservazione di diversi comportamenti tensio-deformativi in condizioni di carico ciclico anche al di sotto di quest'ultima.

L'interpretazione del comportamento in condizioni cicliche è quindi strettamente legata all'evoluzione del comportamento deformativo del terreno, ed in particolare al fenomeno della dilatanza.

In letteratura il comportamento dei terreni a grana grossa in condizioni di carico ciclico è comunque poco indagato.

Flora (1995) esegue una serie di prove su ghiaia proveniente da diversi siti, confrontando prove con lo stesso percorso a rottura, ma con diverse storie di carico. Per quanto riguarda il comportamento a medi e grandi livelli di deformazione, egli nota che mentre la resistenza ultima di un materiale addensato risulta dipendere essenzialmente da p' e dalla resistenza a rottura dei grani ed è indipendente dalla storia di carico (come già riscontrato per le terreni granulari nel corso di prove triassiali su campioni di piccole dimensioni da Tatsuoka e Ishiara(1974)), quella massima dipende fortemente da quest'ultima. Flora confronta, infatti, valori dell'angolo di attrito di picco ricavati da semplici prove di compressione monotonica, con quelli ricavati da prove in cui prima di portare a rottura il materiale lo si è sottoposto a cicli di carico e scarico.

L'autore nota, quindi, che l'aumento della lunghezza del percorso di carico dovuto all'applicazione di tali cicli comporta una riduzione della resistenza a taglio del materiale. Ciò in quanto in compressione più il percorso di carico è lungo ed articolato maggiore è il disturbo arrecato all'assetto strutturale.

Nel caso, invece, di prove in estensione si verifica esattamente il contrario: maggiore è la lunghezza del percorso di carico maggiore è la resistenza a taglio massima.

Flora ha condotto ancora prove triassiali monotoniche e cicliche a bassi livelli deformativi (al di sotto della soglia lineare), allo scopo di valutare l'influenza delle condizioni di carico sui parametri elastici del materiale. In particolare egli nota ancora una volta l'influenza del percorso di carico sul modulo di Young: all'aumentare della lunghezza del percorso di carico e

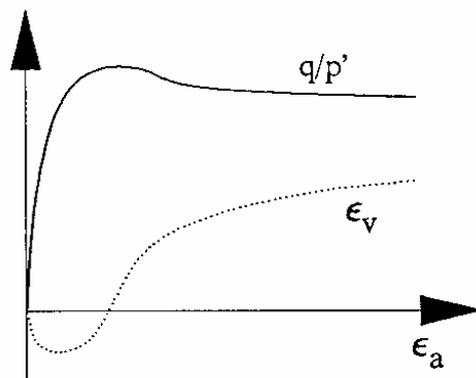
quindi del disturbo all'assetto strutturale il modulo di Young tende a diminuire.

PTL Linea di trasformazione di fase

È interessante a questo punto focalizzare l'attenzione sul comportamento tensio-deformativo dei mezzi granulari addensati.

In fig 2.12 sono illustrati gli andamenti qualitativi delle tensioni deviatoriche e delle deformazioni volumetriche durante una prova di compressione triassiale monotonica su un mezzo addensato.

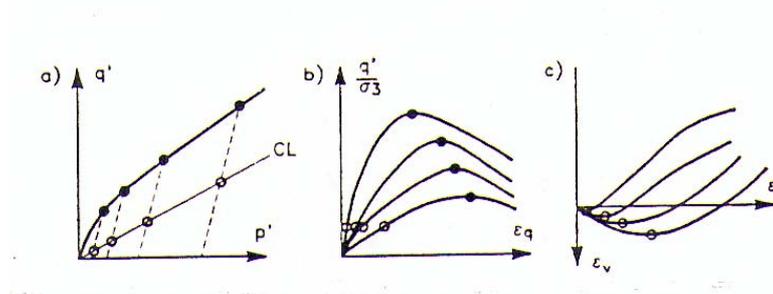
Fig 2.12 Tipico comportamento tensio- deformativo di un mezzo granulare addensato.



In una prima fase le deformazioni volumetriche sono positive, quindi con diminuzione di volume, mentre in seguito esse invertono andamento e diventano negative, con aumento di volume. A prescindere dall'interpretazione di questi andamenti è importante osservare che il massimo assoluto delle deformazioni volumetriche, in cui il materiale si deforma istantaneamente senza variare di volume, rappresenta un confine tra due zone in cui il comportamento del materiale è molto diverso: in particolare nella prima i carichi ciclici tendono ad un accumulo di deformazioni volumetriche (oppure in condizioni non drenate, di sovrappressioni neutre) positive, con conseguenze simili a quelle osservate su mezzi poco addensati, mentre nella seconda il comportamento è di segno opposto, cioè con aumento di volume.

(o sovrappressioni neutre negative). La linea che nel piano q - p' unisce i punti relativi al passaggio tra le due zone è stata chiamata da Tatsouka e Ishiara (1974) “ linea di trasformazione di fase”, mentre in seguito Luong l’ha chiamata ”Linea caratteristica”. In fig 2.13 è rappresentata la linea caratteristica indicata come CL.

Fig 2.13 Identificazione della linea caratteristica (da Ibsen , 1993).



In riferimento ad una ricerca effettuata sulla liquefazione delle terreni granulari (Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of silt, estratto da Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering , june 2006), in cui vengono esaminati campioni di un limo con bassa-plasticità sottoposti a prove di carico monotoniche e cicliche, consolidati isotropicamente ed anisotropicamente , vengono identificate due differenti linee di confine :

IPTL : Initial Phase transformation

PTL : Phase transformation

I risultati rappresentati in fig 27 e 28 , sono relativi ad una serie di prove non drenate(in compressione ed estensione) condotte su campioni consolidati con pressioni efficaci di 100, 300, e 600 kpa , rotti con velocità di deformazione assiale dello 0,1% al minuto.

Tutti i campioni sono sottoposti in questo caso ad un consolidamento isotropo con pressioni di confinamento di 40 kpa.

È possibile identificare (in riferimento alla sola compressione , fig 2.13), un primo punto di flessione per valori della deformazione molto bassi (0,2-0,5%), seguito da un picco del deviatore (condizioni di rottura) per deformazioni intorno al 8,7-11,1%.

Il punto di picco iniziale, in cui si ha una prima attenuazione del deviatore corrisponde (fig 2.14), ad un comportamento contraente del materiale. Vaid e Chern (1985) che portano a rottura le terreni granulari sottoposte a carichi ciclici e monotonic, denominano tale stato come "critical stress ratio" (CSR). I punti CSR sono rappresentati in figura 2.15 come punti di inizio trasformazione di fase (IPTL).

Si nota che, benché le definizioni per il CSR e IPT possano essere le stesse per i terreni contraenti, il CSR non può essere definito per un materiale completamente dilatante come un terreno granulare densa.

Tuttavia, il punto IPT definito come decremento iniziale nella curva di sforzo-tensione può essere trovato anche in terreni granulari dense.

È chiaro che il CSR e IPT per i campioni isotropicamente consolidati è identico indipendentemente dalla pressione di confinamento fig 2.15.

I percorsi di carico $q-p'$ (fig 2.15), dimostrano che un comportamento contraente si manifesta dopo i punti IPT con diminuzione di p' fino al punto PT, in cui si manifesta l'inizio del comportamento dilatante.

Il comportamento dilatante è continuato fino a raggiungere ancora un ultimo sforzo di picco del deviatore, le pressioni di pore sono aumentate mentre le particelle si sono riorganizzate, con conseguente diminuzione di p' e q .

Quando si raggiunge quindi un punto PT, si ha una transizione nella disposizione delle particelle, che produce come risultato, un comportamento dilatante.

In riferimento alle prove monotoniche, ed ai risultati delle prove cicliche (vedi cap 5), è possibile determinare i punti PT, in corrispondenza:

- dei punti (piano $\varepsilon_v - \varepsilon_a$) in cui le deformazioni volumetriche raggiungono un valore massimo positivo (prove drenate).
- dei punti (piano $\Delta u - \varepsilon_a$) in cui le sovrapressioni neutre indotte raggiungono valore massimo (prove non drenate).

In relazione a tali punti, è possibile tracciare una PTL, (Linea di trasformazione di fase).

Come detto, questo luogo di punti che corrisponde a una deformazione istantanea senza variazione di volume, divide due zone a comportamento deformativo differente: in quella al di sotto della linea caratteristica la

dilatanza è negativa (diminuzione di volume), nella seconda è positiva (aumento di volume).

Fig 2.14 Curve q, ϵ_a per campioni sedimentati con $P_{sed} = 40 \text{ kPa}$

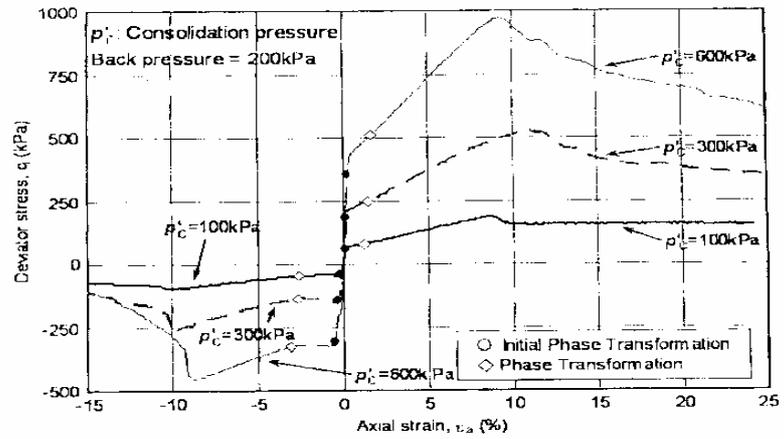
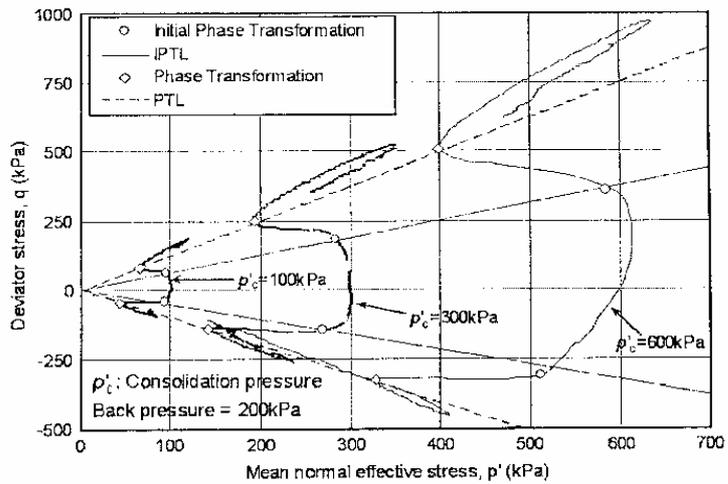


Fig 2.15 Percorsi di carico (q, p'), per campioni sedimentati con $P_{sed} = 40 \text{ kPa}$



2.3 BIBLIOGRAFIA

Adrian F.L. Hyde; Toru Higuchi, Kazuya Yasuhara . *Liquefaction , Cyclic Mobility, and Failure of Silt. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Asce /June 2006*

Barton N.,Kjaernsly B. (1981). *Shear strength of rockfill.* Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.107,No.GT7, pp. 873-890;

Bishop A.W., Henkel D.J.,(1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test.* Edward Arnold;

Bishop A.W., Green G.E., (1965). *The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil.* Geotechnique, Vol. 15, No. 3, pp.243-266;

Bolton M.D., (1986). *The strength and dilatancy of sands.* Geotechnique 36, No 1, pp. 65-78;

Flora A., (1995). *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa.* Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma “La Sapienza” e Napoli “Federico II”;

Goto S., (1986). *Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests.* Tesi di dottorato, IIS, Università di Tokyo (Giappone).

Hettler A., Vardoulakis I., (1984). *Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus.* Geotechnique, Vol. 34, No. 2, pp. 183-198;

Ibsen L.B., (1993). *The stable state in cyclic loading.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI, Elsevier Applied Science, Cakmak e Brebbia Editori, pp.241-258;

Lee D.M., (1992). *The angles of friction of granular fills.* Tesi di Ph.D., Università di Cambridge (Inghilterra);

- Leps T.M.** (1970). *Review of shearing strenght of rockfill*. Journal of the soil mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.93, No. SM2, pp. 27-43;
- Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B.**, (1972). *Evaluation of properties of rockfill materials*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, No. SM1, pp. 95-114;
- Marsal R.J.**,(1973). *Mechanical properties of rockfill*. Embankment-dam engineering, Casagrande Volume, Hirschfeld e Poulos Editori;
- McDowell G. e Bolton M.D.**, (1998). *On the micromechanics of crushable aggragates*. Geotechnique 48, No.5, pp.667-679;
- Penman A.D.M.**, (1971). *Rockfill*. B.R.S. Current Paper 15/71;
- Tatsuoka F. , Ishiara K.**, (1974). *Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction*. Soils and Foundation, Vol. 14, No. 3, pp. 51-65.
- Vaid , Y. P., Chern, J.C.** (1985) “ *Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands.*”*Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, New York.*

Capitolo 3

Apparecchiatura utilizzata per la sperimentazione

3.1 PREMESSA

Come già accennato nell' introduzione la sperimentazione sui terreni a grana grossa richiede l' utilizzazione di apparecchiature di dimensioni eccezionali.

Nel dipartimento di Ingegneria geotecnica idraulica ed ambientale dell' Università "Federico II" di Napoli sono attualmente presenti due celle triassiali ed un edometro di grandi dimensioni.

Una delle due celle presenti è presente nel suddetto laboratorio dal 1956 ed è stata utilizzata per la realizzazione di diverse tesi di dottorato (Flora, 1995, Modoni, 1998) ed è stata oggetto di diverse modifiche(Flora 1995).

La seconda cella è, invece un prototipo la cui realizzazione e messa a punto è stata oggetto della prima parte del presente lavoro di tesi.

Oltre alla cella di nuova generazione, nel corso della sperimentazione sono state utilizzate anche le tradizionali celle triassiali di piccolo diametro per verificare l' effetto scala del campione.

3.2 APPARECCHIATURE TRADIZIONALI

Le apparecchiature tradizionali per le prove di compressione triassiale presenti nel laboratorio di Ingegneria geotecnica dell' università di Napoli

“Federico II”, sono costituite da celle, nelle quali il provino avvolto da membrana in lattice viene sottoposto a pressione sferica attraverso un fluido in pressione generalmente costituito da acqua, le quali vengono inserite all’interno di presse per il conferimento del carico deviatorico (fig 3.1). Ne deriva che con tali apparecchiature è possibile l’esecuzione di sole prove a deformazione controllata ed a σ'_3 costante. Nelle celle suddette è possibile montare provini con di due diverse grandezze:

- con D pari a 100 mm ed altezza H pari a 200 mm;
- con D pari a 50 mm ed altezza H pari a 100 mm.

Le deformazioni assiali e volumetriche, vengono valutate rispettivamente tramite:

- due micrometri esterni posti rispettivamente sul piatto di testa del campione (fig 3.4), e sulla base della pressa meccanica.
- una buretta (fig 3.5), che permette di valutare le deformazioni volumetriche in funzione della quantità d’acqua espulsa dal provino.

La tipologia di queste apparecchiature (seppur tradizionale), non supportata da alcun tipo di controllo automatico, (né sulla deformazione, né sul carico), consente di ottenere indicazioni di massima circa il comportamento meccanico del materiale oggetto della sperimentazione e di operare un utile confronto con le prove eseguite con l’HPSP.

Fig. 3.1 . Cella triassiale



Fig. 3.2 . Cella triassiale. Trasduttore della cella di carico



Fig. 3.3 . Cella triassiale. Particolare della cella di carico



Fig. 3.4 . Cella triassiale .Posizionamento micrometri



Fig3.5 . Cella triassiale .Buretta per la misura delle deformazioni volumetriche



3.3 LA CELLA HPSP

3.3.1 Premessa

La cella HPSP è una cella che consente di effettuare diversi tipi di prove triassiali sui terreni. Essa è completamente automatizzata, sia per quanto riguarda l'acquisizione dei dati sia per il controllo delle prove, e consente di simulare diversi percorsi di carico che si manifestano in problemi applicativi di geotecnica o che possono essere utili per lo studio del comportamento meccanico dei terreni in condizioni di totale saturazione. La macchina è adatta all'uso su provini di diametro 100 mm o 200 mm ed è in grado di applicare un carico assiale superiore ai 200 kN con una pressione di cella superiore i 20 bar.

Schematicamente HPSP si compone di sei parti fondamentali:

- Una cella triassiale con pistone inferiore (tipo Bishop e Wesley) comprendente tutti i componenti per permetterne l'utilizzo con i due formati di provino
- Un pannello dove sono allocate le burette e il trasduttore differenziale di pressione per la misura delle variazioni di volume
- Un gruppo di intensificazione della pressione ad accoppiamento pneumo idraulico e fattore di amplificazione pari a 2,5 sul quale è disposto un trasduttore per eventuali misure di variazioni di volume dall'esterno
- Un armadio in cui trovano posto i sistemi elettronici di alimentazione, condizionamento, acquisizione dei segnali e controllo oltre alla parte di comando e regolazione delle pressioni idrauliche e pneumatiche
- Una centralina idraulica in grado di alimentare l'attuatore di RAM fino alla pressione massima di 200 bar
- Un personal computer che esegue un software per la gestione completa delle diverse prove

Lo stato corrente del provino è rilevato da una serie di trasduttori ed è trasmesso al sistema di controllo che, a sua volta, regola le pressioni.

È possibile eseguire una gran varietà di prove sfruttando il controllo indipendente della tensione di cella, del carico assiale e delle pressioni di pore del provino.

In particolare tale apparecchiatura consente di raggiungere stati tensionali elevati senza dover rinunciare all'accuratezza delle misure, essendo capace di muoversi a bassi livelli di deformazione.

L' HPSP è infatti dotata oltre che di un LVDT per la misura degli spostamenti verticali posto alla base del pistone, anche di tre LVDT per le misure di spostamento locali. Tali sensori sono disposti sulle due basi del provino (per la misura degli spostamenti assiali) e nella zona centrale (per la misura degli spostamenti radiali) (fig.3.6).

Fig 3.6 LVDT per le misure di spostamento locali



Infatti un' analisi attendibile del comportamento a piccoli livelli di deformazione deve essere basata necessariamente su misure di spostamenti e di carichi che siano effettivamente rappresentative del comportamento del materiale indagato.

Questo perché, a questi livelli di deformazione, l' influenza della deformabilità dell' intero sistema di trasmissione di carichi, e soprattutto quella dei due estremi del campione è massima. Infatti, al contatto tra il provino e le piastre porose esistono dei limiti al livello di addensamento del terreno raggiungibile. Questo limite introduce delle disomogeneità nella densità relativa del campione, che risulta sempre minore ai due estremi del provino. A causa della minor rigidità di queste due zone, quindi, qualsiasi misura di deformazione non locale è affetta da un errore che viene generalmente indicato come *bedding error* (effetto parete). La rilevanza di questo errore è tanto maggiore quanto più addensato è il terreno, vale a dire quanto più esso è rigido.

Una misura esterna delle deformazioni comprende sia un' aliquota dovuta al *bedding error*, sia una dovuta alla deformabilità del sistema di carico. Mentre quest' ultima può essere affidabilmente valutata con prove di taratura e ridotta con appositi accorgimenti costruttivi, più complessa appare la stima della prima. Sebbene per essa alcune correzioni empiriche siano state proposte (ad esempio Hettler e Vardoulakis 1984, Goto 1987), è universalmente riconosciuto che la soluzione ideale consiste nel rimuovere il problema, ovverosia nel misurare gli spostamenti verticali direttamente sulla superficie laterale del campione. Le indicazioni in letteratura sui vari metodi adottabili per la misura locale sono ormai numerosissime (per esempio Brown et al., 1980; Costa Filho, 1985; Burland e Symes, 1982; Goto et al., 1991).

Anche la misura locale delle deformazioni, comunque, comporta alcuni problemi. Affinché le misure di deformazioni assiali e volumetriche siano congruenti, infatti, esse si devono riferire allo stesso volume di terreno, e quindi nel caso di misura locale degli spostamenti verticali alla porzione di provino interessata da questi. Ciò è possibile se si adottano contemporaneamente anche misure locali degli spostamenti radiali, in modo da ricavare le deformazioni volumetriche come somma di quelle assiali e radiali. Altrimenti, la raffinatezza della misura di spostamenti verticali è praticamente inutile ai fini dell' analisi, ad esempio, del comportamento dilatante del materiale.

Essendo l' HPSP un prototipo, è stato necessario far succedere ad una prima fase di taratura degli strumenti di misura, quali LVDT, trasduttori di pressione e cella di carico, una fase di messa a punto sia del software che gestisce il controllo e l' acquisizione dei dati, sia dell' hardware, che come verrà meglio spiegato in seguito, è stato oggetto di diverse modifiche rispetto al progetto originale.

3.3.2 *Taratura degli strumenti di misura*

LVDT

La cella HPSP presenta ben 5 LVDT. Il primo è posto in collegamento al pistone in avanzamento in modo da misurare le variazioni di altezza del provino in funzione dell' avanzamento del pistone.

Il secondo è invece collegato al buster utilizzato per la pressione di cella e serve a misurare le variazioni di volume del provino da una misura della variazione dell' acqua di cella, sebbene il sistema sia munito di una misura delle variazioni di volume interna al provino, ben più precisa ed affidabile.

Gli ultimi tre LVDT sono collegati direttamente sul provino e danno una misura locale delle variazioni di dimensione dello stesso.

La taratura degli LVDT è stata effettuata confrontando le misure in mm lette su un micrometro precedentemente tarato con le letture in bit registrate dalla cella (fig.3.7).

I risultati dell' operazione di taratura hanno mostrato per tutti gli LVDT, l' esistenza di una relazione tra le letture in bit e quelle in mm che può essere considerata con buona approssimazione lineare, essendo il grado di correlazione tra i punti sperimentali in tutti i casi prossimo all' unità. In figg. 3.8 e 3.9 si riportano i diagrammi relativi all'operazione di taratura svolta sugli LVDT per il controllo di spostamento e per la misura delle variazioni di volume dall' esterno.

La relazione è stata stabilita tra mm e bit in quanto le costanti di conversione da inserire all' interno del programma sono riportate in bit/mm.

Trasduttori di pressione

La cella possiede due trasduttori di pressione necessari per la misura sia della pressione di cella sia della pressione neutra.

La taratura di entrambi i trasduttori è stata effettuata attraverso l' utilizzo di un tara-manometro o tara-trasduttore (fig 3.10) a cui sono stati collegati uno alla volta i sensori. Attraverso tale strumento è possibile applicare delle pressioni note, leggendo i valori in bit registrati dal PC è stato quindi possibile risalire alla relazione bit-kPa. Anche in questo tale relazione risulta essere ben approssimata da una relazione lineare (fig 3.11,3.12).

Cella di carico

La taratura della cella di carico è stata effettuata collegando alla stesa un' altra cella già tarata (fig 3.13), e mettendo in relazione il carico letto sulla cella campione ed il segnale registrato dal PC in termini di bit.

Anche in questo caso i risultati dell'elaborazione mostrano una relazione bit-kN, ben approssimabile da una retta (fig.3.14).

Fig. 3.7 Taratura LVDT



Fig 3.8 Taratura LVDT per la misura di avanzamento del pistone

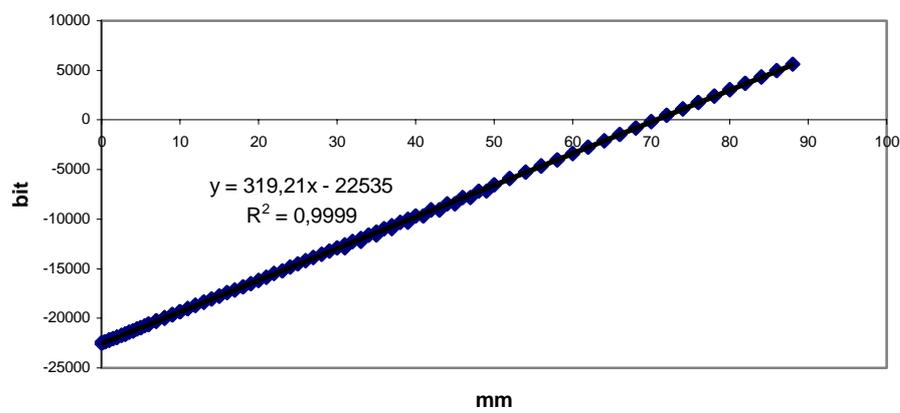


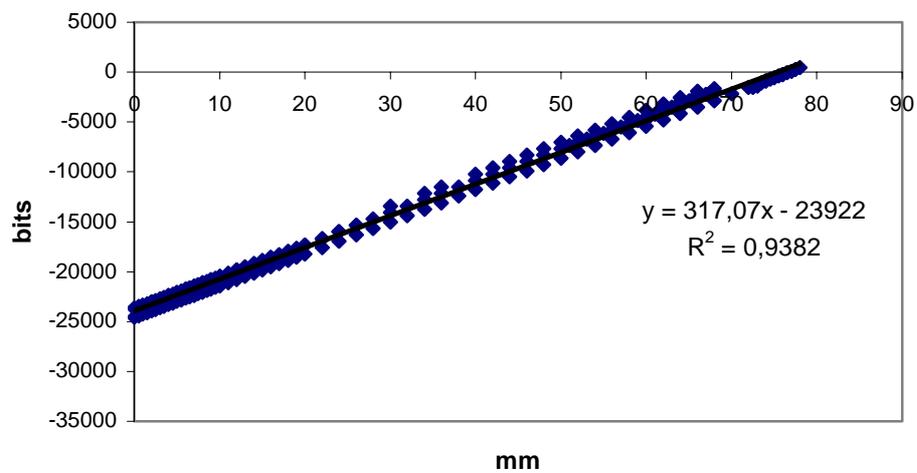
Fig 3.9 Taratura LVDT per la misura della variazione di volume dell' acqua di cella*Fig. 3.10 Tara-trasduttore*

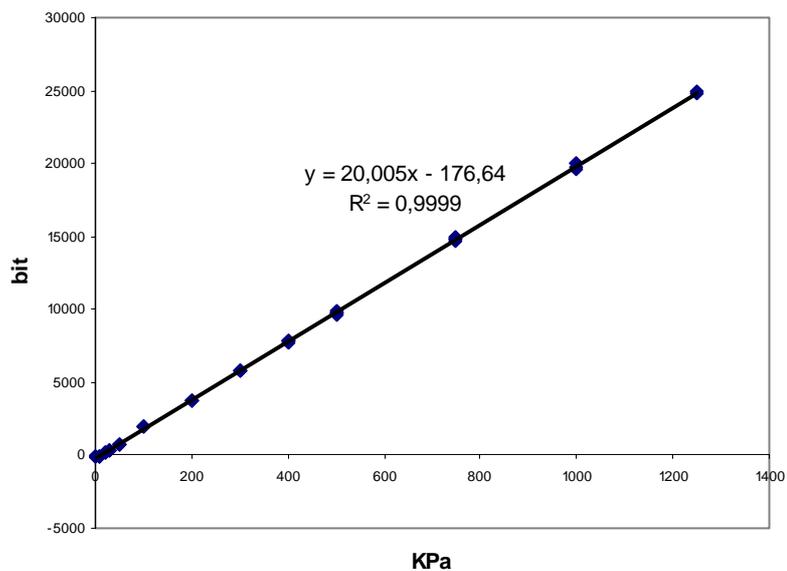
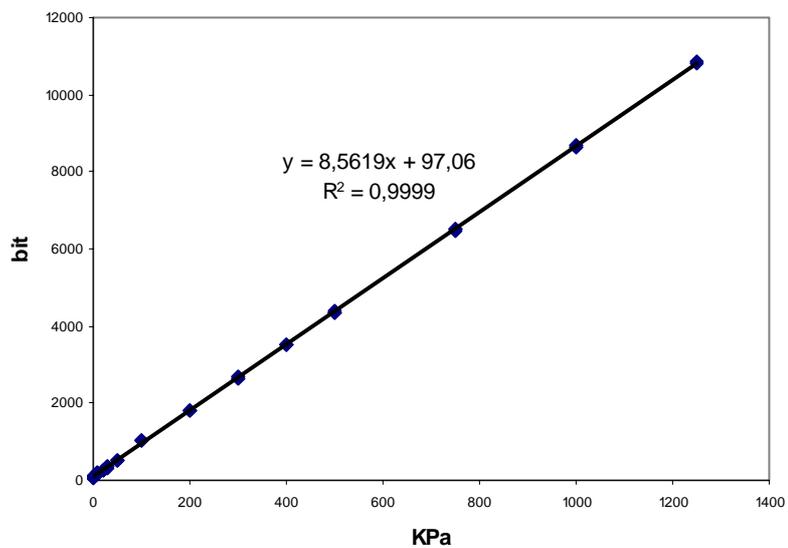
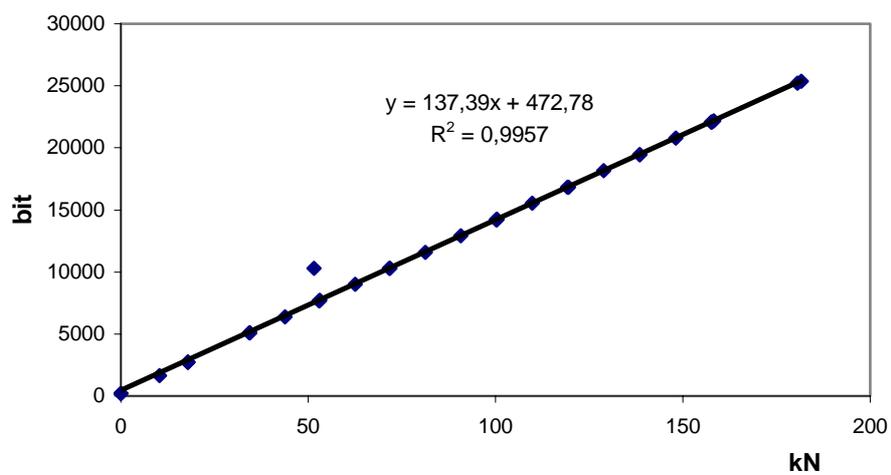
Fig. 3.11 Taratura del trasduttore di pore*Fig. 3.12 Taratura del trasduttore della pressione di cella*

Fig 3.13 Taratura cella di carico*Fig.3.14 Taratura cella di carico*

3.3.3 *Messa a punto del controllo*

La cella di carico HPSP è in grado di eseguire prove sia a carico sia a deformazione controllata.

Controllare un sistema vuol dire fornire ad esso una sollecitazione $s(t)$ attraverso un attuatore affinché esso dia la risposta desiderata $r(t)$. Questo può essere fatto molto semplicemente quando è nota a priori la relazione di trasferimento tra l'azione dell'attuatore e la risposta del sistema (espressa dalla grandezza di cui si vuole controllare la legge di variazione); in questo caso si può predeterminare la sollecitazione $s(t)$ (controllo aperto). La relazione di trasferimento è determinata da tutti gli elementi posti in serie tra il comando dell'attuatore e la risposta del sensore; nel nostro caso questi sono: il sistema di condizionamento elettrico, la risoluzione e la linearità degli strumenti, l'inerzia del sistema meccanico, e soprattutto le caratteristiche meccaniche del provino (oppure quelle dell'acqua). È evidente che, essendo la conoscenza delle caratteristiche meccaniche del provino lo scopo della sperimentazione, esse sono tutt'altro che note, per cui la relazione di trasferimento, quando anche l'influenza degli altri fattori fosse perfettamente conosciuta, non è nota. In questo caso (controllo del carico applicato dal pistone assiale o della sua velocità di avanzamento) è necessario operare utilizzando la risposta del sistema $r(t)$ come segnale di retroazione (controllo chiuso): la differenza tra la risposta desiderata $r_{\text{teor}}(t)$ e quella ottenuta $r(t)$ rappresenta l'errore $e(t) = r_{\text{teor}}(t) - r(t)$. Questo errore determina una correzione nel segnale inviato all'attuatore e, di conseguenza, alla sollecitazione $s(t)$ sul sistema.

Per la cella HPSP il controllo avviene in retroazione sia per le prove a carico controllato, sia per quelle a deformazione controllata. Nel caso in cui il controllo è operato sul carico, il segnale di retroazione è fornito dalla cella di carico; nel caso in cui, invece, il controllo è sullo spostamento, il segnale di retroazione è fornito dall'LVDT dello spostamento assiale. Il controllo in retroazione della velocità di spostamento è alquanto inusuale nelle apparecchiature triassiali convenzionali; esso, evidentemente, introduce delle oscillazioni, che possono essere ridotte ma mai annullate, nella velocità di spostamento, che non influenzano i risultati della sperimentazione solo perché il materiale sottoposto a prova è di elevata permeabilità.

Le prime prove effettuate sulla cella hanno appunto avuto lo scopo di testare la "bontà" del controllo, ossia di verificare l'entità di tali oscillazioni, sia a carico sia a deformazione controllata.

Le prove effettuate sono state semplici prove di compressione ad espansione laterale libera su provini di tufo. Tali prove sono state condotte sia a deformazione controllata, con diverse velocità di deformazione, sia a carico controllato con diverse velocità di carico.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva di tutte le prove svolte (tab 3.1). Per ciascuna prova si riporta la denominazione, la tipologia, la velocità di deformazione o di carico, l'intervallo di controllo.

Tabella 3.1 Riassunto prove

Nome prova	Tipo di prova	Velocità di deformazione	Velocità di carico	Intervallo di controllo
Tufo 3	Deformazione controllata	0,24mm/min	-	5 sec
Tufo 4	Deformazione controllata	0,15mm/min	-	5 sec
Tufo 4bis	Deformazione controllata	0,15mm/min	-	5 sec
Tufo 6	Deformazione controllata	0,018mm/min	-	5 sec
Tufo 7	Deformazione controllata	0,036mm/min	-	5 sec
Prova 1	Carico controllato	-	40kPa/ora	5 sec
Prova 2	Carico controllato	-	100kPa/ora	5 sec
Prova 3_2	Carico controllato	-	500 kPa/ora	5 sec
Prova 3_3	Carico controllato	-	500 kPa/ora	5 sec
Prova 4	Carico controllato	-	500 kPa/ora	2 sec

Per quanto riguarda le prove effettuate a deformazione controllata quello che si è notato è che il sistema risulta sufficientemente stabile a rottura per velocità di deformazione superiori a 0,03 mm/min, mentre risulta instabile

anche lontano dalla rottura per velocità di deformazione più basse (figg 3.15,3.16).

Come già detto le stesse prove sono state effettuate anche a carico controllato. A differenza di quanto avviene per le prove a deformazione controllata in questo caso il sistema risulta fortemente instabile indipendentemente dalla velocità di carico e dall' intervallo di controllo (figg. 3.17,3.18).

Al fine di migliorare la qualità del controllo è stata effettuata una modifica dell' hardware della cella che ha consistito nel sostituire la scheda di acquisizione da una a dodici bit a una a sedici bit.

Tale sostituzione inizialmente non ha portato però grossi miglioramenti in quanto continuavano a verificarsi elevate oscillazioni sia nella fase a carico controllato sia in quella a deformazione controllata.

Un primo passo che si è fatto per risolvere il problema è stato sostituire il serbatoio della pompa oleodinamica. Si è infatti pensato che le piccole dimensioni del serbatoio portassero ad un surriscaldamento eccessivo dell' olio che perdendo di viscosità non riusciva ad essere ben controllato dalla servovalvola. Si è quindi scelto di utilizzare un serbatoio più grande per ridurre il surriscaldamento (fig 3.19).

In realtà anche questo non ha risolto i problemi che sono stati imputati, quindi, essenzialmente al controllo.

Questo nell' HPSP è implementato sia via hardware sia via software, per cui si è reso necessario operare una serie di prove atte a determinare i corretti valori da assegnare ai parametri di entrambi i tipi di controllo. In particolare al controllo di tipo proporzionale- integrativo è stata aggiunta una componente derivativa, realizzando, quindi, un controllo di tipo PID. Tale tipo di controllo consiste nell' imporre una correzione Δs al segnale $s(t)$ inviato all' attuatore in funzione dell' errore $e(t)$ secondo la seguente:

$$\Delta s = \pm k_p e(t) - \int k_i e(t) dt - k_d \frac{de}{dt}$$

la prima componente del controllo è quindi di tipo proporzionale. L' impiego di questa componente da sola non sarebbe però sufficiente in questo caso, in quanto, essendo il circuito pieno di olio ad alta pressione, la sollecitazione sul sistema è immediata e quindi si rischierebbero continue oscillazioni intorno al valore desiderato. La velocità del controllo è stata aumentata affiancando quindi altre due azioni a quella di tipo proporzionale: la prima agisce in relazione allo scarto letto dal trasduttore di controllo in un intervallo di tempo definito e si dice di tipo "integrativo" ed agisce sulla

velocità di regolazione. La seconda azione aggiuntiva (“derivativa”), proporzionale alla velocità di variazione della variabile controllata, tende a ridurre le oscillazioni di assestamento.

Attraverso un oculata scelta dei parametri di controllo K_p , K_i e K_d si può giungere ad un soddisfacente controllo sia del percorso di sollecitazione sia di quello di spostamento (Flora, 1995).

Ciò non è, però, stato sufficiente nel nostro caso in quanto continuavano a verificarsi significative oscillazioni del controllo in particolare nella fase a deformazione controllata. Come detto precedentemente questa fase è regolata da una retroazione effettuata sulla lettura dell' LVDT collegato alla base del pistone.

Inizialmente tale sensore era semplicemente appoggiato al di sotto del pistone essendo dotato di una serie di molle che ne consentivano il movimento verso l' alto. In realtà tale sistema di collegamento si è rivelato inadeguato e si è quindi pensato di avvitare l' LVDT sulla base del provino. In questo modo il controllo non viene disturbato dall' attrito delle molle né dalla pressione di cella (che probabilmente disturbava la posizione dell' LVDT), e risulta quindi efficace, dando luogo ad oscillazioni del controllo per nulla significative.

Risolti i problemi riguardanti il controllo del carico assiale si è passati ad analizzare il controllo relativo alle pressioni di cella e di pore.

Per quanto riguarda tali pressioni esse sono generate tramite dei trasduttori elettropneumatici (WASTON) in grado di generare pressioni fino a circa 10 atmosfere. Tale limite non costituisce un problema per la pressione di pore, ma per la pressione di cella, in quanto è necessario generare pressioni fino a 20-25 atmosfere. A tale scopo era stato inizialmente collegato al trasduttore un buster, ossia un moltiplicatore di pressione costituito da due pistoni di aree diverse collegati in serie. Ovviamente il rapporto tra le aree è il coefficiente moltiplicativo delle pressioni (fig 3.20.).

L' utilizzo di tale apparecchiatura si è rivelato però infelice, in quanto a causa dell' elevato attrito di primo distacco del pistone il sistema mal rispondeva ai comandi generati.

Tale sistema è stato quindi sostituito con un altro moltiplicatore consistente essenzialmente in un' interfaccia aria-acqua. Questa è composta da due membrane bellofram di diversa sezione che separano la zona in cui viene immessa aria in pressione dalla zona da cui fuoriesce l' acqua ad una pressione maggiore. Anche qui il coefficiente per cui viene moltiplicata la pressione è pari proprio al rapporto tra le sezioni dei bellofram (fig 3.21).

Tale operazione si è rivelata convincente.

Il trasduttore di pore è collegato invece ad un gruppo di burette attraverso le quali si fa avvenire sia la saturazione del campione sia il drenaggio per una misura delle variazioni di volume del campione.

Tali burette sono infatti collegate tra loro e collegate ad un trasduttore differenziale. In testa alle burette viene impartita la back-pressure desiderata. Una buretta è collegata esclusivamente al trasduttore, l' altra è collegata anche al provino ed è quella in cui viene fatto avvenire il drenaggio.

Di conseguenza a prova in corso il livello nella prima buretta si mantiene costante, mentre nella seconda varia. Nota la sezione delle burette, dalla misura del dislivello tra esse, effettuata dal trsduttore differenziale, è possibile risalire al volume d' acqua espulso o assorbito e quindi alle variazioni di volume del provino.

Per entrambi i sistemi di generazione delle pressioni sono state effettuate prove per verificare la qualità del controllo.

Come si vede dalla fig 3.23 in entrambi i casi i risultati sono stati soddisfacenti.

Fig 3.15 Grafico spostamento tempo per la prova a $v = 0,036$ mm/min

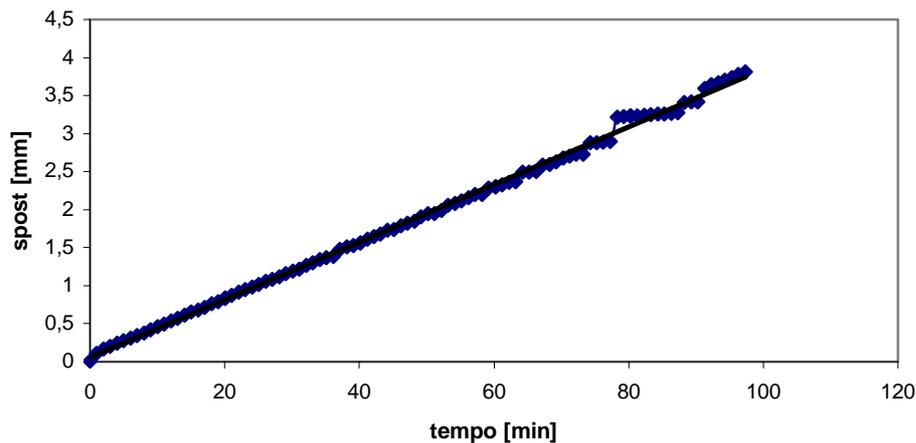


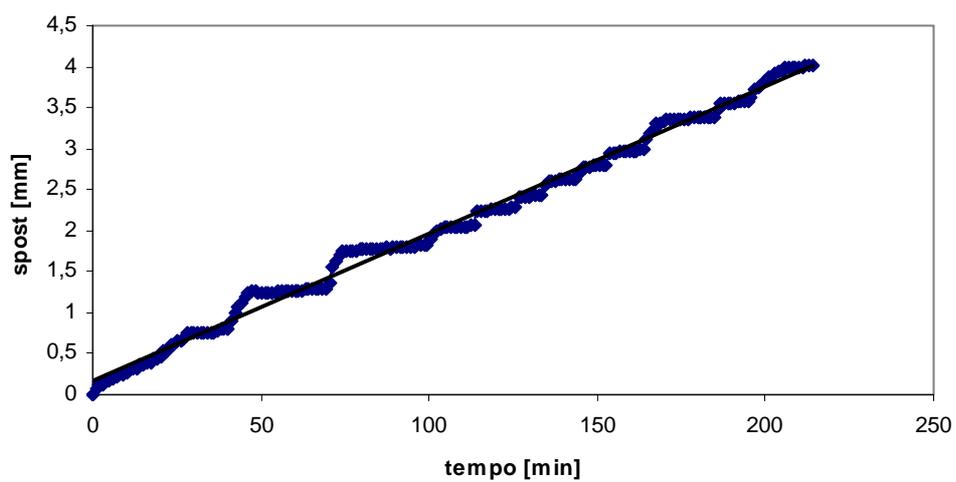
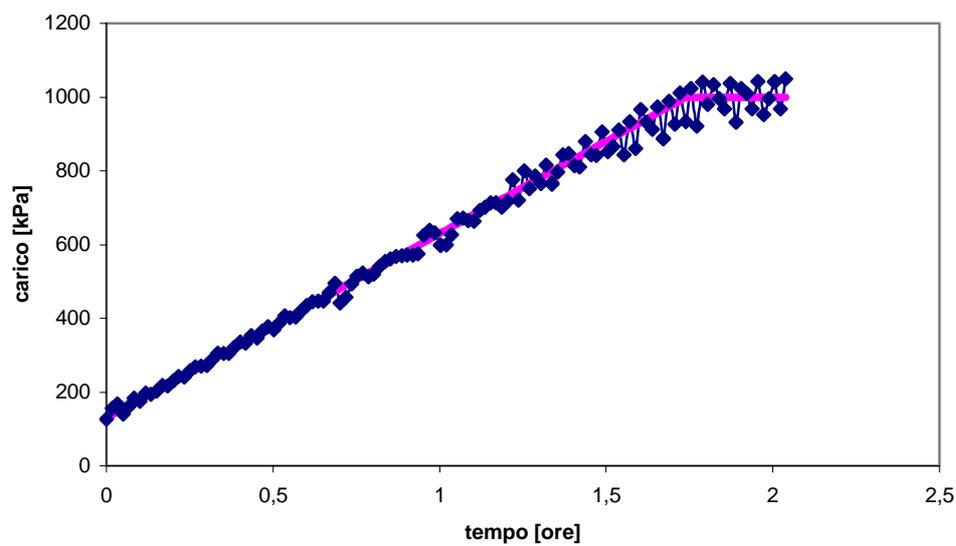
Fig 3.16 Grafico spostamento tempo per la prova a $v = 0,018$ mm/min*Fig. 3.17 Grafico carico tempo per la prova a $v = 500$ kPa/ora*

Fig. 3.18 Grafico carico tempo per la prova a $v = 40$ kPa/ora

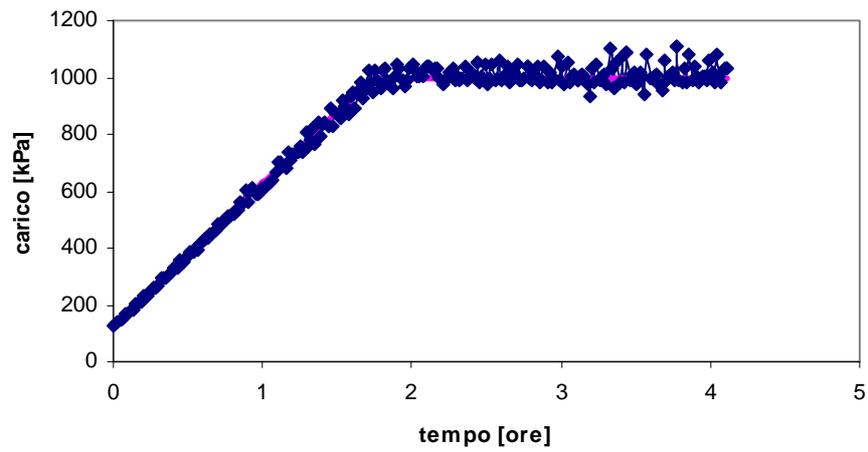


Fig.3.19 Pompa oleodinamica per la generazione del carico assiale



Fig 3.20 Buster per l' amplificazione della pressione di cella



Fig 3.21 Interfaccia aria-acqua per l' amplificazione della pressione di cella



Fig 3.22 Sistema di misura delle variazioni di volume dell' HPSP

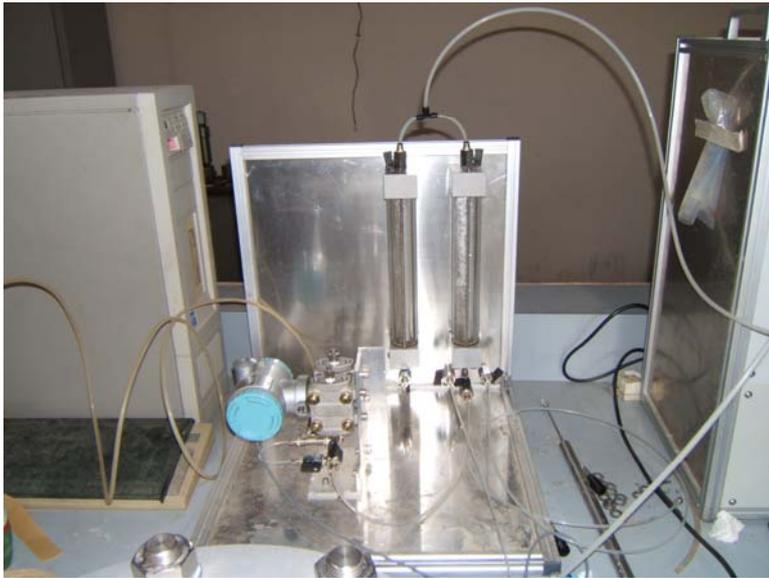
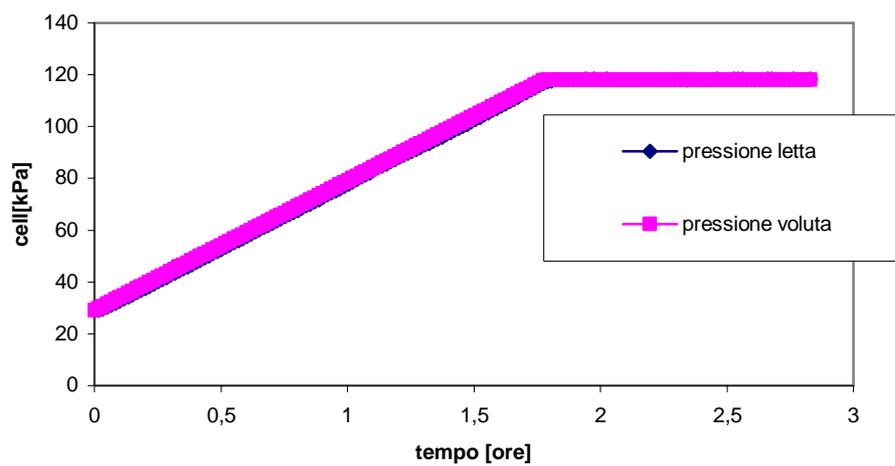
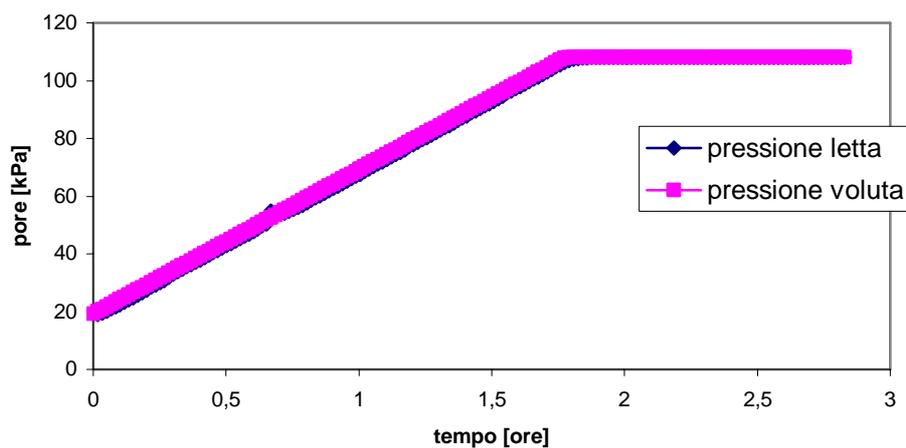


Fig 3.23 Andamento nel tempo delle pressioni di cella e di pore rispetto ad una rampa assegnata





3.4 BIBLIOGRAFIA

Bishop A.W. , Henkel D.J. (1962).

Brauns J., Kast K. (1991). *Laboratory testing and quality control of Rockfill-German practice. Advances in Rockfill Structures , NATO ASI series E, Vol 200 , pp.195-219.*

Flora A., (1995). *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa.* Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma “La Sapienza” e Napoli “Federico II”;

Fukuoka A M. (1957). *Testing of gravel/y so/ls with large scale apparatus. Proc. IV ICSMFE, Vol. 1, pp. 153-157.*

Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. (1972). *Evaluation of properties of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol . 98, No. SMI, pp. 95-114.*

Capitolo 4

Procedure di prova e preparazione del campione

4.1 PREMESSA

I provini di rockfill da sottoporre a prova sono stati preparati in laboratorio, essendo di fatto al giorno d'oggi impossibile ottenere campioni indisturbati di terreni granulari. Al fine di avere una migliore conoscenza del rapporto esistente tra materiale preparato in laboratorio e quello preparato in sito, è bene mettere in evidenza alcune caratteristiche dei mezzi granulari significative ai fini del costipamento.

La quasi totalità dei sistemi di compattazione per questi terreni prevede l'impiego di una sollecitazione vibrante che, vincendo la resistenza allo scorrimento al contatto tra i singoli grani, ne consenta un addensamento. Nel caso di terreni argillosi, indipendentemente dal grado di saturazione, questo sarebbe contrastato dall'attività superficiale delle particelle e dall'insorgere di sovrappressioni neutre. Questa semplice peculiarità dei mezzi granulari pone immediatamente dei problemi in alcune delle definizioni tipiche della geotecnica: con riferimento alla figura 4.1, si consideri un terreno inizialmente normalmente consolidato in condizioni isotrope (punto A). Se soggetto a vibrazione senza l'applicazioni di sovraccarichi, il materiale si addensa praticamente a $p' = \text{costante}$ (punto B). Di fatto, anche in quest'ultima condizione il terreno è normalmente consolidato ($OCR=1$), in quanto soggetto al massimo stato tensionale esperito. In conseguenza di ciò è ragionevole pensare che per questi materiali non abbia senso parlare di un'unica curva di

normal consolidazione, né immaginare che questa possa essere caratterizzata, se non localmente, da parametri univocamente determinati, quali ad esempio quelli del Cam Clay (N, λ). Questa evidenza sperimentale è stata anche formalizzata in alcuni modelli: Jefferies (1993), ad esempio, suggerisce di caratterizzare il comportamento del terreno in funzione della sua distanza $\psi = e - e_c$ dalla linea di stato critico nel piano $e - \ln p'$ (fig 4.2), postulando l'esistenza di infinite curve di normal consolidazione (fig 4.3).

Assumendo, per chiarezza, come modello di riferimento quello di Jefferies, l'addensamento del terreno può quindi essere ottenuto sia senza variare il suo grado di preconsolidazione, sia variandolo attraverso l'applicazione di un sovraccarico (fig 4.4).

Nella maggior parte dei casi, il costipamento in sito si ottiene attraverso il passaggio di rulli vibranti, che si differenziano tra loro per il peso, la frequenza di vibrazione e l'area di impronta, ma che comunque addensano il terreno sia per vibrazione, che per applicazione di carico meccanico. La precisazione è importante perché il comportamento del materiale in questa fase è essenzialmente plastico, quindi dipendente dal percorso di carico, e va tenuta in considerazione nel confronto tra dati ottenuti in laboratorio e in sito. A conferma del fatto che i diversi metodi di costipamento possono giocare un ruolo importante, in fig 4.5 sono illustrati i risultati di due prove triassiali effettuate su rockfill con identico peso secco dell'unità di volume γ_d , ma costipati uno per vibrazione a strati su tavole a scosse, l'altro con l'impiego di una massa battente (Brauns e Kast, 1991). Anche se il valore ultimo del deviatore q presenta differenze modeste, il provino costipato con massa battente ($OCR > 1$) è molto più rigido di quello costipato per semplice vibrazione ($OCR = 1$), e presenta comportamento dilatante, mentre il secondo mostra un comportamento contraente. La differenza è quindi funzione dello stato di coazione tra le particelle (fabric), che risulta molto più intenso per materiali sovraconsolidati.

Anche se il parametro di riferimento più utilizzato per la caratterizzazione dello stato fisico dei terreni granulari è la densità relativa D_r , quindi, essa è insufficiente per la previsione del suo comportamento meccanico; quest'ultimo è infatti funzione anche della storia tensionale (per esempio attraverso l'OCR), e delle condizioni al contorno: una sabbia molto densa e una sciolta, infatti, possono comportarsi esattamente nello stesso modo per determinati valori della tensione di confinamento.

Fig. 4.1 Effetti dell'addensamento per vibrazione senza applicazione di sovraccarico su di un mezzo granulare

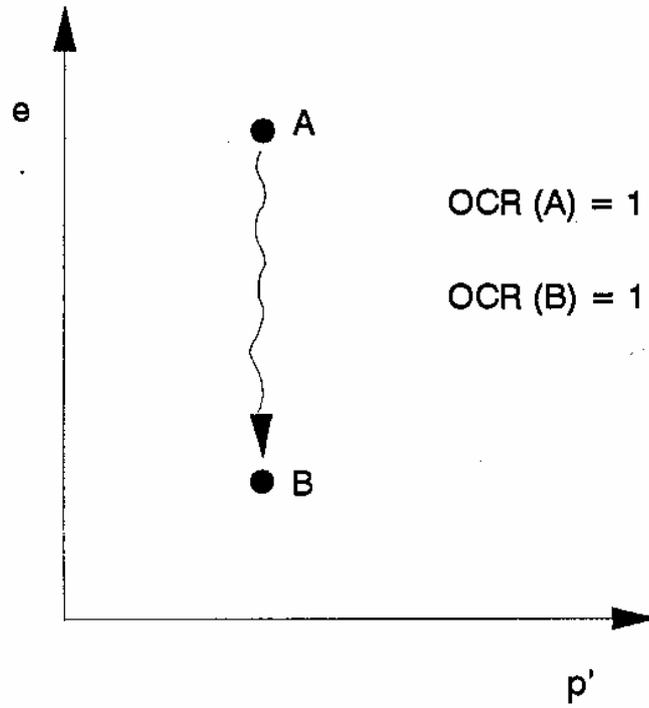


Fig. 4.2 Definizione dei parametri ψ ed R (da Jefferies, 1994)

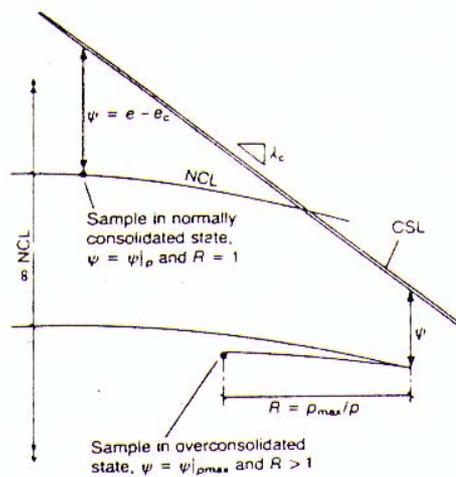


Fig. 4.3 Possibile interpretazione del comportamento meccanico di un mezzo granulare (Jefferies, 1994).

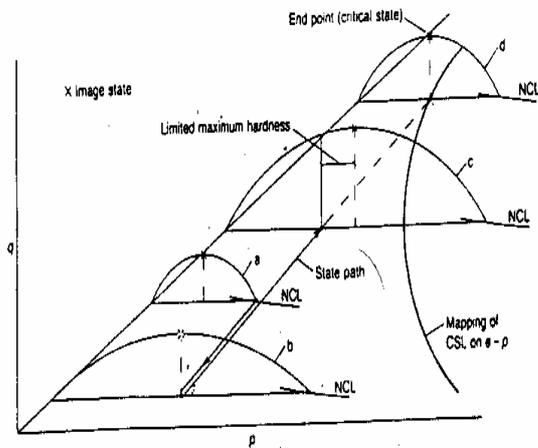


Fig.4.4. Influenza della tecnica di addensamento sul grado di preconsolidazione

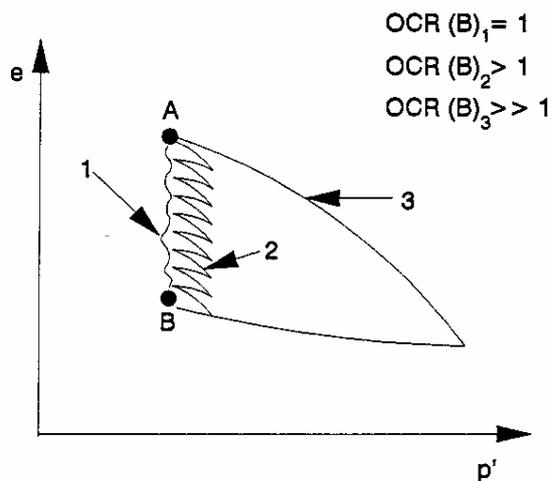
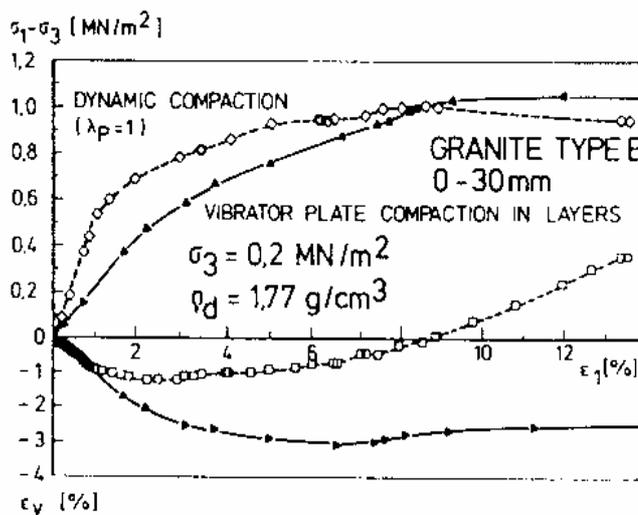


Fig. 4.5 Influenza della tecnica di addensamento sul comportamento tensio-deformativo (Brauns e Kast, 1991).



4.2 MATERIALI OGGETTO DELLA SPERIMENTAZIONE

Per la presente tesi di dottorato sono stati utilizzati due diversi tipi di terreno a grana grossa entrambi utilizzati per la realizzazione di due grandi dighe in terra:

- materiale della diga a sbarramento del fiume Melito in località Gimigliano (CZ);
- materiale della diga di Casanova sul fiume Chiascio nel comune di Valfabbrica (PG).

Per quanto concerne il primo dei due diversi materiali, la distribuzione granulometrica originale, ricavata dal campione di alcune centinaia di kg (fig 4.6), recapitato al laboratorio del DIG, è riportata in Fig. 4.7. Si tratta di una ghiaia sabbiosa ben assortita, con coefficiente di uniformità $U_c=d_{60}/d_{10}=60$ e $d_{max}=20\text{cm}$.

Il materiale della diga del Chiascio recapitato al laboratorio del DIG è stato prelevato da tre siti distinti (siti F, G ed H). Il materiale proveniente dal sito G si è dimostrato immediatamente non adatto allo scopo, in quanto composto di notevole frazione a grana fine, ed è stato quindi scartato in accordo con il Committente. Le distribuzioni granulometriche dei materiali Fed H (Fig. 4.10) sono state determinate mediante staccatura di tutto il materiale recapitato (alcune centinaia di kg). Si tratta di due materiali con lo stesso diametro nominale massimo ($d_{max}=200\text{ mm}$), entrambi convenzionalmente definibili come ghiaia sabbiosa (perché aventi frazione con $d<2\text{ mm}$ compresa tra il 10% ed il 25%). Il coefficiente di uniformità ($U_c=d_{60}/d_{10}$) delle due curve è simile. In particolare, il materiale con la distribuzione granulometrica H (Fig. 4.10) ha un coefficiente di uniformità $U_c\approx 50$; quello con distribuzione granulometrica F ha un coefficiente di uniformità $U_c\approx 60$. Si tratta quindi di materiali ben assortiti, certamente adatti allo scopo prefisso dal punto di vista granulometrico. I grani sono a spigoli arrotondati, con le tipiche caratteristiche morfologiche dei materiali a grana grossa trasportati da fiume.

E' noto dalla letteratura (ad esempio, Bishop ed Henkel, 1962) che affinché le prove meccaniche di laboratorio sui terreni siano significative, i granelli di terreno devono essere sufficientemente più piccoli delle dimensioni delle apparecchiature utilizzate. Convenzionalmente, tale limite viene stabilito con riferimento al massimo diametro delle particelle (d_{max}) e al diametro dell'apparecchiatura (D), attraverso la definizione di un valore minimo del rapporto $R=D/d_{max}$. In particolare, per i terreni a grana grossa o molto grossa quali quelli in oggetto, le prove possono considerarsi significative se

$R \geq R_{\min} = 4 \div 6$ (Penman, 1971; Marsal, 1973; Flora, 1995). La scelta del rapporto ottimale, comunque, dipende anche dall'assortimento granulometrico del materiale: in campioni con granulometria molto uniforme, infatti, alti valori del rapporto d/D limiterebbero di molto la possibilità di avere un forte addensamento.

Come visto in precedenza (cap.3), per le prove si è scelto di utilizzare una cella triassiale (HPSP) a percorso di carico e deformazione controllato tipo Bishop e Weasly, con diametro del campione D pari a 200 mm ed altezza H pari a 400 mm, (fig 4.8). Di conseguenza, ponendo il rapporto $d/D = 1/6$, la dimensione massima accettabile delle particelle (d_{\max}) è risultata pari a 30 mm.

Siccome i rockfill sottoposti a prova nel presente lavoro, nella distribuzione granulometrica originale presentavano grani di dimensioni maggiori del d_{\max} consentito, è stato necessario alterare la curva granulometrica di partenza, tagliandola e traslandola in corrispondenza di d_{\max} .

Da una prima analisi fatta su una curva granulometrica ottenuta per semplice traslazione ($d_{\max}=30$) della curva originaria, che avrebbe comportato una percentuale di fine troppo elevata, si è pensato di realizzare il taglio a 30 della traslazione a 50 (fig.4.9), questo in virtù sia del rispetto del coefficiente di uniformità U_c della curva originaria, sia nel rispetto del limite sudetto: $d/D = 1/6$, (con il taglio a 30 mm della traslazione a 50, eliminiamo la frazione con $d > 30$ mm), sia mantenendo le percentuali di fine del materiale originale.

Sulla curva così modificata sono state effettuate prove di costipamento al fine di stabilire un criterio di costipamento del materiale che ne garantisca l'equivalenza meccanica con il materiale in sito.

Fig.4.6- Materiale recapitato al laboratorio del DIG

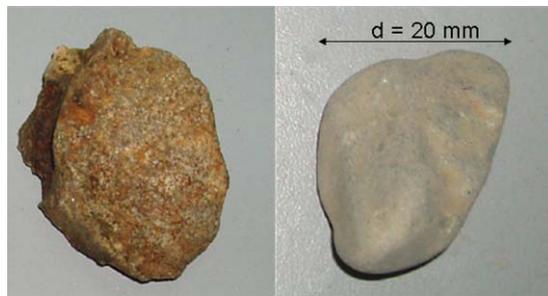


Fig.4.7 - Curva granulometrica originale del materiale del Melito

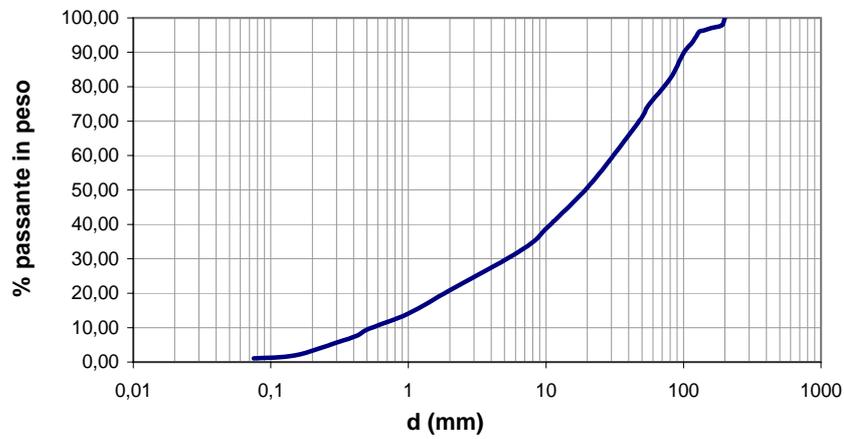


Fig.4.8 Preparazione del provino nella cella HPSP



Fig.4.9 Scelta della curva granulometrica per il materiale del Melito

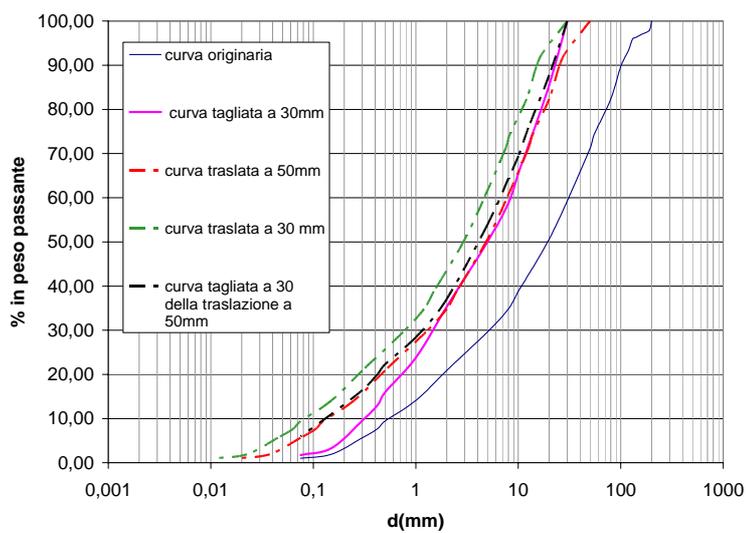
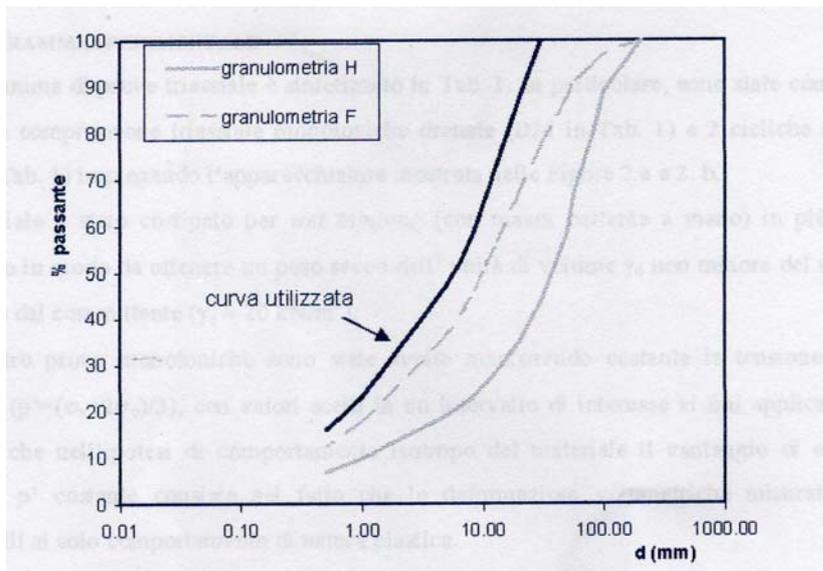


Fig.4.9 Scelta della curva granulometrica per il materiale del Chiascio



4.3 COSTIPAMENTO

L'esistenza di una relazione tra il peso secco dell'unità di volume γ_d ed il contenuto d'acqua w , per i materiali a grana grossa, è stata sperimentalmente accertata da molti autori (per esempio Fukuoka, 1957; Pellegrino, 1965; Pisarczyk, 1980). In particolare, la relazione $\gamma_d=f(w)$ per questi materiali presenta due aspetti caratteristici: le condizioni di ottimo ($\gamma_d=\gamma_{dmax}$) si raggiungono in prossimità della curva di saturazione; la curva di compattazione è molto ripida alla sinistra dell'ottimo, e praticamente coincidente con quella di saturazione alla sua destra. Questo comportamento, però è legato alla presenza di una frazione, sia pur modesta, di frazione fine. Nel caso in cui questa sia praticamente assente, la dipendenza di γ_d dal contenuto d'acqua tende a scomparire.

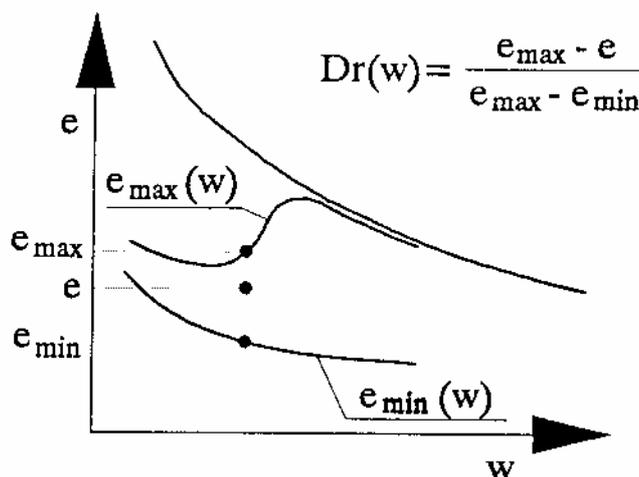
In conseguenza della dipendenza generalmente verificata dello stato di addensamento dal contenuto d'acqua, si capisce immediatamente che per caratterizzarlo non è possibile riferirsi ad una densità relativa D_r che ipotizzi per una data curva granulometrica l'esistenza di una densità massima e minima indipendenti dal contenuto d'acqua. A parità di energia di costipamento infatti, γ_{dmax} (e quindi e_{min}) è funzione di w così come

γ_{dmin} (equivalente ad e_{max}) è una funzione decrescente di w . Nell'usare la densità relativa D_r , si dovrebbe più correttamente scrivere:

$$D_r(w) = \frac{e_{max}(w) - e(w)}{e_{max}(w) - e_{min}(w)} \quad (4.1)$$

Dove il pedice w indica che ci si riferisce ad un particolare valore del contenuto d'acqua. Questa dipendenza, evidentemente, rappresenta un limite all'impiego della funzione D_r . Affinché essa abbia un chiaro senso fisico, bisognerebbe ricavare, per ogni materiale, le relazioni $e_{min}=e_{min}(w)$ ed $e_{max}=e_{max}(w)$, utilizzando nella (4.1) i valori relativi al w al quale si riferisce l'indice dei vuoti corrente e (fig 4.11).

Fig 4.11 Definizione di $D_r(w)$.



Il costipamento in laboratorio può essere effettuato o con massa battente o per vibrazione.

Nel primo caso , per i mezzi granulari si fa riferimento alle prove AASHO standard oppure AASHO modificate. Nel secondo , non esistono procedure standard di riferimento.

4.4 PROVE DI COSTIPAMENTO IN LABORATORIO

Sono state svolte diverse prove di costipamento del materiale sulla curva modificata (fig. 4.9) con la tecnica del *wet tamping*, al fine di ricavare la relazione tra il peso secco dell'unità di volume γ_d (P_s/V), il contenuto d'acqua iniziale e l'energia di costipamento applicata. Le prove di costipamento sono state effettuate utilizzando un contenitore metallico di altezza pari a 50cm e diametro 40 cm (fig.4.12), all' interno del quale il materiale è stato versato in 6 strati di uguale spessore e costipato con massa battente del peso di 10,5 Kg, lasciata cadere da un' altezza di circa 15 cm.

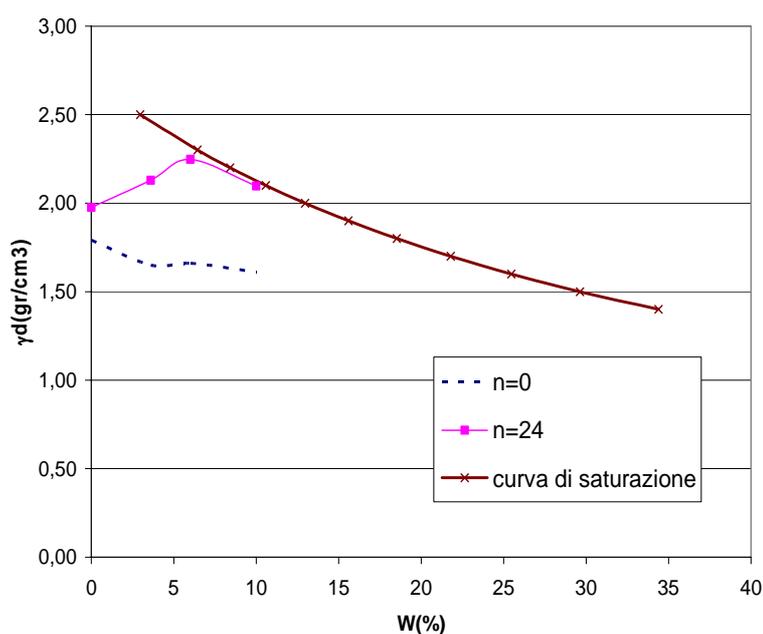
Nel corso delle prove è stato fatto variare il numero di colpi a strato ed il contenuto d' acqua iniziale. In figura 4.13 sono riportati i risultati relativi alle prove condotte senza costipare il terreno ($N_{colpi}=0$) e con il massimo numero di colpi applicato ($N_{colpi}=24$) insieme alla curva di saturazione del materiale.

Il peso secco dell'unità di volume γ_d che si ottiene, al variare dell'energia di costipamento varia tra 16 e 22 kN/m³.

Figura 4.12 Contenitore impiegato per le prove di costipamento.



Figura 4.13 Risultati delle prove di costipamento.



4.5 SCELTA DELLA CURVA GRANULOMETRICA

Indipendentemente dal valore del rapporto d_{max}/D , il taglio della curva granulometrica potrebbe influenzare le caratteristiche meccaniche del materiale.

Mentre Marachi et al. (1972) rilevano una chiara diminuzione dell'angolo di attrito interno ϕ' all'aumentare di d_{max} (fig .4.14) , Charles e Watts (1980) osservarono a questo proposito che , a causa dell'influenza di numerosi altri fattori, una risposta univoca non è possibile . Per quanto riguarda la rigidezza , Tatsuoka e Shibuya (1992) osservano che il valore di soglia della deformazione ϵ_e , al di sotto del quale il comportamento del terreno può essere considerato elastico lineare , è dell'ordine di 10^{-5} sia per sabbie che per ghiaie, quindi indipendentemente dal valore d_{max} . Il valore del modulo di rigidezza , invece , cresce all'aumentare del d_{max} . Al di là di queste informazioni in qualche modo incerte, non si deve trascurare il fatto che rimuovere dal materiale originale la frazione con $d > d_{max}$ potrebbe significare eliminare grani di natura litologica diversa da quella della parte rimanente ,

oppure più fratturati (cosa , questa , molto probabile) e quindi più soggetti a frantumazione.

Queste valutazioni fanno riferimento esclusivamente alla dimensione massima dei grani. In realtà, affinché la sperimentazione in laboratorio sia significativa, il problema andrebbe posto in questi termini:

- 1) Quale deve essere il γ_d del materiale tagliato affinché il suo comportamento meccanico sia rappresentativo del materiale originale?
- 2) Quale è il limite oltre il quale la variazione di curva granulometrica è così forte da dare luogo a due materiali che non hanno niente in comune?

È noto che ,una volta fissato il contenuto d'acqua , se si vuole mantenere inalterata la densità relativa D_r (in altre parole a parità di energia fornita al terreno durante il costipamento), γ_d assume il tipico andamento esposto in fig 4.15 al variare della percentuale di particelle sovradimensionate (quelle cioè eliminate dal taglio della curva granulometrica). Se si risolvesse il primo quesito mantenendo costante D_r , e quindi variando γ_d secondo una relazione del tipo di quella in fig 4.15 , in laboratorio si dovrebbe usare il valore relativo all'ascissa uguale a zero , cioè con percentuale di particelle sovradimensionate nulla. Così facendo si preparerebbe un campione che però presenta caratteristiche meccaniche diverse.

In fig 4.16 , per esempio è riportata la variazione $\Delta\phi'$ di angolo di attrito rispetto a quello del materiale tagliato (che chiameremo matrice e che è privo di particelle sovradimensionate), riscontrata in prove triassiali convenzionali effettuate su provini aventi la stessa densità relativa D_r , in funzione della percentuale di particelle sovradimensionate (Lee 1992). Dalla figura si nota che una variazione di $\pm 4^\circ$ rispetto al valore dell'angolo di attrito della sola matrice , con il minimo per una percentuale di particelle sovradimensionate del 15% , ed il massimo per un a percentuale del 30%.

Se si divide schematicamente il terreno in due parti, matrice e particelle sovradimensionate, si può rispondere in modo corretto ad entrambi i quesiti posti , analizzando i casi possibili (fig 4.16).

a) Stato *fluttuante*: la percentuale di particelle sovradimensionate è ridotta, ed esse non sono a diretto contatto. Le caratteristiche meccaniche globali dipendono in realtà solo dalla matrice , all'interno della quale si

innescano e sviluppano completamente i meccanismi di rottura. Il peso secco dell'unità di volume della matrice γ_{dm} è minore di quello globale γ_d . Questa diminuzione è dovuta al fatto che, a diretto contatto con le particelle sovradimensionate, le particelle non possono addensarsi oltre un certo valore, introducendo il cosiddetto effetto parete locale;

b) Stato *transitorio*: le caratteristiche meccaniche globali iniziano ad essere influenzate anche dalle particelle sovradimensionate, nonostante queste non siano ancora a diretto contatto, ed il rapporto tra matrice e particelle sovradimensionate è tale che γ_d è massimo.

c) Stato *non fluttuante*: la gran parte del terreno è composta da particelle sovradimensionate, le quali sono adesso in mutuo contatto, e solo da esse dipendono le caratteristiche meccaniche del materiale. In questo stato γ_d diminuisce all'aumentare della percentuale di particelle sovradimensionate.

In virtù di questa distinzione è subito possibile rispondere al secondo dei quesiti posti in precedenza: i due materiali (originale e tagliato) non hanno nulla in comune nel caso di stato non fluttuante. In questo caso, infatti, la matrice non sarebbe rappresentativa in nessun modo del reale comportamento del materiale in sito. Orientativamente questo succede quando la percentuale in peso del materiale tagliato (particelle sovradimensionate) è superiore al 40%, e deve essere assolutamente evitato nel taglio della curva.

La distinzione operata tra i diversi, possibili arrangiamenti tra matrice e particelle sovradimensionate permette anche di spiegare le variazioni di angolo di attrito mostrate in fig 4.17, la diminuzione di angolo di attrito per una percentuale di particelle sovradimensionate del 15% (che è una condizione di stato fluttuante) è dovuta al fatto che, mantenendo costante la D_r dell'intero provino, nel caso in cui siano presenti particelle sovradimensionate il γ_{dm} della matrice è minore di quello relativo al caso senza particelle sovradimensionate. Essendo il comportamento meccanico del materiale governato in queste condizioni dalle caratteristiche della matrice, mantenere costante la densità relativa equivarrebbe quindi a sovrastimare γ_{dm} e, di conseguenza, l'angolo di attrito. In corrispondenza del 30% di particelle sovradimensionate, invece, il materiale è in condizioni transitorie.

La spiegazione che Lee fornisce in questo caso per l'aumento di resistenza è che, nonostante la diminuzione di γ_{dm} per l'effetto parete locale, le particelle sovradimensionate costituiscono un vincolo cinematico allo

sviluppo di meccanismi di rottura (che possono essere superfici di discontinuità o più in generale modifiche dell'assetto strutturale), i quali comunque riguardano in questo caso ancora la sola matrice; in assenza di particelle sovradimensionate questi vincoli scompaiono e l'aumento di γ_{dm} non ne compensa l'effetto.

Effettuando prove sulla sola matrice con la stessa densità relativa, quindi, si avrebbe una sottostima dell'angolo di attrito.

Nel presente lavoro il taglio della curva originale (fig 4.9) è tale da rientrare nel caso di materiale fluttuante.

Il taglio della curva non'è tale da impedire una equivalenza meccanica tra matrice e materiale originale. Affinché questa sia raggiunta, nell'ipotesi ragionevole che, a parità di energia fornita al sistema durante la compattazione (ed in teoria anche a parità di tecnica impiegata) essa dipenda esclusivamente dal peso secco nell'unità di volume, il materiale in laboratorio deve essere preparato con il γ_{dm} della matrice del materiale originale.

Fig 4.15 . Variazione di ϕ' con la dimensione massima delle particelle da (Marachi et al, 1972 .)

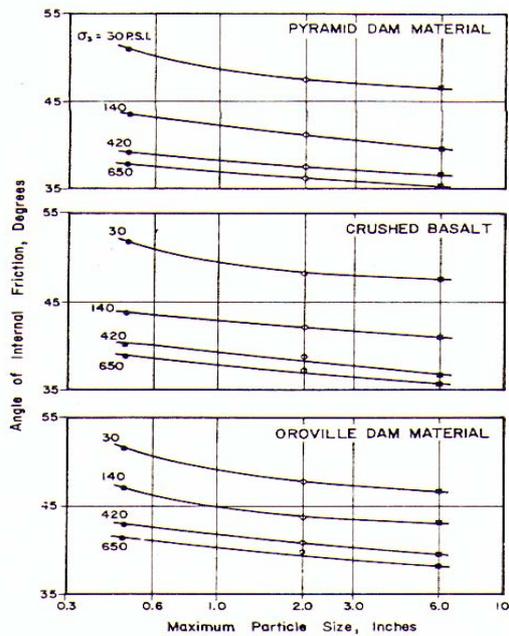


Fig 4.15 Variazione di γd con la percentuale di particelle sovradimensionate per diversi valori della densità relativa.

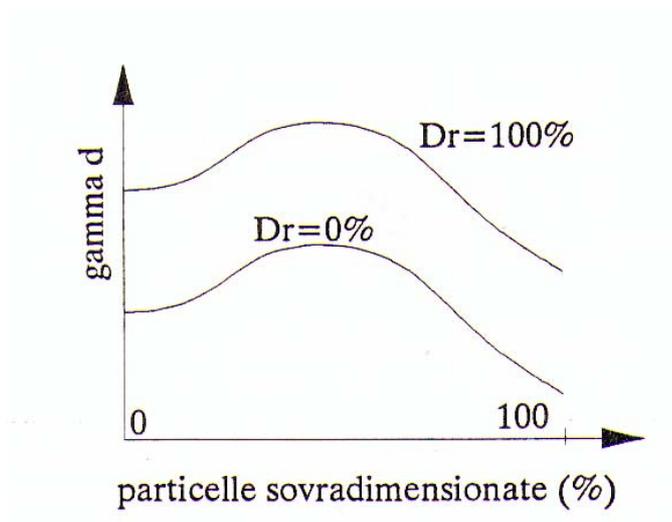


Fig 4.16 Schema di stato fluttuante (A), e non fluttuante (b).

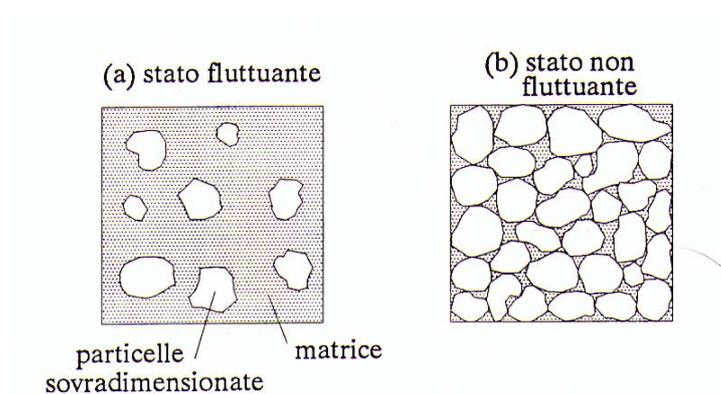
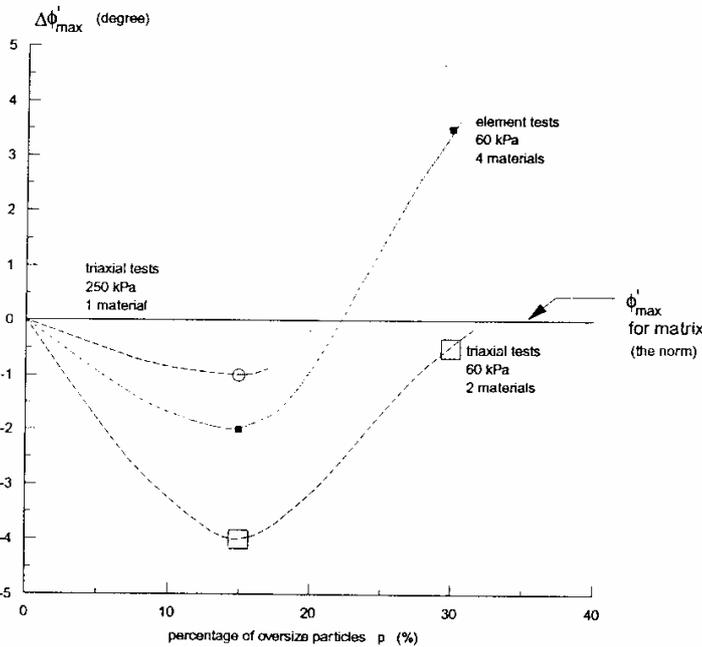


Fig 4.17 Differenze tra ϕ^i max ricavato in presenza di particelle sovradimensionate e in assenza, per diverse percentuali di particelle sovradimensionate.



4.6 BIBLIOGRAFIA

Charles J.A., Watts K.S. (1980). *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill.* Geotechnique Vol. 30, No. 4, pp. 353-367.

Bishop A.W., Henkel D.J. (1962).

Brauns J., Kast K. (1991). *Laboratory testing and quality control of Rockfill-German practice.* Advances in Rockfill Structures, NATO ASI series E, Vol 200, pp.195-219.

Flora A. (1995). *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa.* Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma “La Sapienza” e Napoli “Federico II”;

Fukuoka M. (1957). *Testing of gravelly soils with large scale apparatus.* Proc. IV ICSMFE, Vol. 1, pp. 153-157.

Jefferies M. G. (1993). *Nor-Sand: a simple critical state model for sand,* Geotechnique Vol. 43, No. 1, pp. 91-103.

Lee D.M. (1992). *The angles of friction of granular fills.* Tesi di Ph.D., Università di Cambridge (Inghilterra), pp. 220.

Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. (1972). *Evaluation of properties of rockfill materials.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, No. SMI, pp. 95-114.

Pellegrino A. (1965). *Geotechnical properties of coarse grained soils.* Proc. VI ICSMFE, Vol. 1, pp. 87-91

Tatsuoka F., Shibuya S. (1992). *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests.* Report of the Institute of Industrial Science, Vol. 37, No.1, Serial No. 235, Università di Tokyo (Giappone).

Capitolo 5

Risultati sperimentali

5.1 PREMESSA

Nel corso della presente sperimentazione sono state condotte prove triassiali su due tipi di materiale:

- proveniente dalla diga del Melito;
- proveniente dalla diga del Chiascio.

Per quanto riguarda il primo materiale sono state condotte prove sui due tipi di apparecchiature descritte nel capitolo III:

1. le apparecchiature tradizionali, di piccolo diametro ($d = 50\text{mm}$, $d = 100\text{ mm}$);
2. la cella di grandi dimensioni HPSP.

Nelle celle tradizionali l'unico percorso di carico possibile è quello 1:3, cioè a tensione di confinamento costante. Nella cella HPSP sono state, invece condotte essenzialmente prove a p' o p costante. Le prove condotte sono di tipo consolidate isotropicamente sia drenate sia non drenate, monotoniche e cicliche.

Per le prove sul materiale proveniente dalla diga del chiascio sono state invece condotte prove solo sulla cella di grandi dimensioni a tensione di confinamento costante per le prove cicliche, a p' costante per le monotoniche. Tali prove sono di tipo consolidate isotropicamente drenate.

5.2 PROVE SUL MATERIALE DEL MELITO

5.2.1 Prove nelle celle tradizionali

Come detto nella premessa su tale materiale sono state effettuate prove anche nelle celle tradizionali di piccole dimensioni. Tali prove sono semplici prove di tipo consolidate isotropicamente drenate effettuate al solo scopo di indagare su alcuni fattori che potrebbero influenzare la resistenza meccanica ed il comportamento tensio-deformativo dei mezzi a grana grossa quali:

- il fattore di scala, ossia il rapporto tra il diametro dell'apparecchiatura e il diametro massimo delle particelle (D/d_{max});
- la distribuzione granulometrica.

Di conseguenza le prove triassiali sono state eseguite su ben tre diverse curve granulometriche:

1. traslata a 50 mm (TR50);
2. traslata a 30 mm (TR30);
3. tagliata a 30 mm (TG30).

La sintesi delle prove effettuate è riportata in tabella 5.1.e nelle fig 5.1, 5.2, 5.3.

Per quanto riguarda il comportamento tensio-deformativo scaturito da queste prove si è notato che nessuno dei provini mostra un picco ben definito, come si evince dai valori dell'angolo di attrito riportati in tabella. Infatti, l'angolo di attrito ultimo e quello di picco differiscono al massimo di un paio di gradi. Tuttavia in tutte le prove si è registrato un comportamento leggermente dilatante.

I valori dell'angolo di attrito di picco ricavati sono compresi tra i 35° e i 50° , come ci si aspetta per questi materiali.

Come si nota nel piano φ' , p' (fig. 5.4), con riferimento all'angolo di attrito ultimo, i dati relativi alle diverse curve ed alle diverse apparecchiature presentano alcune differenze. Tuttavia essi riescono ad essere interpretati da una legge tipo potenza con un buon coefficiente di correlazione.

Nel piano di compressione i risultati delle prove si dispongono in maniera piuttosto dispersa (fig. 5.5).

Di conseguenza non si riesce ad individuare una curva di stato critico. Ciò può essere dovuto al fatto che le prove non partono tutte dallo stesso indice dei vuoti o anche può indicare la non unicità di tale curve per il materiale oggetto della sperimentazione.

Tab 5.1 sintesi delle prove effettuate

prova	Curva	d/D	e	σ'_3 [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ [kPa]	φ_{ult} (°)	φ_{picco} (°)
MT3P_CIDM_100	TG3	0.6	0.71	100	539	44.14	46.8
MT3P_CIDM_300	TG3	0.6	0.59	300	1285	42.12	42.9
MT3P_CIDM_1000	TG3	0.6	0.71	1000	3016	33.24	36.9
MT3P_CIDM_1000_2	TG3	0.6	0.71	1000	3399	35.73	39.0
MT3G_CIDM_100	TG3	0.3	0.49	100	700	49.11	51.0
MT3G_CIDM_100_2	TG3	0.3	0.45	100	440	42.61	43.4
MT3G_CIDM_300	TG3	0.3	0.55	300	1295	42.98	43.1
MT3G_CIDM_1000	TG3	0.3	0.53	1000	3177	37.21	37.5
MTR5G_CIDM_100	TR5	0.5	0.50	100	570	47.10	47.8
MTR5G_CIDM_1000	TR5	0.5	0.52	1000	2969	32.70	36.7
MTR3P_CIDM_100	TR3	0.6	0.66	100	417	40.84	42.53
MTR3P_CIDM_300	TR3	0.6	0.54	300	1050	39.30	39.51
MTR3P_CIDM_1000	TR3	0.6	0.69	1000	2940	36.50	36.52

Tuttavia l' affidabilità di questo tipo di prove è da discutere, in quanto le dimensioni dell' apparecchiatura sono troppo ridotte rispetto al diametro massimo delle particelle, per cui tali prove potrebbero risultare non rappresentative del reale comportamento del materiale in sito.

Allo scopo di verificare tale affidabilità nel seguito si riporta un confronto tra le prove appena discusse e le prove effettuate nella cella di grandi dimensioni.

Fig. 5.1 prove su curva tagliata a 30 in $d = 50$ mm

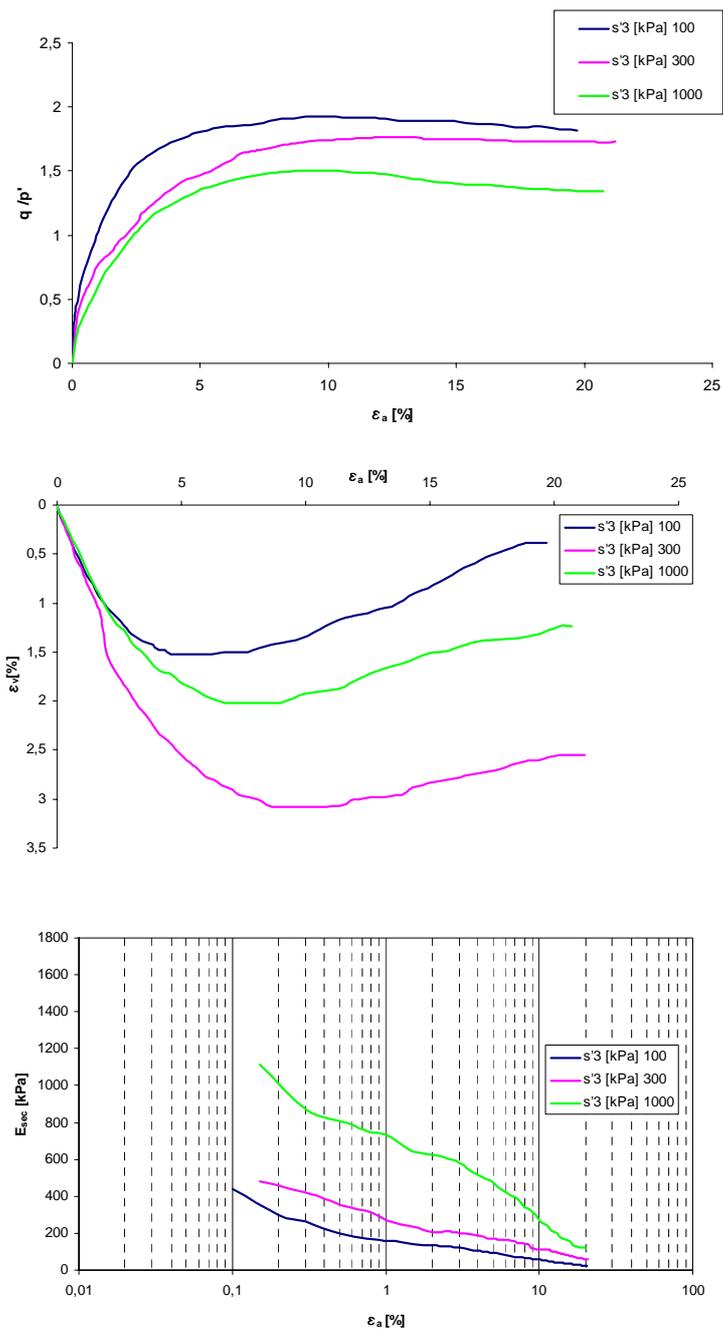


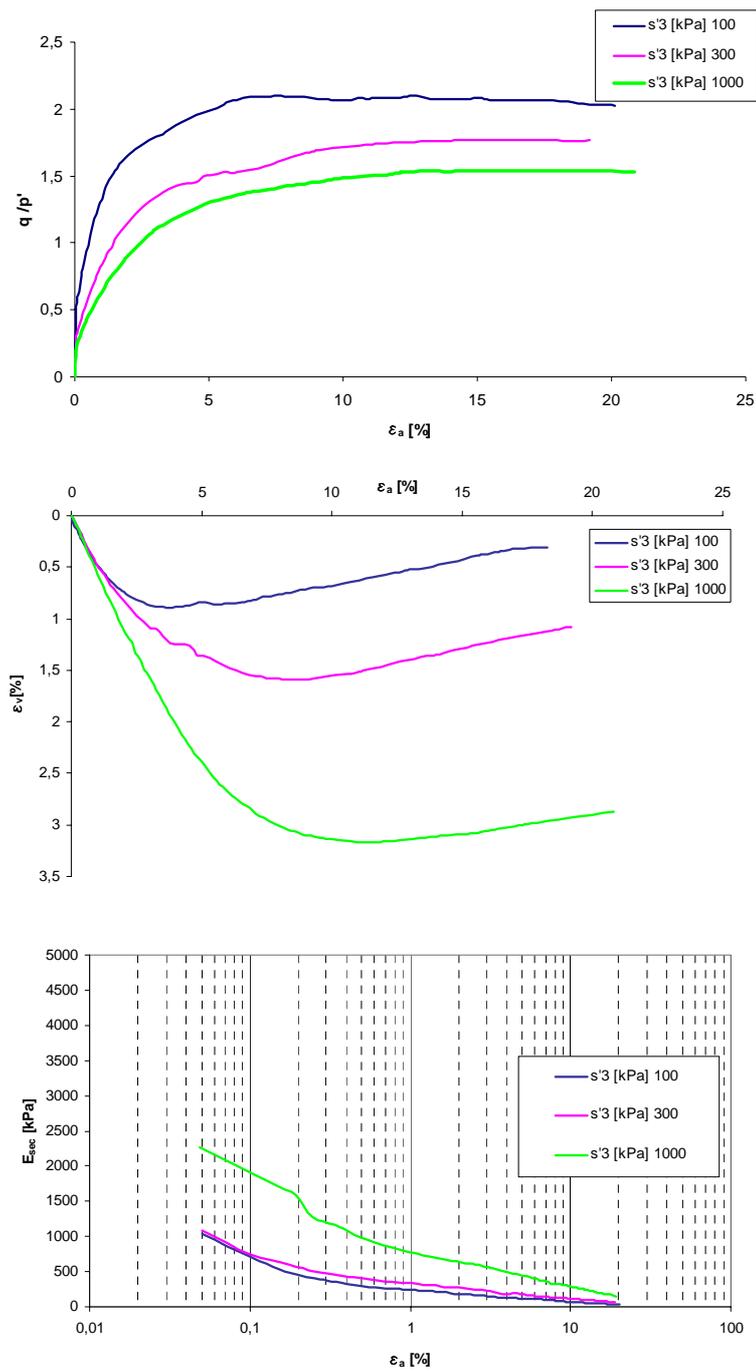
Fig. 5.2 prove su curva tagliata a 30 in $d = 100$ mm

Fig. 5.3 prove su curva traslata a 50 in $d = 50$ mm

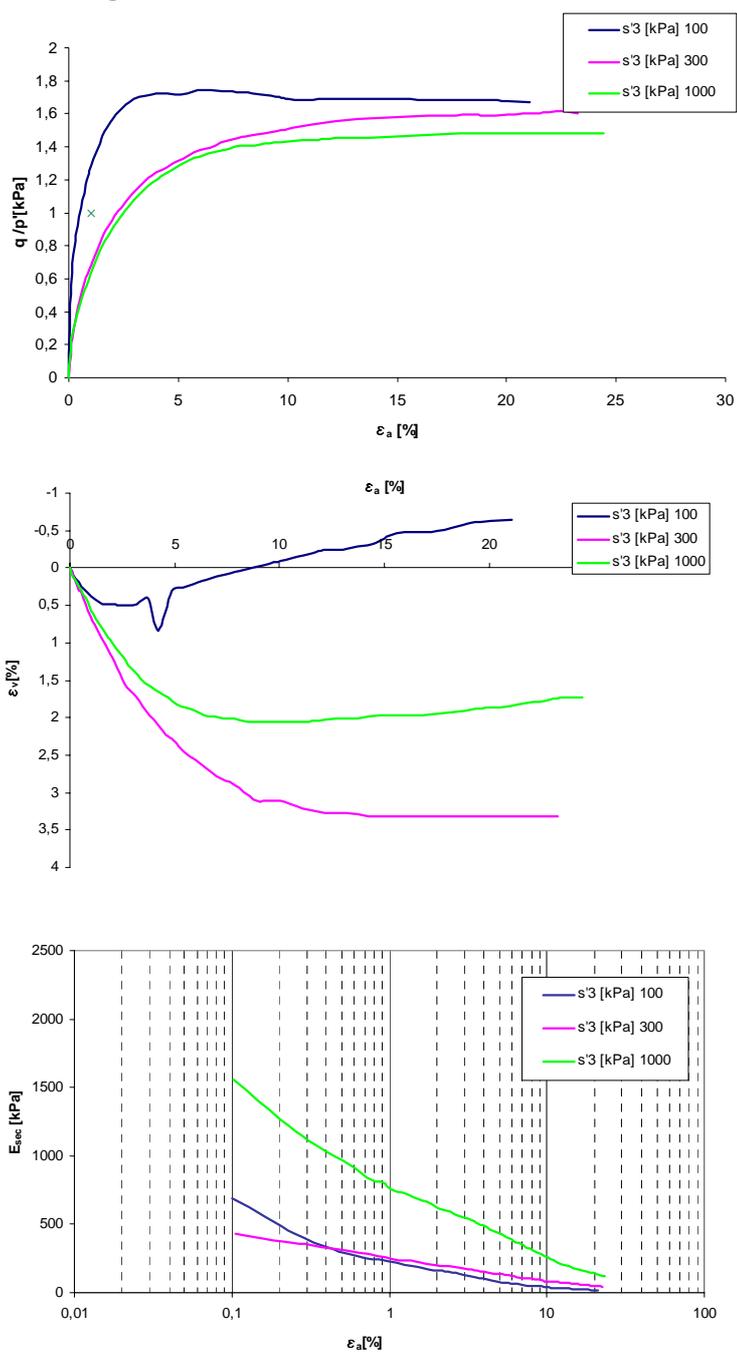


Fig. 5.4 confronto tra le condizioni ultime

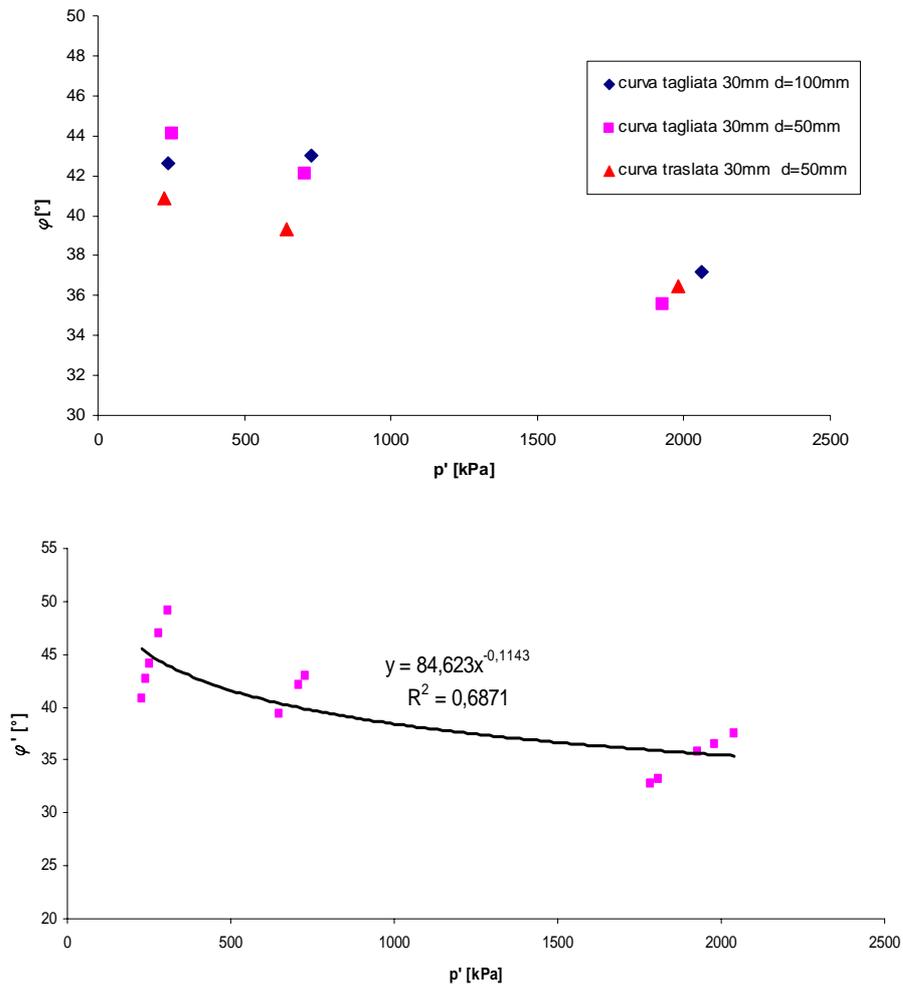
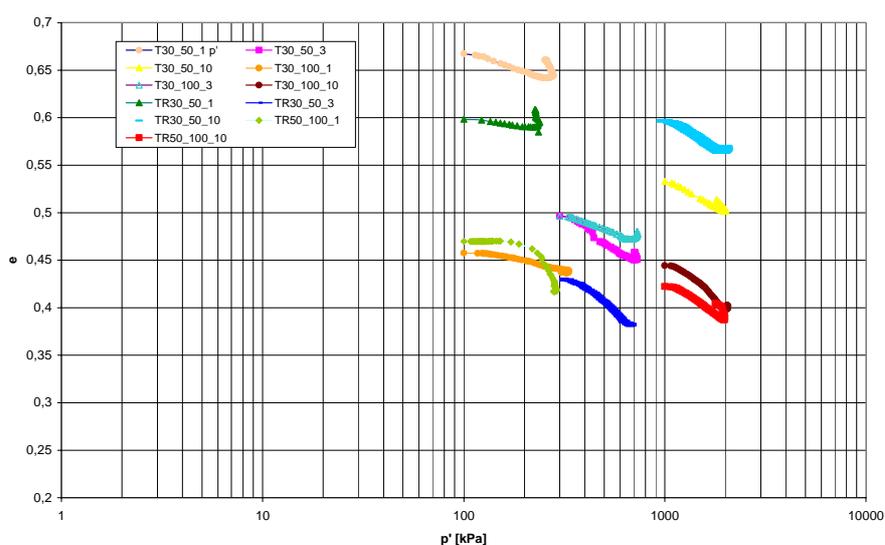


Fig. 5.5 piano di compressione



5.2.2 Prove nella cella HPSP

Nella cella HPSP sono state condotte prove consolidate isotropicamente drenate e non drenate a p' o p costante, monofoniche e cicliche.

Tali prove sono state condotte allo scopo di effettuare una caratterizzazione meccanica del materiale in condizioni di carico monotonic e ciclico.

Di conseguenza sono state scelte con cura sia la curva granulometrica da utilizzare sia la densità relativa.

Come già detto nel capitolo II per la scelta della curva granulometrica si è fatto riferimento al limite $D/d_{max} = 6$, già utilizzato da Flora (tesi di dottorato 1995). Tenendo conto che il diametro dell'apparecchiatura è pari a 200 mm, la dimensione massima delle particelle è pari a 30 mm.

Per far sì che non venisse modificato il coefficiente di uniformità del materiale in sito sarebbe stato opportuno utilizzare la traslazione a 30 mm della curva granulometrica. Ma ciò avrebbe comportato una percentuale di fine troppo elevata (superiore al 20%). Di conseguenza si è scelto di utilizzare il taglio a 30 della traslazione a 50 mm.

In tabella 5.2 si riporta una sintesi delle prove effettuate

Tab 5.2 sintesi delle prove effettuate

nome	Tipo di prova	e	p.p'	φ'_{picco} [°]	φ'_{ult} [°]
DMP4d	<i>Drenata monotonica</i>	0,334	400	38	36
DMP4s	<i>Drenata monotonica</i>	0,518	400	37	35
DMP2d	<i>Drenata monotonica</i>	0,404	200	40	38
DCP4d	<i>Drenata ciclica</i>	0,377	400	38	37
UCP2d	<i>Non drenata ciclica</i>	0,404	200	37	36
UMP2d	<i>Non drenata monotonica</i>	0,404	200	37	37
UMP4d	<i>Non drenata monotonica</i>	0,404	400	39	36
UMP4s	<i>Non drenata monotonica</i>	0,511	400	37	37
DMP1	<i>Drenata monotonica</i>	0,506	110	45	44
DMP60	<i>Drenata monotonica</i>	0,399	60	50	48
DMP40	<i>Drenata monotonica</i>	0,433	40	64	59

Anche in questo caso, come avveniva per le prove nelle celle di piccolo diametro, la differenza tra l'angolo di attrito di picco e quello ultimo è al max di un paio di gradi, con valori compresi tra i 35 e i 40°. Di conseguenza nessuna delle prove ha mostrato un picco ben definito pur mostrando sempre un comportamento dilatante.

Il materiale sottoposto a prove mostra il tipico comportamento di un mezzo granulare sia per quanto concerne la risposta in termini di tensione-deformazione, sia per quanto riguarda il comportamento in termini di rigidità.

Infatti in riferimento al primo aspetto e facendo particolare riferimento alle prove drenate, si osserva che il materiale pur non presentando un picco ben definito mostra un comportamento dilatante tanto più accentuato quanto maggiore è la densità relativa iniziale del materiale, a parità di p' , e quanto minore è p' , a parità di densità relativa iniziale (fig. 5.6, 5.7).

Per quanto concerne invece la rigidità appare chiara la dipendenza di questa dallo stato tensionale, dalla densità relativa iniziale e dal percorso di carico.

Come accadeva per le celle tradizionali di piccolo diametro, anche in questo caso l'angolo di attrito ultimo in funzione di p' sembra essere ben interpolato da una legge di tipo potenza (fig 5.8).

Di seguito si riportano i percorsi di carico delle prove effettuate. Come si vede dal diagramma l'involuppo di rottura risulta rettilineo con una pendenza:

$$M = q/p' = 6 \cdot \tan \varphi'_{\text{picco}} / (3 - \tan \varphi'_{\text{picco}}) = 1,53$$

Alle condizioni ultime, invece, corrisponde una pendenza leggermente inferiore, infatti in questo caso $M = 1,47$ (ovviamente calcolato con riferimento ad un angolo di attrito ultimo medio).

Anche per tali prove analizzando i risultati nel piano di compressione si intuisce l'impossibilità di tracciare un'unica retta di stato critico, il che concorda con quanto ricavato per le prove nelle celle tradizionali.

Fig . 5.6 prove drenate

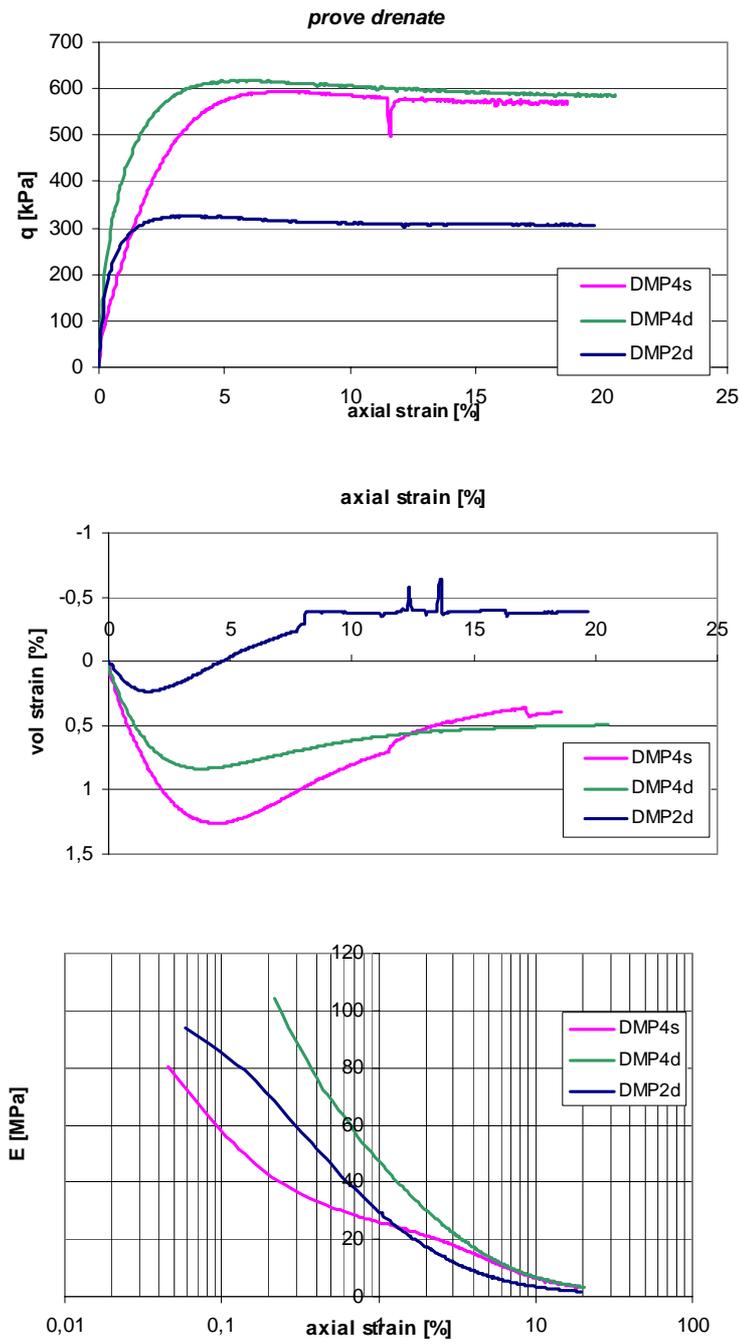


Fig 5.7 prove non drenate

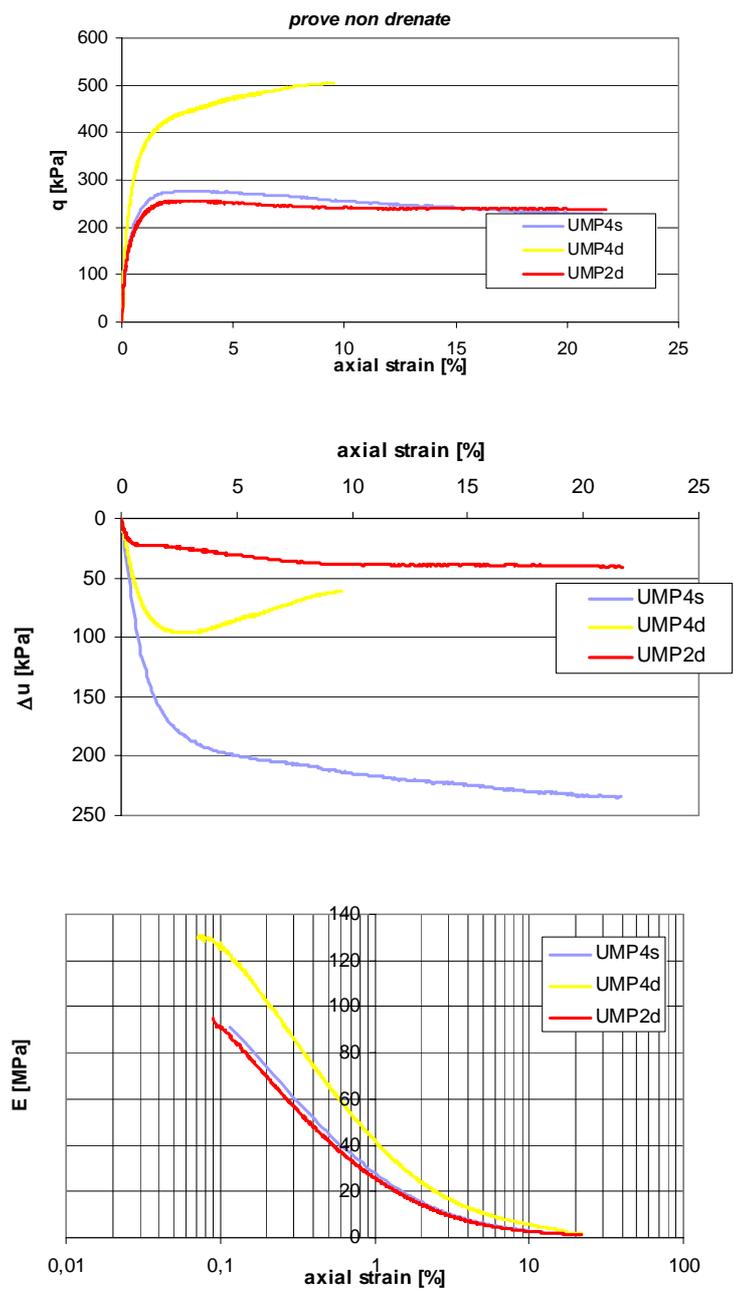


Fig 5.8 angolo di attrito ultimo

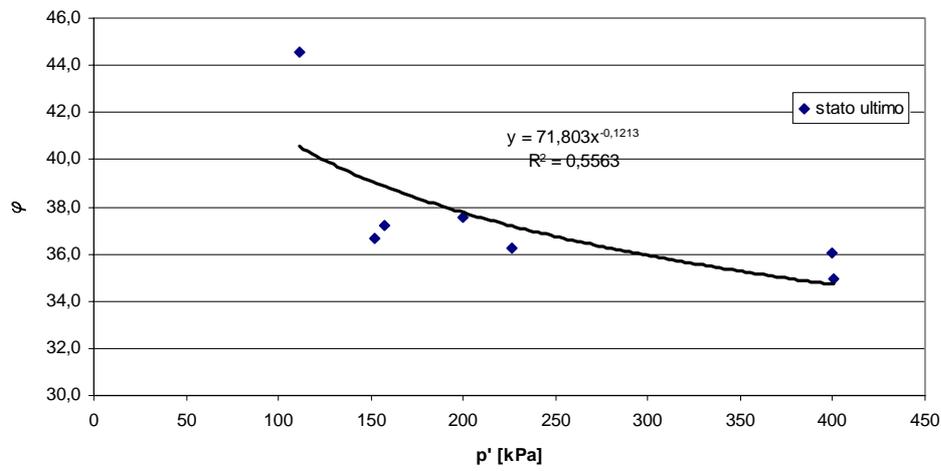


Fig 5.9 Dilatanza per le prove drenate

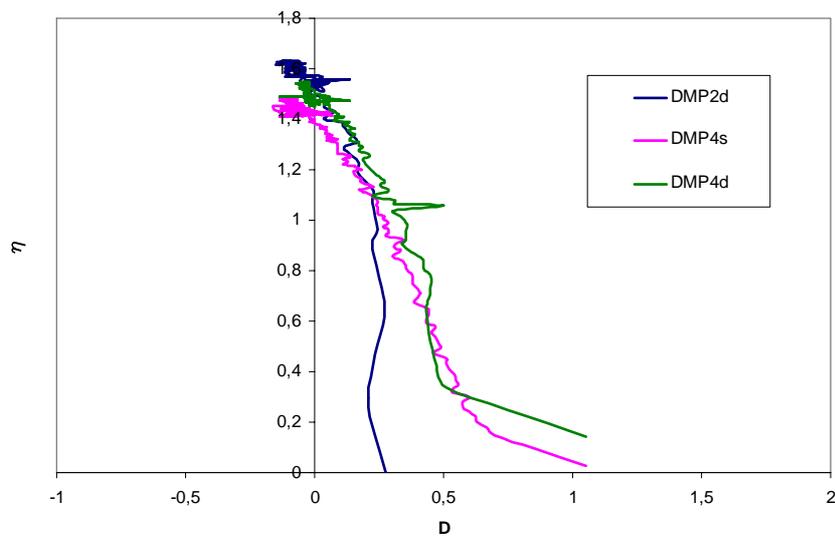
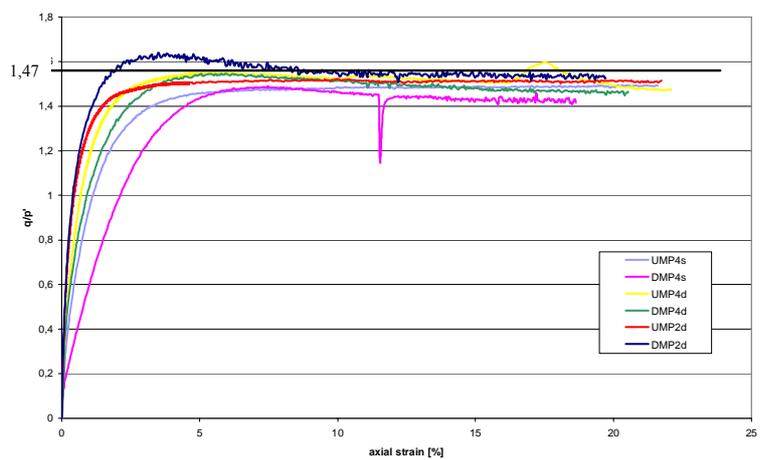
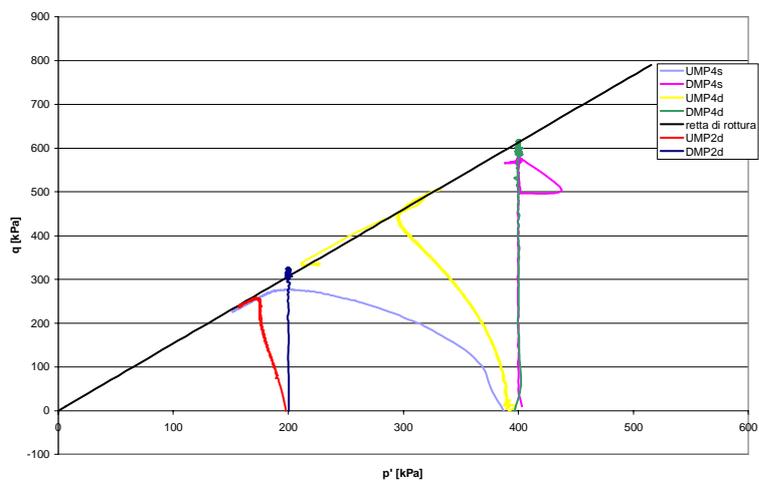
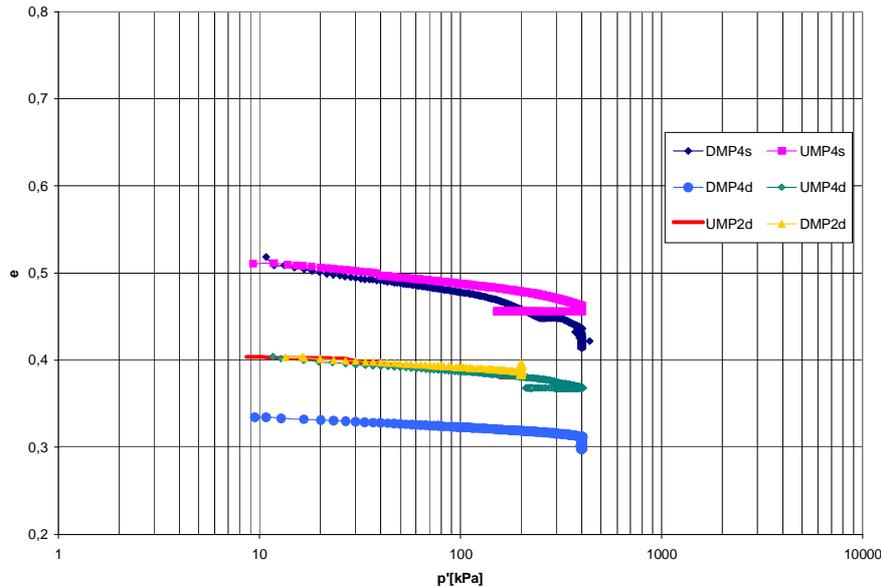


Fig 5.10 sintesi delle prove effettuate





5.2.3 Confronto tra le prove effettuate nelle due diverse apparecchiature

Rispetto alle celle tradizionali le prove effettuate con l' HPSP a parità di p' danno luogo ad angoli di attrito inferiori, come si vede dal grafico sotto riportato. Ciò può essere dovuto al fatto che nel caso delle celle di grandi dimensioni aumenta il numero di contatti tra le particelle. Ciò comporta una riduzione dello sforzo medio sulla singola particella con una conseguente riduzione del fenomeno della rottura dei grani e quindi, a parità di deformazione assiale, una riduzione di resistenza.

Si sono, inoltre confrontati i risultati nel piano φ , p'/p_f , provando ad interpolare i dati con una legge potenza del tipo

$$\varphi'_{ult} = a * (p'/p_f)^{-b}$$

trovata da Flora nel corso della sua sperimentazione sullo stesso materiale, dove p_f è la resistenza a rottura dei grani. Tale resistenza a rottura è stata determinata sempre da Flora attraverso una lunga serie di prove di schiacciamento su grani i cui risultati per quanto riguarda il materiale del Melito, sono stati interpolati da una legge del tipo:

$$p_f = 1169 * d^{-0,19}$$

nel presente lavoro è stata utilizzata la stessa legge attraverso la quale è stata calcolata una p_f media pari a:

$$p_f = 1247 \text{ kPa per la traslata e la tagliata a 30 mm}$$

$$p_f = 1197 \text{ kPa per la traslata a 50.}$$

Nel nostro caso, si è la curva che meglio approssima i risultati sperimentali ha i seguenti coefficienti a e b:

$$a = 36,5$$

$$b = 0,1$$

Tuttavia tale curva non è molto soddisfacente.

Si è quindi tentata una normalizzazione dei risultati rispetto ad alcuni parametri che, oltre alla resistenza a rottura dei grani si ritiene possano influenzare il comportamento meccanico del terreno, ossia:

1. il rapporto D/d_{max}
2. il coefficiente di uniformità della curva granulometrica
3. la porosità del campione (che come abbiamo visto e abbastanza variabile da prova a prova).

Per ogni prova è stato quindi determinato il numero di particelle presenti nel provino, funzione dell'assortimento granulometrico e delle dimensioni del provino. Infatti il numero di particelle dell' i -esima frazione granulometrica $N_{p,i}$ sarà data da:

$$N_{p,i} = P_i / (\gamma_s * \beta * d_{mi}^3)$$

Dove P_i è il peso della singola frazione, γ_s il peso specifico, d_{mi} il diametro medio della frazione, β un fattore di forma delle particelle che per i terreni a grana grossa si è trovato essere compreso tra 0,2 e 0,6 (Bolton e McDowell, 1988) e che noi abbiamo considerato pari a 0,3.

Poiché i termini sono tutti costanti eccetto P_i e d_{mi} si può porre il numero totale di particelle N_{pt} , pari a :

$$N_{pt} = (1 / (\gamma_s * \beta)) * \sum P_i / d_{mi}$$

Noto il numero di particelle si può procedere al calcolo del numero di contatti all'interno del campione. Ogni particella ha un numero di contatti N_c pari a :

$$N_c = 3/n, \text{ dove } n \text{ è la porosità del campione}$$

Di conseguenza il numero di contatti totale all'interno del campione sarà pari:

$$N_{tot} = N_{pt} * N_c.$$

Il numero di contatti tra le particelle all'interno di un campione risulta da quanto detto essere un parametro dimensionale che ci consente di tener conto della porosità, delle dimensioni del campione, ma anche della distribuzione granulometrica poiché funzione anche del diametro medio delle particelle.

Di conseguenza l'angolo di attrito ultimo è stato riportato in funzione di $(p'/(pf*N))*U$, dove U è il coefficiente di uniformità della curva granulometrica ($U = d_{60}/d_{10}$)

Anche in questo i risultati si presentano abbastanza dispersi e tendono a schiacciarsi sull'asse delle ordinate rendendo difficile ogni tipo di interpolazione (fig. 5.11).

Da quanto detto si evince come di fatto la resistenza a rottura dei grani influenzi in maniera piuttosto significativa il comportamento del materiale in termini di resistenza meccanica.

Di conseguenza risulta di grande importanza riuscire in qualche modo a quantificare tale rottura. A tale scopo al termine di ogni prova è stata eseguita una staccatura del materiale in modo da verificare l'effettiva variazione di curva granulometrica.

Di fatto si è notato che al termine di ogni prova la percentuale di fine era aumentata.

Per quantificare la rottura, si può utilizzare un parametro, che si ottiene proprio dalla variazione di curva granulometrica.

Questo parametro, chiamato B_g , è stato suggerito da Marsal (1973), e adoperato da Flora (1995). Esso è definito come:

$$B_g = \Sigma(\Delta W_k^+)$$

Dove ΔW_k^+ sono le variazioni percentuali in peso positive della K -sima frazione granulometrica nel corso della prova. Evidentemente, deve essere $\Sigma(\Delta W_k) = 0$.

Nelle figure 3.7 e 3.8 sono riportati i valori di $B_g/(1+e_0)$ (che rappresenta la percentuale di volume di particelle rotte per unità di volume totale) in funzione dell'invariante tensionale sferico p' e deviatorico q , per tutte le prove eseguite.

In realtà, B_g dipende dal valore medio delle forze di contatto interparticellari P_m , oltre che dalla resistenza puntuale a rottura delle particelle P_a , secondo la relazione (Marsal 1967):

$$B_g = \alpha (P_m / P_a)$$

dove α è una costante caratteristica del materiale.

P_a può essere valutata da prove di laboratorio, quali quella di schiacciamento non confinato di grani di forma sub-sferica (effettata in questo lavoro), o quella di resistenza alla punta, nella quale si misura la forza necessaria per rompere un grano con una punta di forma e dimensioni standardizzate.

P_m è praticamente impossibile da determinare, per cui è più semplice utilizzare le tensioni convenzionalmente definite sull'elemento di volume considerato come continuo, che comunque sono legate a P_m .

Fig 5.11 confronto in termini di angolo di attrito ultimo

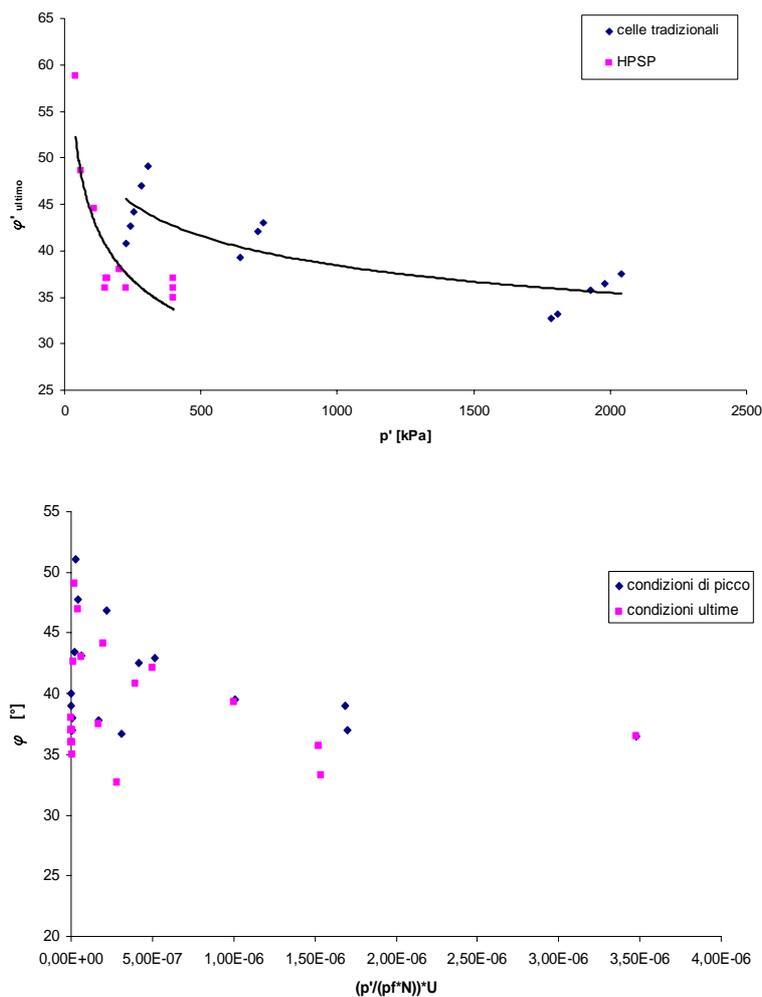
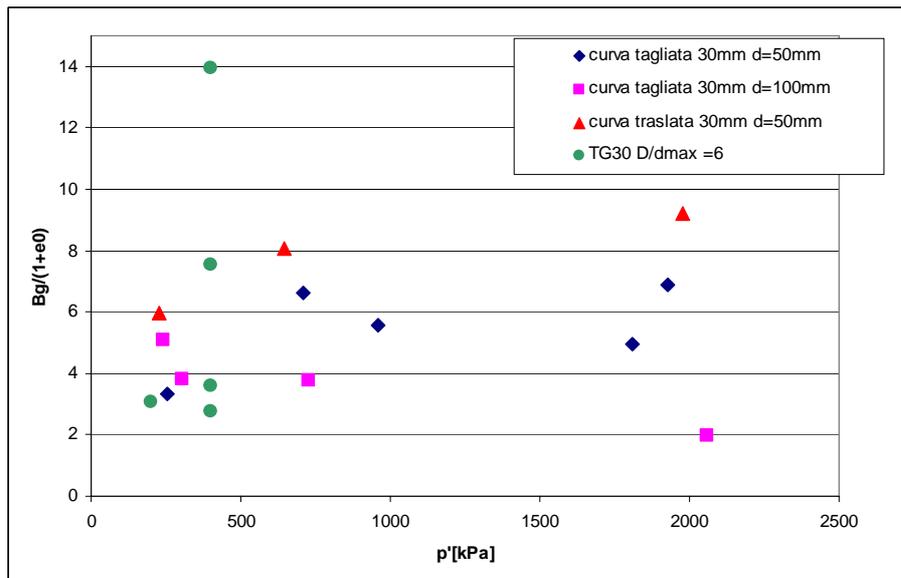


Fig 5.12 confronto in termini di B_g 

5.2.4 Le prove cicliche

Nel laboratorio di ingegneria geotecnica dell' università di Napoli Federico II, le prove cicliche sono state effettuate nella cella HPSP, descritta ampiamente nel capitolo III.

I campioni vengono preventivamente saturati e consolidati, con le stesse modalità previste per le prove monotoniche.

Per testare anche, la qualità del controllo della cella triassiale, in percorsi di carico particolari, come quelli di una prova ciclica, consideriamo due tipi di prove:

1 prova ciclica drenata con cicli ad ampiezza crescente, rottura in compressione monotonica, consolidata isotropicamente a p' costante

1 prova ciclica non drenata con cicli ad ampiezza crescente, rottura in compressione monotonica, consolidata isotropicamente, a p costante.

Di seguito (tab 5.3) riportiamo una sintesi relativa ai valori ottenuti al termine della fase di consolidazione isotropa.

Tab 5.3 . Prove cicliche- Consolidazione isotropa

Nome	tipo	p [kPa]	u [kPa]	p' [kPa]	e*	$\gamma_d(\text{KN/m}^3)$
DCP'4d	<i>Drenata ciclica</i>	600	200	400	0.32	20.5
UCP'2d	<i>Non drenata ciclica</i>	500	300	variabile	0.381	19.6

*i valori sono riferiti al termine della fase di consolidazione isotropa

Fig 5.13. Prove cicliche- Consolidazione isotropa prova DCP'4d

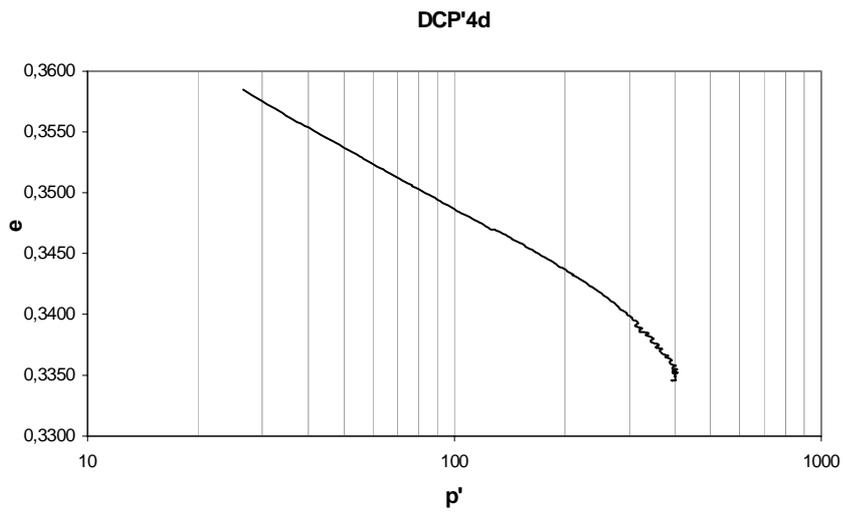
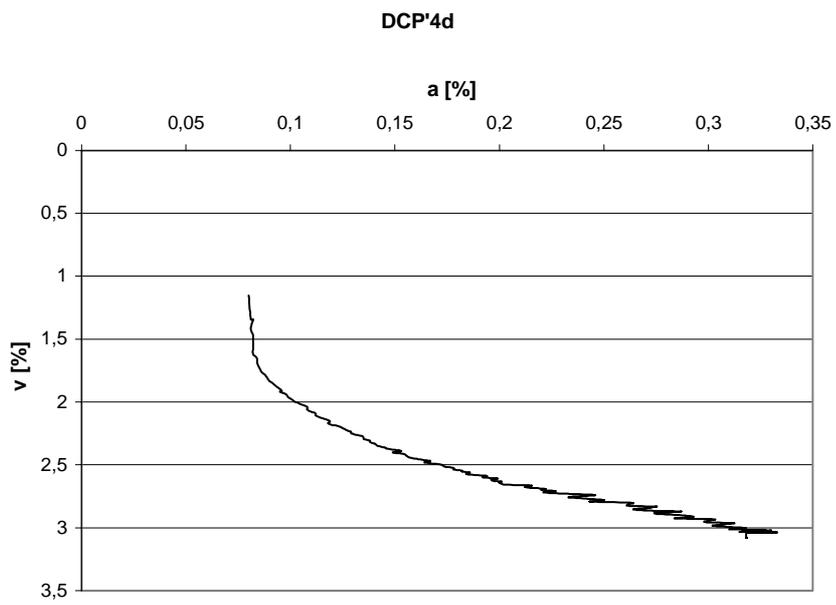
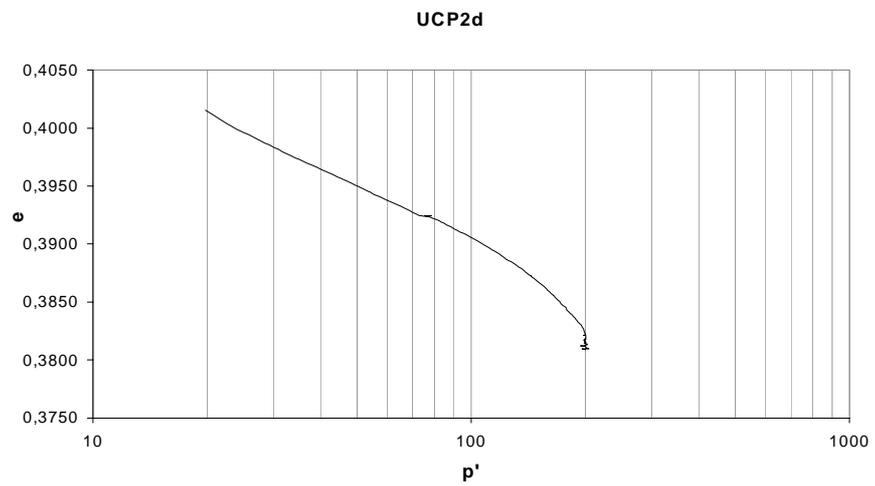
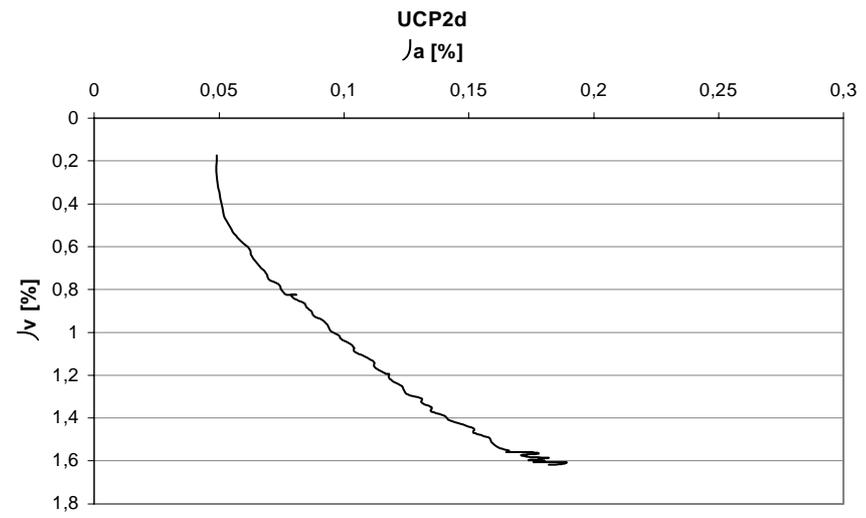


Fig 5.14 . Prove cicliche- Consolidazione isotropa prova UCP'2d



Prova drenata ciclica

In riferimento ai valori ottenuti al termine della fase di consolidazione isotropa (tab 5.3 , DCP'4d), il campione viene sottoposto ad una sequenza di cicli di carico e scarico, ad ampiezza quasi costante, con successiva rottura in compressione monotonica.

Di seguito (fig 5.15, 5.16) riportiamo i risultati nei piani $(q/p' - \epsilon_a)$, $(\epsilon_v - \epsilon_a)$ in cui valutiamo come deformazione assiale , quella totale, letta tramite un sensore di spostamento verticale (LVDT) posto alla base del pistone. Per chiarezza , riportiamo i valori relativi ad un valore di deformazione assiale non superiore al 0,5 % . Ricordiamo infatti che , come per le prove monotoniche, consideriamo una condizione ultima (rottura per compressione monotonica) per valori di deformazione assiale del 20%.

Fig .5.15 Risultati sperimentali della prova DCP'4d

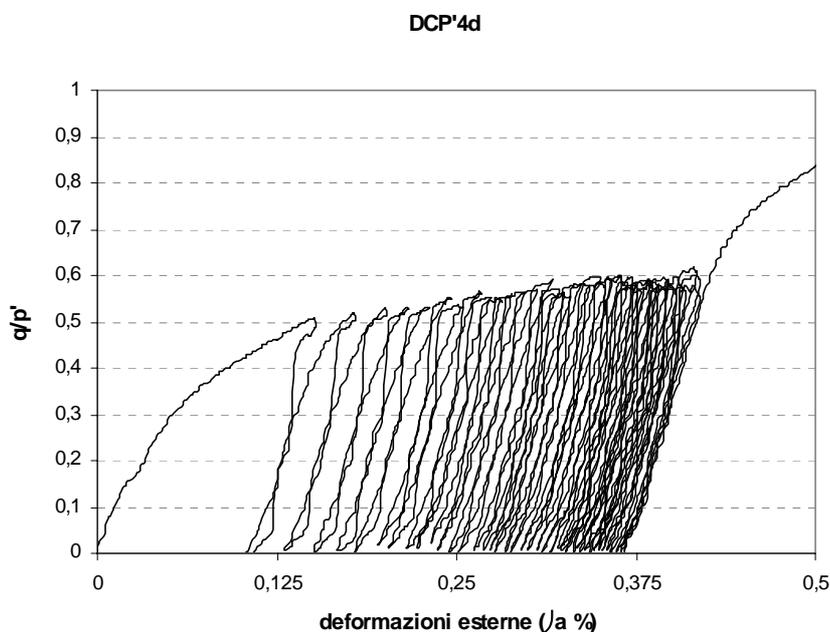
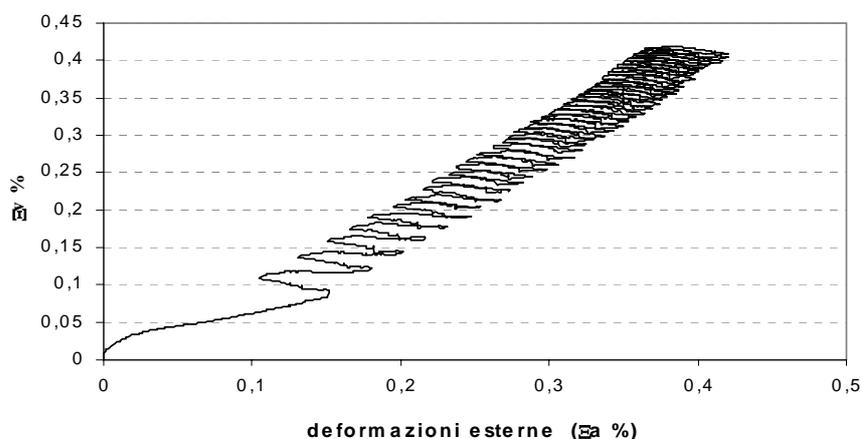


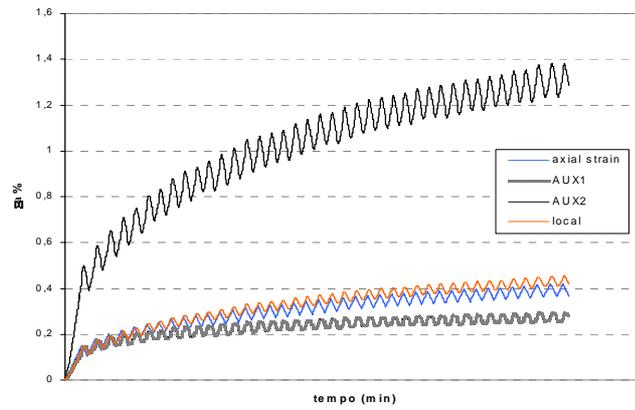
Fig .5.16 Risultati sperimentali della prova DCP'4d

Una prima attenta analisi, deve essere ora rivolta , alle misure locali di spostamento .

Uno studio attendibile sul comportamento del campione sottoposto a queste condizioni deve essere basata necessariamente su misure di spostamento e di carichi che siano effettivamente rappresentative del comportamento del materiale indagato .

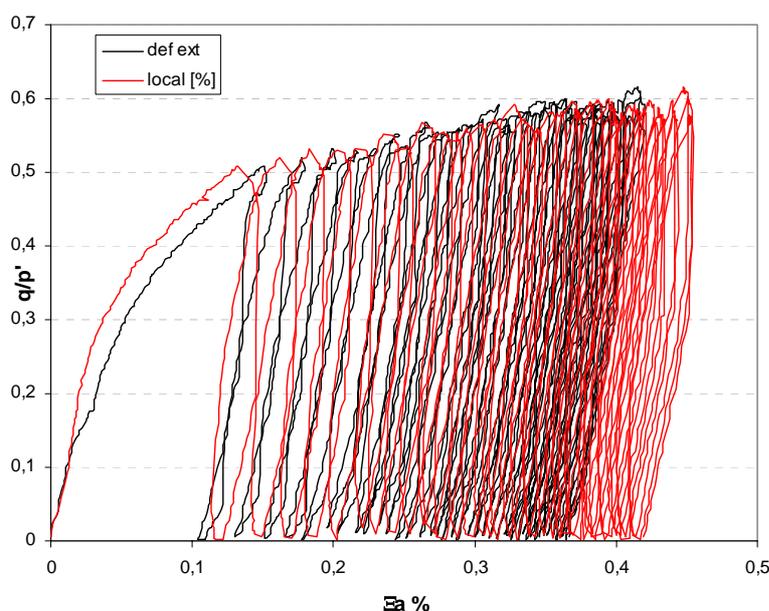
La cella triassiale adottata (cap 3) ,è infatti dotata oltre che di un LVDT per la misura degli spostamenti verticali posto alla base del pistone, anche di tre LVDT per le misure di spostamento locali. Tali sensori sono disposti sulle due basi del provino (per la misura degli spostamenti assiali) e nella zona centrale (per la misura degli spostamenti radiali) ,(fig.5.17).

In fig 5.17 riportiamo le letture relative ai trasduttori di spostamento locali ed esterni disposti come in fig.5.18.

Fig 5.17. Trasduttori locali ed esterni*Fig 5.18. Posizionamento dei trasduttori locali*

La presenza di questi diversi metodi di misura ha permesso di quantificare l'influenza del bedding error . In fig 5.19 ad esempio è riportata la curva q/p' - ϵ_a ricavata rispetto ai diversi trasduttori di spostamento verticale per la prova ciclica.

Fig 5.19. Influenza del tipo di misura di spostamento (locale ,esterna) sulla curva tensioni deformazioni nel corso della prova ciclica.

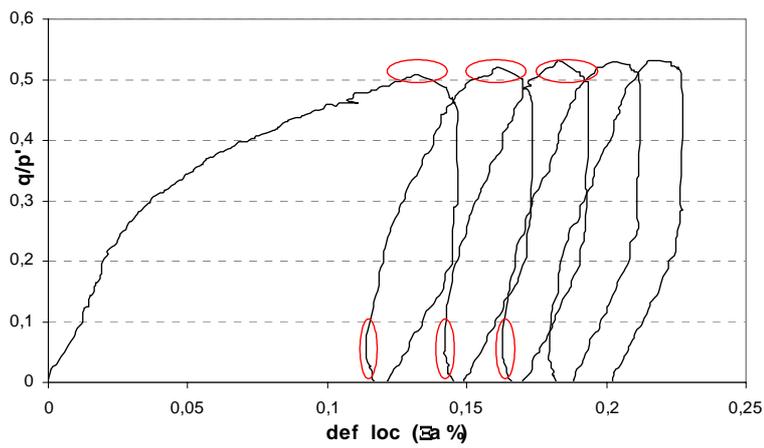


In conseguenza di una analisi dettagliata che verrà fatta sui moduli di rigidezza (secanti e tangenti) valutati per ciascun ciclo , le deformazioni locali vengono ulteriormente corrette .

L'errore (fig 5.20) è rappresentato dall'effettiva dinamica sul sistema di controllo delle deformazioni (sia in fase di carico che di scarico) , tale da determinare un transitorio già presente nel caso delle deformazioni totali, ma meno accentuato.

L'introduzione quindi delle deformazioni locali, se da un lato consente di non sottostimare i moduli di rigidezza, (sovrastimare le deformazioni assiali) , dall'altro amplifica questo transitorio dovuto al controllo.

Fig. 5.20 . Transitorio sul sistema di controllo delle deformazioni.



Si è pensato quindi di eliminare puntualmente, per ogni ciclo, questo transitorio. In fig (5.21-5.22) è rappresentata una prima correzione, con una valutazione dei moduli di rigidità (secanti) dei primi cicli.

Fig 5.21. Prima correzione - q/p' , $\epsilon\alpha$

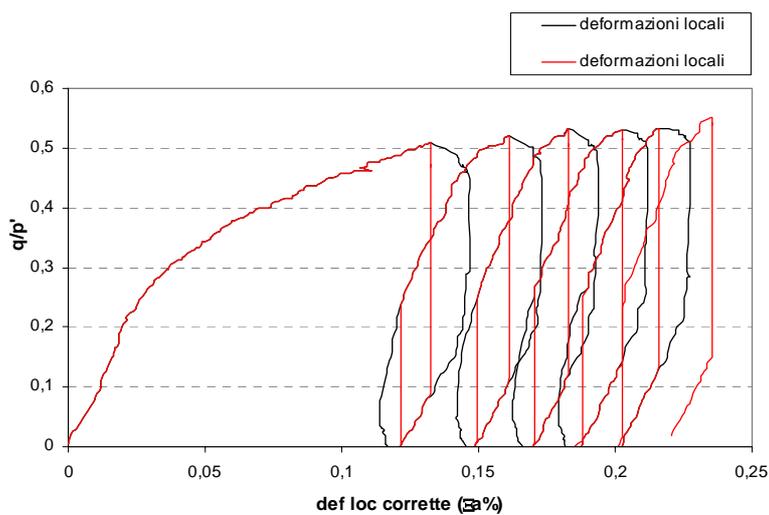
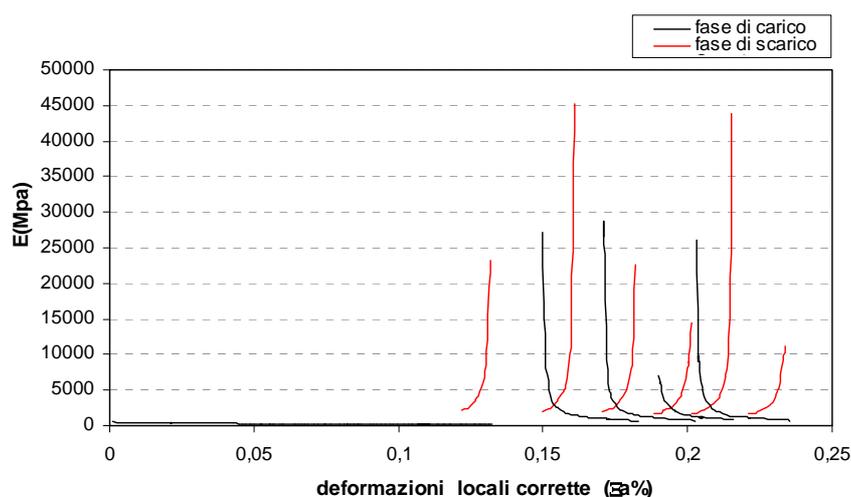


Fig 5.22. Prima correzione - Esec , ε_a 

Questo tipo di soluzione, si è rivelata estrema, comportando inoltre valori eccessivi dei moduli di rigidezza.

Si è adottata perciò una soluzione diversa, (fig 5.23-5.24), in cui vengono eliminati i transitori del sistema nelle sole fasi di carico, non alterando quindi totalmente la conformazione del ciclo.

Anche in questo caso, la scelta di eliminare l'errore, imponendo una deformazione costante nel ciclo corretto (ε_{a_i}), fino al punto in cui la deformazione del ciclo originale assume un valore $\varepsilon_{a_{i+1}} > \varepsilon_{a_i}$ (in fase di carico), non risulta convincente.

In entrambi i casi i moduli di rigidezza (secanti) vengono valutati secondo la relazione:

$$E_{\text{sec}} = \frac{(\Delta q - \nu \cdot \Delta \sigma_r)}{\Delta \varepsilon_a} \quad (5.10)$$

Con $\nu=0,3$ modulo di Poisson, $\Delta \sigma_r$ tensione radiale, $\Delta q = (\sigma_a - \sigma_r)$, deviatore.

La soluzione più idonea è rappresentata in fig 5.25. In riferimento ai cicli originali, il transitorio viene eliminato nel modo seguente:

Identificando per ogni fase di carico (scarico), la deformazione (ε_{a_i}) cui corrisponde un picco di carico (scarico) del deviatore q , (punti B).

Identificando i punti in fase di carico (scarico) in cui il transitorio si esaurisce e su bentra il controllo di deformazione, (punti A).

Traslare i punti A \rightarrow B.

In fig 5.26, la soluzione proposta, viene applicata a ciascun ciclo. È possibile in questo modo , valutare i moduli di rigidezza (secanti) per ciascuna fase di carico (scarico) tramite la (5.10).

I risultati nel piano $E-\epsilon_a$ (%), sono rappresentati in fig .5.27 .

Estrapolando i punti di picco da ciascun ciclo, è possibile valutare l'andamento del modulo di rigidezza $E_{sec_{max}}$ in funzione della deformazione assiale (ϵ_a) , (fig 5.28-5.31).

Fig 5.23. Seconda correzione - q/p' , ϵ_a

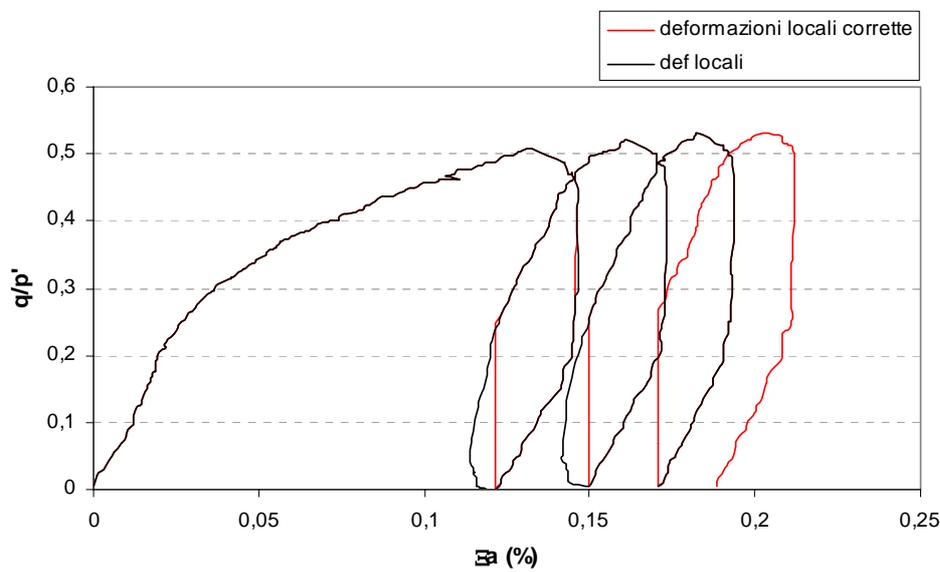


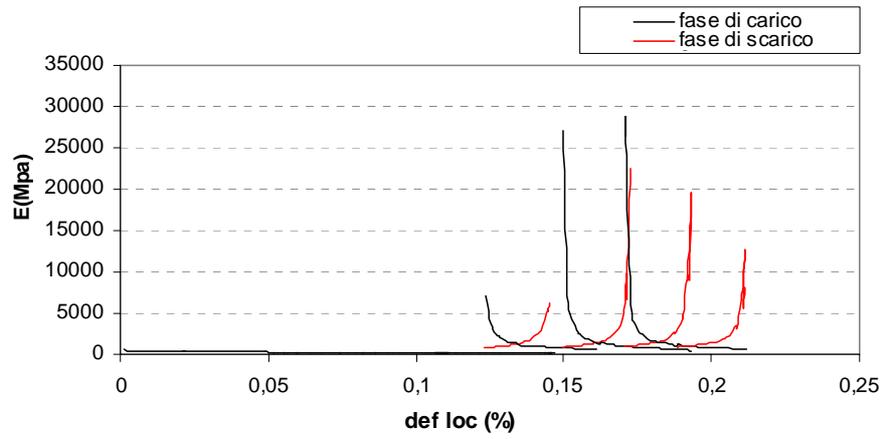
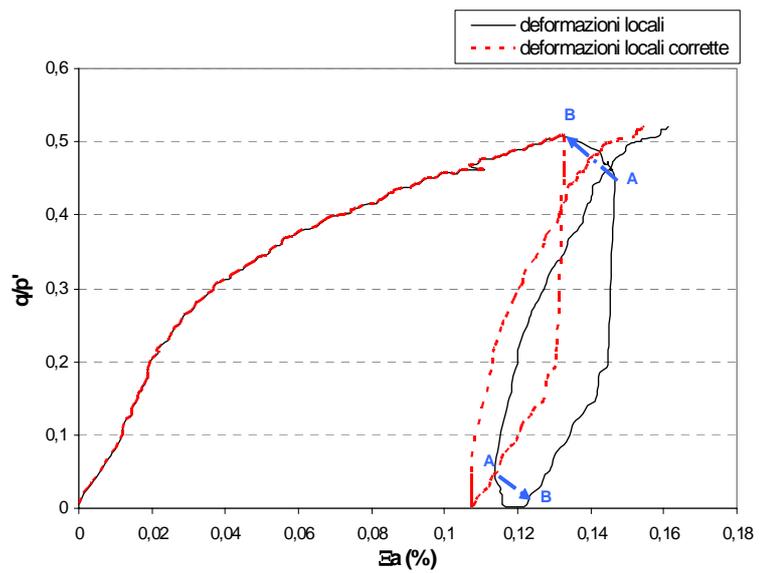
Fig 5.24. Seconda correzione - E_{sec} , ϵ_a Fig 5.25. Correzione del transitorio (q/p' - ϵ_a).

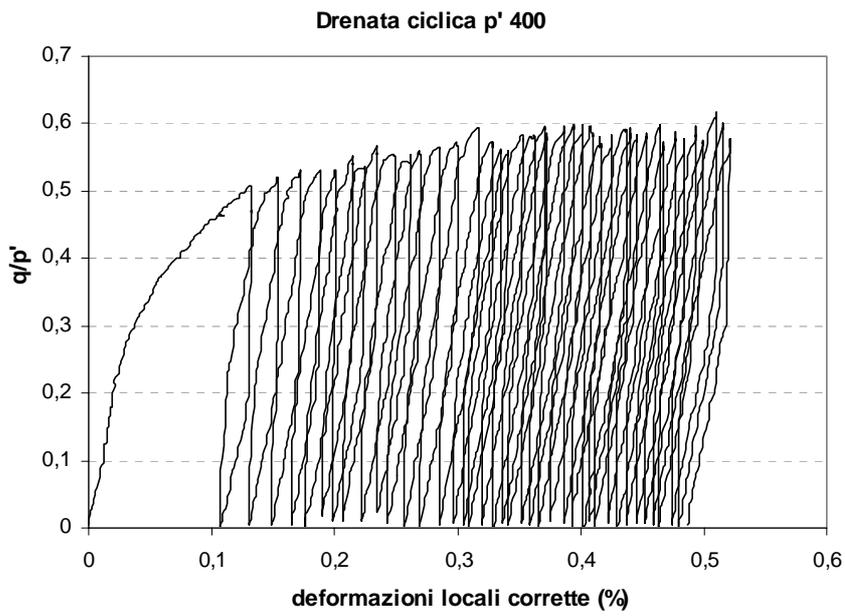
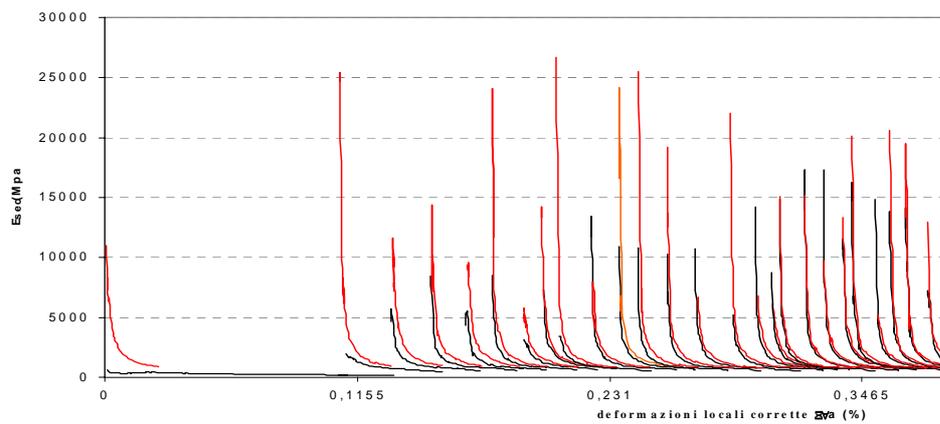
Fig 5.26. Correzione del transitorio ($q/p' - \epsilon_a$).*Fig 5.27. Modulo di rigidezza ($E_{sec} - \epsilon_a$).*

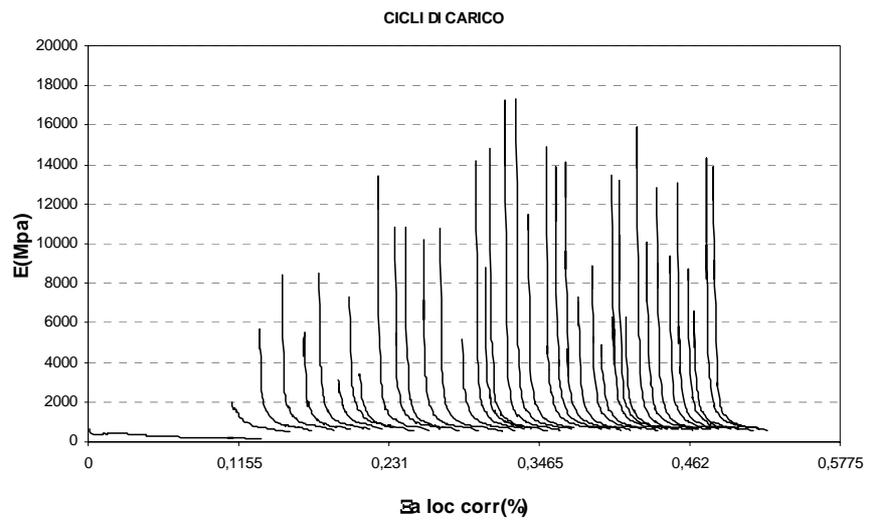
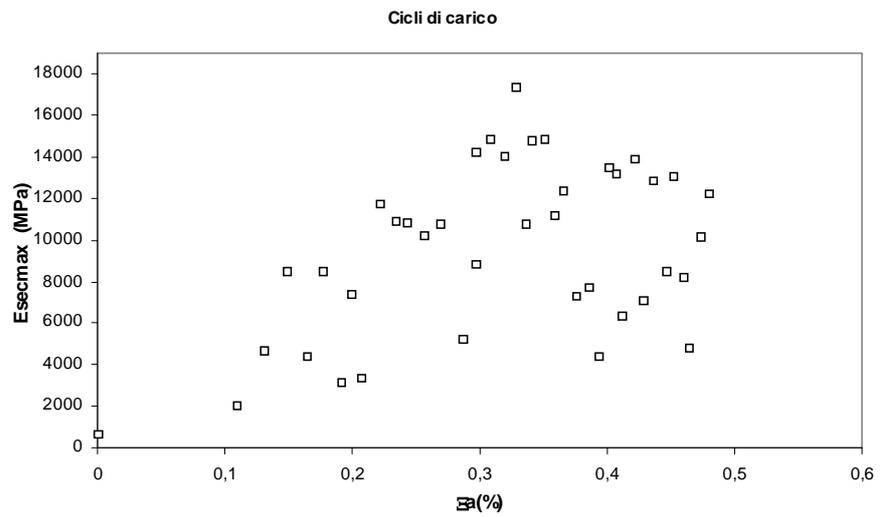
Fig 5.28. Modulo di rigidezza ($E_{sec-\epsilon_a}$), fase di carico.Fig 5.29. Valori di E_{secmax} in funzione di ϵ_a , ricavati dai soli cicli di carico.

Fig 5.30 . Modulo di rigidezza ($E_{sec}-\epsilon_a$), fase di scarico .

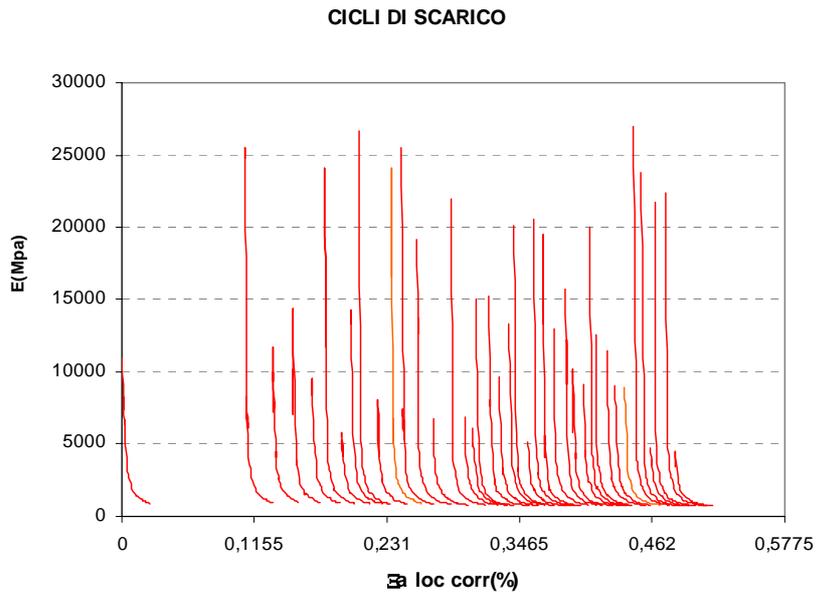
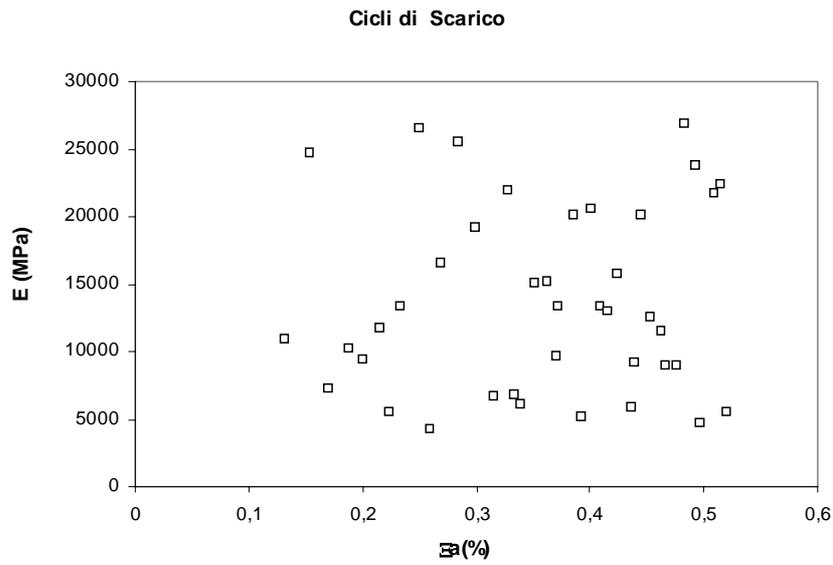


Fig 5.31 . Valori di $E_{sec\ max}$ in funzione di ϵ_a , ricavati dai soli cicli di scarico



Data la forte dispersione dei valori del modulo di rigidezza secante ($E_{sec_{max}}$), in modo particolare in fase di scarico, valutiamo una eventuale dipendenza del modulo E (calcolato come modulo equivalente), dall'indice dei vuoti (e), utilizzando la relazione (5.8) con riferimento ai materiali a grana grossa.

Per la funzione dell'indice dei vuoti $f(e)$ da usare, è stata utilizzata l'espressione suggerita da Hardin e Richart (1963):

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$$

In fig 5.32, sono illustrati i risultati relativi al modulo E_{eq} definito per ciascun ciclo, in funzione della deformazione assiale crescente. In questo caso lo scarto tra punti sperimentali e la legge interpolante si riduce notevolmente.

Grossi risultati non si hanno invece valutando il rapporto $E_{eq}/f(e)$ in funzione della deformazione assiale crescente (fig 5.33), la funzione $f(e)$, surrogato del numero di contatti interparticellari, non incide sul valore del modulo di rigidezza.

Per quanto riguarda il comportamento del materiale durante l'applicazione di questa serie di carichi ciclici, si osserva che:

1. il comportamento volumetrico, è sempre stato globalmente contraente, con deformazioni volumetriche ed assiali residue che diminuiscono ciclo per ciclo (fig 5.34).
2. Questo comportamento è giustificato dal fatto che la serie di cicli applicata è tale da essere sempre al di sotto della CL (linea caratteristica).

Fig. 5.32 Valori sperimentali ($E_{eq}-\epsilon_a$), per la prova ciclica DCP'4d.

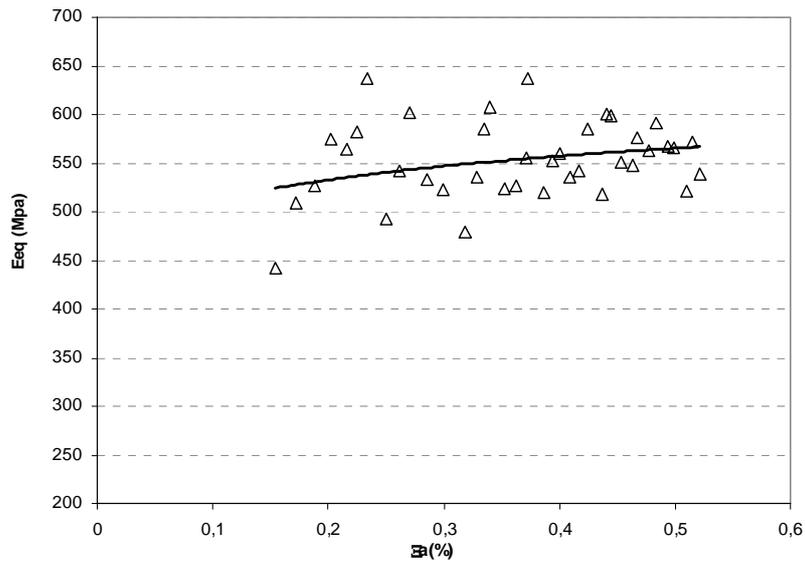


Fig. 5.33 Valori sperimentali della funzione $E_{eq}/(f(e)\sigma_{rif})$ in funzione della deformazione assiale ϵ_a (%), per la prova DCP'4d.

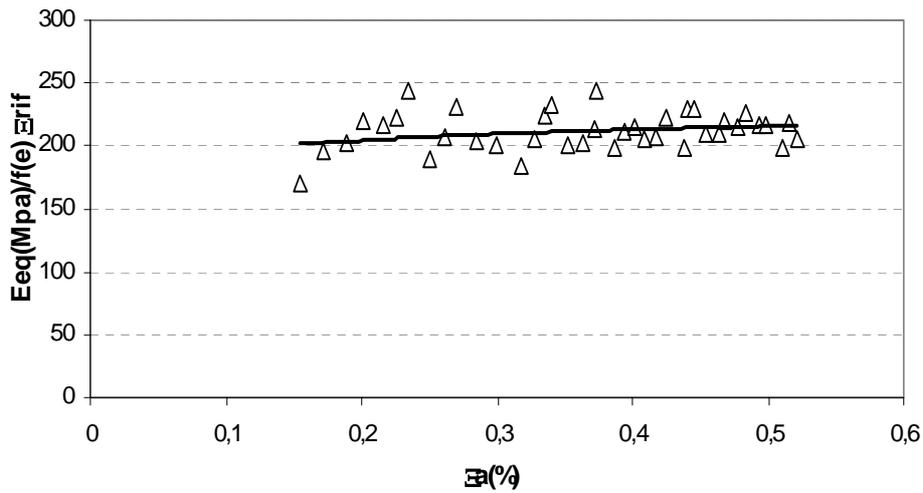
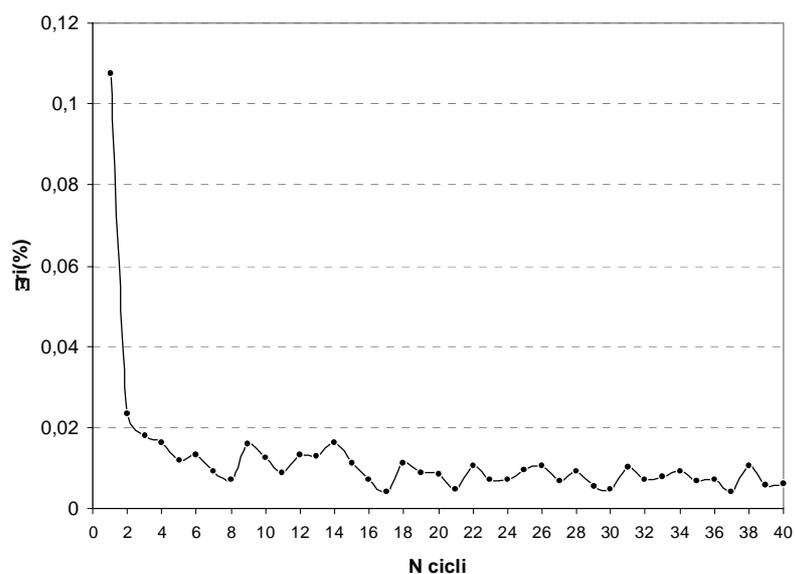


Fig. 5.34 Deformazioni residue



Prova non drenata ciclica

In riferimento ai valori ottenuti al termine della fase di consolidazione isotropa (Tab 3 , UCP'2d),il provino viene sottoposto ad una sequenza di cicli di carico e scarico di ampiezza crescente , in condizioni non drenate.

In questa tipologia di prova, il controllo è effettuato sulla deformazione, misurando , tramite il trasduttore di por, le sovrappressioni neutre accumulate .

La rottura del campione , relativa ad un livello di deformazione del 20%, avviene per compressione monotonica.

Di seguito (fig. 5.35) riportiamo i risultati nel piano (q/p' - ϵ_a) , , in cui la deformazione assiale ϵ_a (%) è la deformazione esterna (LVDT posto alla base del pistone).

Anche in questo caso riportiamo le letture dei trasduttori di spostamento verticale (locali, esterni) , (fig.5.36).

Fig 5.35. Risultati sperimentali della prova UCP'2d

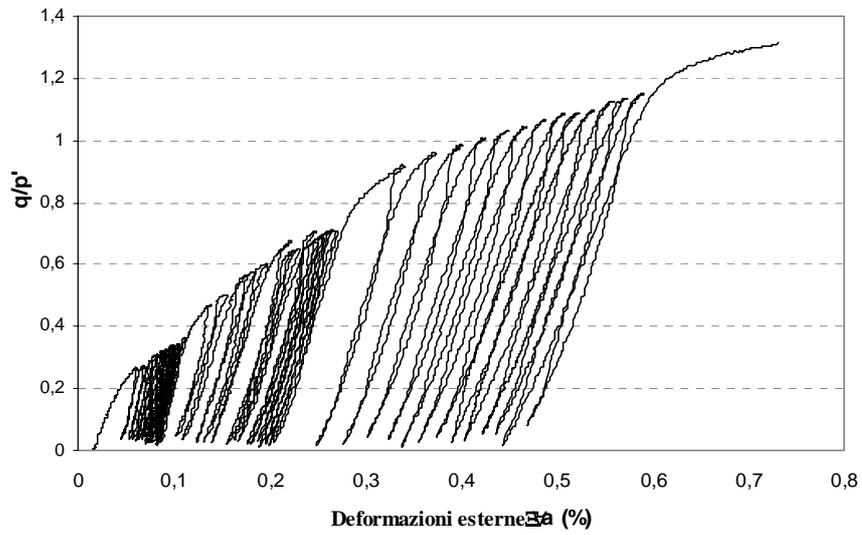
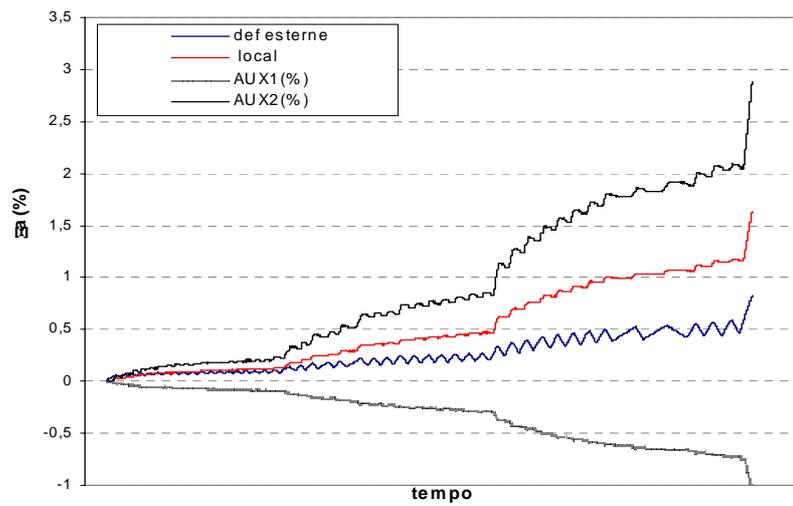


Fig. 5.36. Trasduttori locali ed esterni



Come visibile, la scarsa qualità delle letture locali non permette di quantificare l'influenza del bedding error, in particolar modo nella parte superiore del campione (aux 1 %).

Valutando, come unica misura, quella del trasduttore inferiore (aux 2 %), che permetterebbe di eliminare l'errore (nella misura delle deformazioni), nella sola parte inferiore del campione, otteniamo la curva ($q/p^2 - \epsilon_a$) di fig 5.37.

Riscontriamo un andamento (poco attendibile in termini di deformazioni locali), che presupporrebbe un comportamento quasi elastico (cicli praticamente verticali) del materiale, anche dopo un numero considerevole di cicli di carico e scarico. Questo risultato (decisamente poco affidabile), ci costringe ad eliminare a priori l'utilizzo dei trasduttori locali di spostamento.

Anche in questo caso (fig 5.38), durante la prova ciclica, il campione ha mostrato un comportamento globalmente contraente con deformazioni residue che diminuiscono ciclo per ciclo (fig 5,39).

Fig . 5.37 Influenza del tipo di misura di spostamento (locale ,esterna) sulla curva tensioni deformazioni nel corso della prova ciclica.

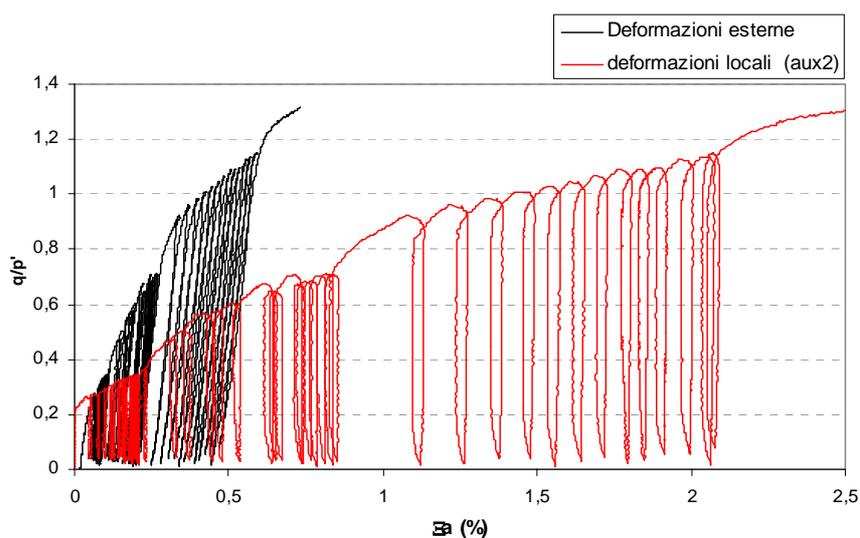
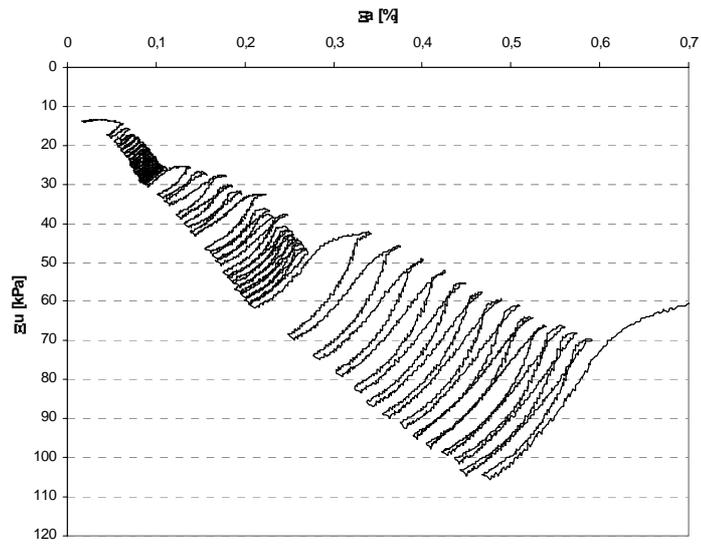
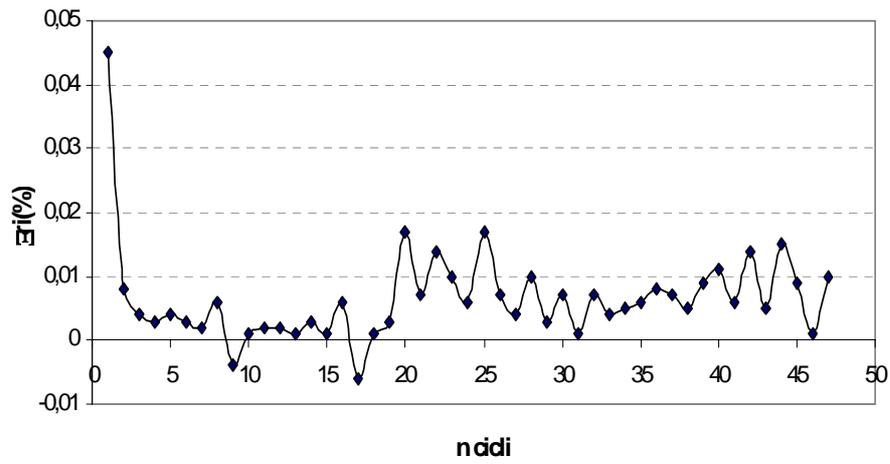


Fig. 5.38 Risultati sperimentali della prova UCP'2d*Fig. 5.39 Deformazioni residue.*

5.2.5 *Confronto tra i valori sperimentali delle prove cicliche e monotoniche.*

È interessante a questo punto confrontare i risultati ottenuti dalle prove cicliche, con quelle monotoniche che presentano lo stesso percorso di carico a rottura.

Naturalmente, dato il numero scarso di prove, il confronto fatto (in termini di condizioni di picco e ultime), è puramente indicativo ma può dare una prima idea dell'influenza che una storia di carico ciclica, anche lontano dalle condizioni di rottura, ha sulle caratteristiche di resistenza del materiale.

Ricordiamo che i parametri finali ricavati nel corso della sperimentazione, vengono definiti ultimi e non stazionari, riferiti ad una deformazione assiale di circa il 20 % (in conseguenza anche dei limiti di misura imposti dal trasduttore di spostamento verticale).

Alla luce di quanto detto, si sono confrontati i risultati delle seguenti prove:

- Prove drenate → (DCP'4d ↔ DMP'4d) → rottura in compressione monotonica
- Prove non drenate → (UCP'2d ↔ UMP'2d) → rottura in compressione monotonica

Nelle fig (5.40 – 5.44), sono rappresentati i risultati del confronto relativo alle prove drenate, nelle fig (5.45 – 5.49), quelli relativi alle prove non drenate.

Sia per le prove cicliche drenate che non drenate, i moduli E_{sec} (vedi fig 5.44, 5.49), sono riferiti ad una fase post ciclica (rispettivamente per una deformazione ϵ_a di circa 0.45%, 0.55%).

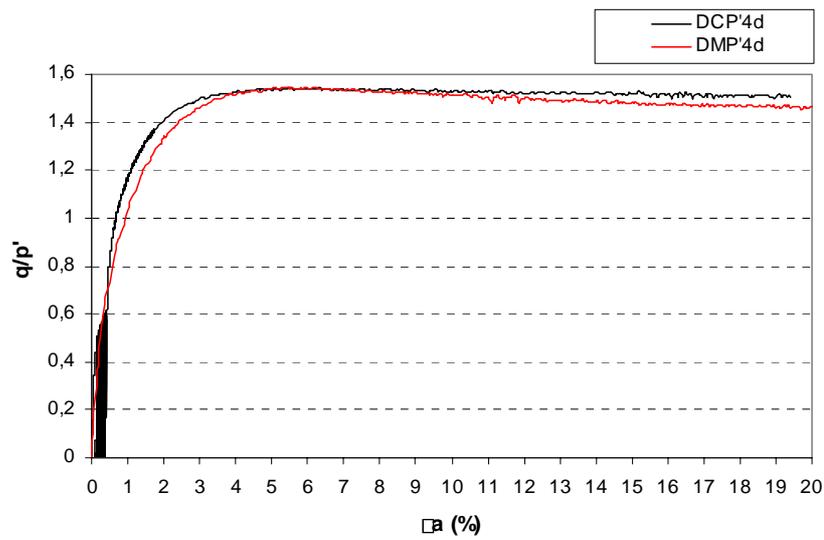
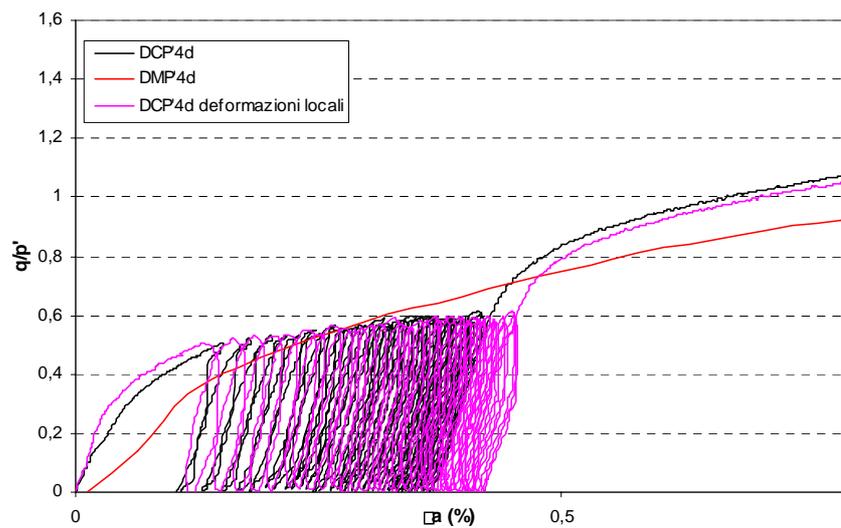
Fig. 5.40 . Confronto tra i risultati sperimentali delle prove drenate ($q/p', \varepsilon$)Fig. 5.41 . Confronto tra i risultati sperimentali delle prove drenate . Particolare ($q/p', \varepsilon$).

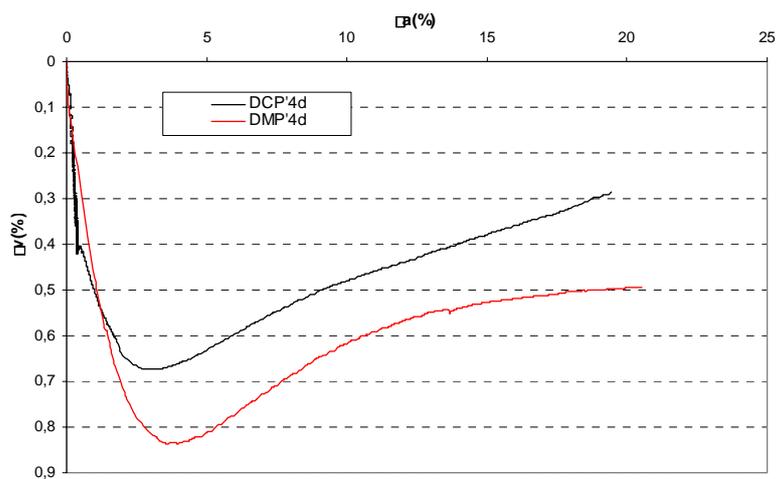
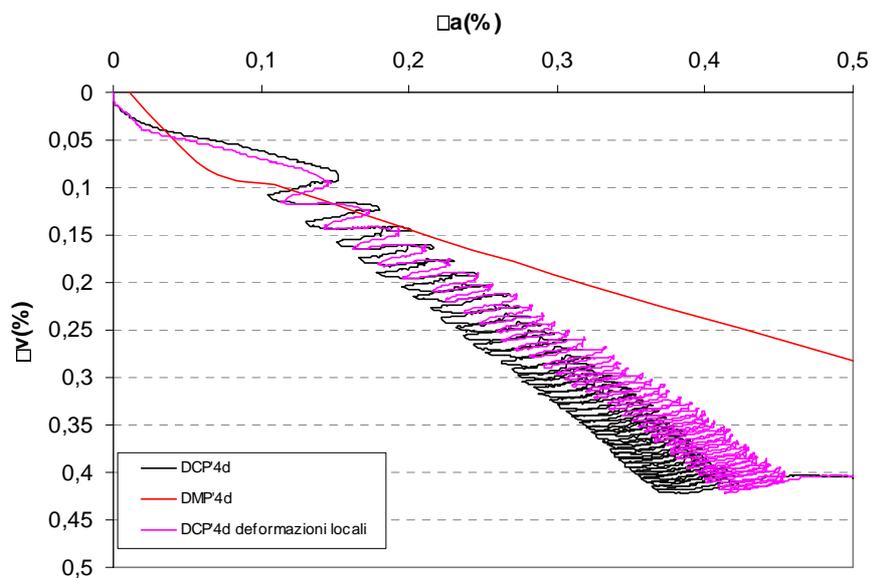
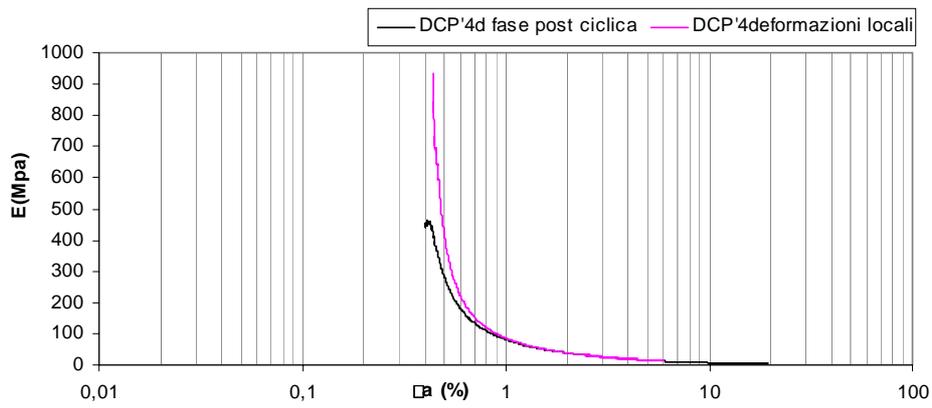
Fig. 5.42 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove drenate. (ε_v - ε_a).Fig. 5.43 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove drenate. Particolare (ε_v - ε_a).

Fig. 5.44 Modulo E_{sec} post cicli. ($E_{sec}-\epsilon\alpha\%$).

Tab 5.4 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove drenate (condizioni di picco e ultime).

Prova	Rottura in	Φ' picco	Φ' ultimo
DCP'4d	compressione	38	37
DMP'4d	compressione	38	36

Fig. 5.45 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove non drenate ($q/p', \varepsilon_a$).

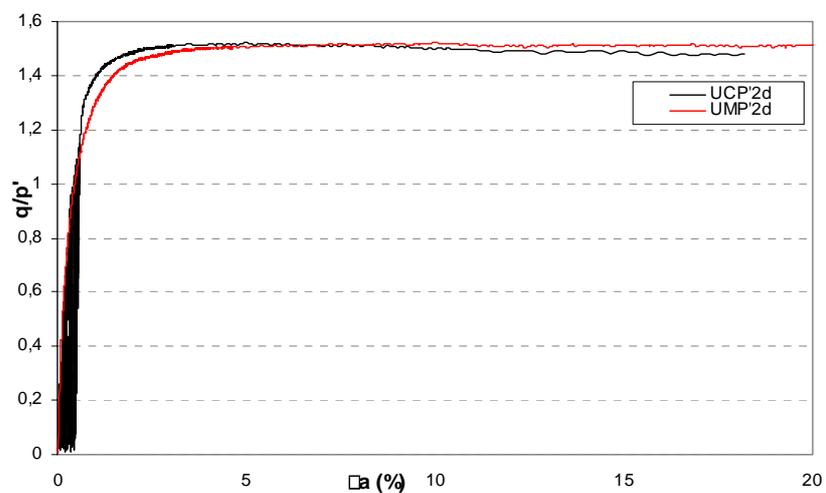


Fig. 5.46 . Confronto tra i risultati sperimentali delle prove non drenate . Particolare ($q/p', \varepsilon_a$).

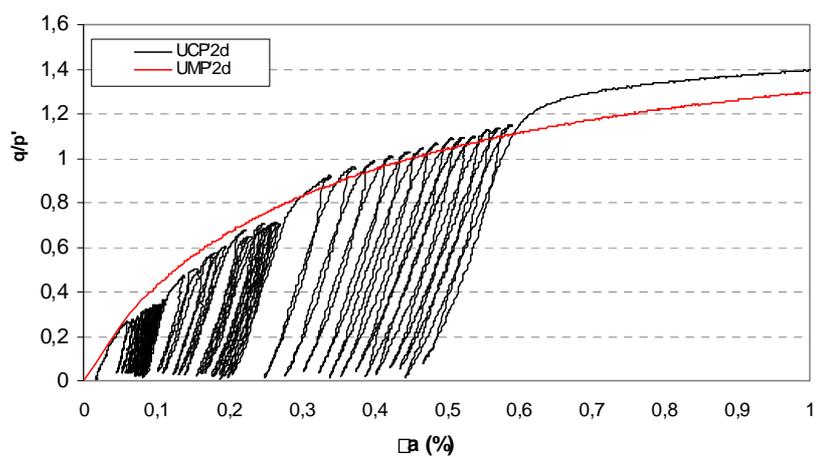


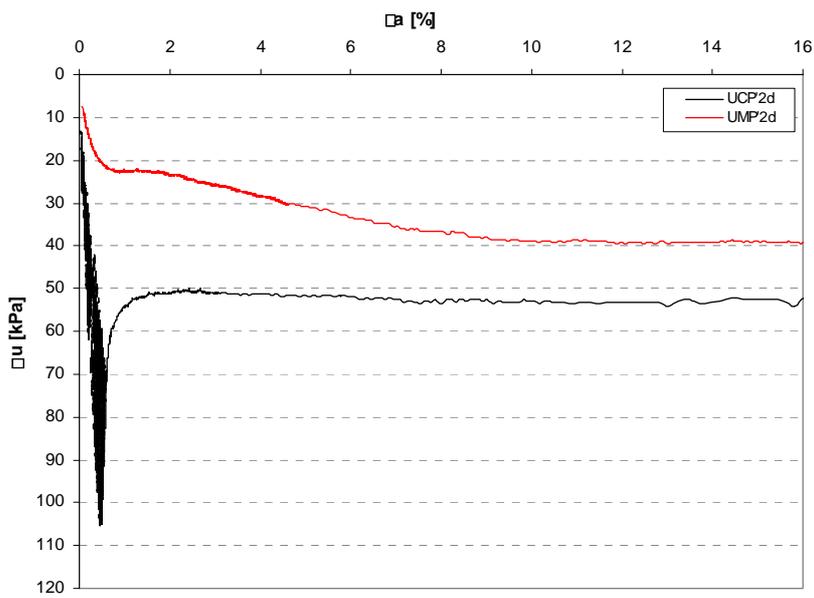
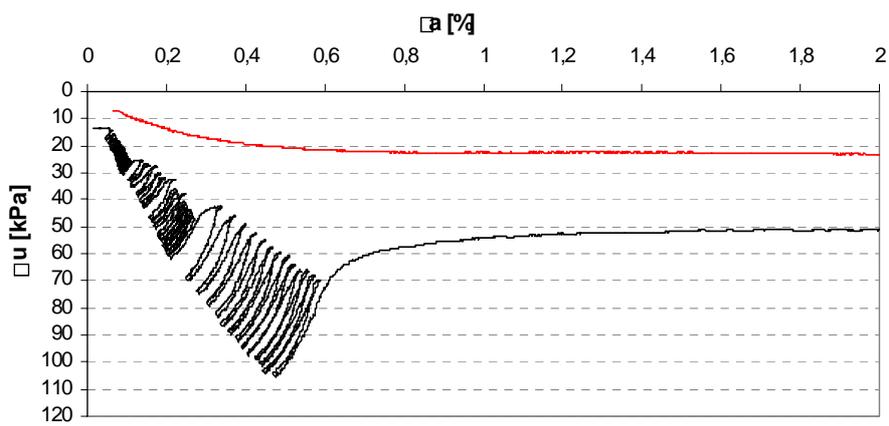
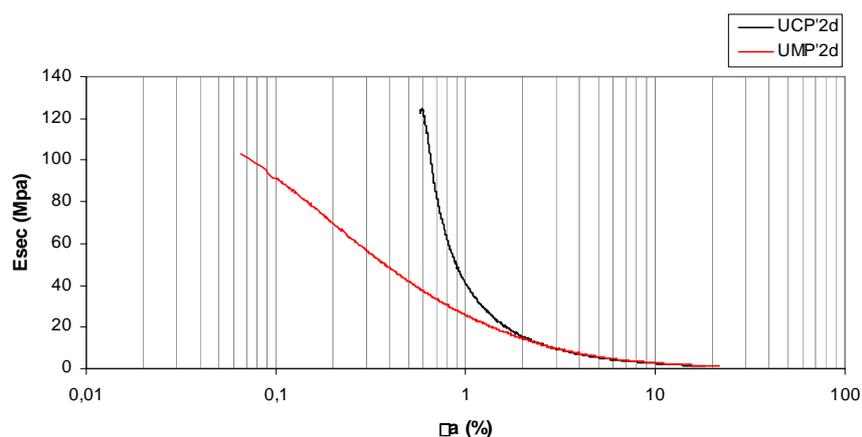
Fig. 5.47 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove non drenate. ($\varepsilon_v - \varepsilon_a$)Fig. 5.48 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove non drenate. Particolare ($\Delta u - \varepsilon_a$)

Fig. 5.49 Modulo E_{sec} post cicli. ($E_{sec}-\varepsilon a\%$)

Tab.5.5 Confronto tra i risultati sperimentali delle prove non drenate (condizioni di picco e ultime).

Prova	Rottura in	Φ' picco	Φ' ultimo
UCP'2d	compressione	37	36
UMP'2d	compressione	37	37

In relazione al confronto tra le prove drenate monotoniche e cicliche, è possibile (sempre in maniera indicativa), valutare l'influenza del percorso di carico sulle condizioni di snervamento del materiale.

Introduciamo in primo luogo uno scalare s rappresentativo della lunghezza del percorso di carico, ottenuto come somma dei singoli incrementi:

$$s = \sum \delta s = \sum \sqrt{\delta p^2 + \delta q^2}$$

Il suo impiego è utile perché, indipendentemente dalla direzione del percorso di carico e dalle sue rotazioni, essa cresce monotonicamente e permette quindi di tenere conto anche di quei carichi, magari ciclici, applicati ben lontano dalla rottura.

Ovviamente però la lunghezza del percorso così calcolata non può essere considerata totalmente esaustiva, ed infatti il suo impiego per la ricerca delle

condizioni di snervamento viene in genere associato a quello di altre grandezze.

I limiti di snervamento (Wood 1990), vengono cercati valutando contemporaneamente i piani: $(\sigma'_a:\epsilon_a)$, $(\sigma'_r:\epsilon_r)$, $(p':\epsilon_p)$, $(q:\epsilon_q)$, e $(S:W)$, con W definito dalla relazione:

$$W = \int (p' \cdot d\epsilon_p + q \cdot d\epsilon_q)$$
 e pari al lavoro necessario per deformare il campione.

Confrontando le prove (DMP'4d e DCP'4d) otteniamo i risultati in fig.(A,B;C,D)

I valori relativi alla prova DCP'4d sono riferiti ad una fase post-ciclica.

Fig 5.50.a (a) Lavoro W : curva sforzo-deformazione assiale; (b) snervamento dedotto dalla variazione del lavoro con lo sforzo σ_a applicato (Wood 1990).

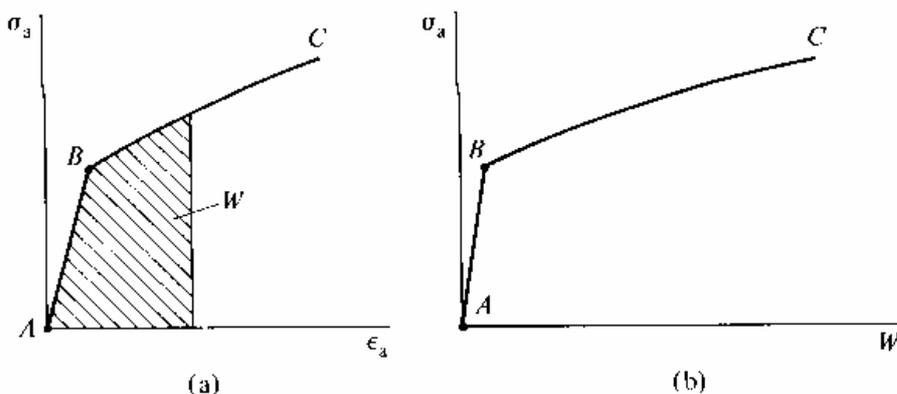


Fig 5.50.b (WOOD .1990) Determination of yield points in triaxial tests : (a) axial effective stress σ'_a and axial strain ϵ_a ; (b) mean effective stress p' and volumetric strain ϵ_p ; (c) deviator stress q and triaxial shear strain ϵ_q ; (d) radial effective stress σ'_r and radial strain ϵ_r ; (e) length of stress path S .

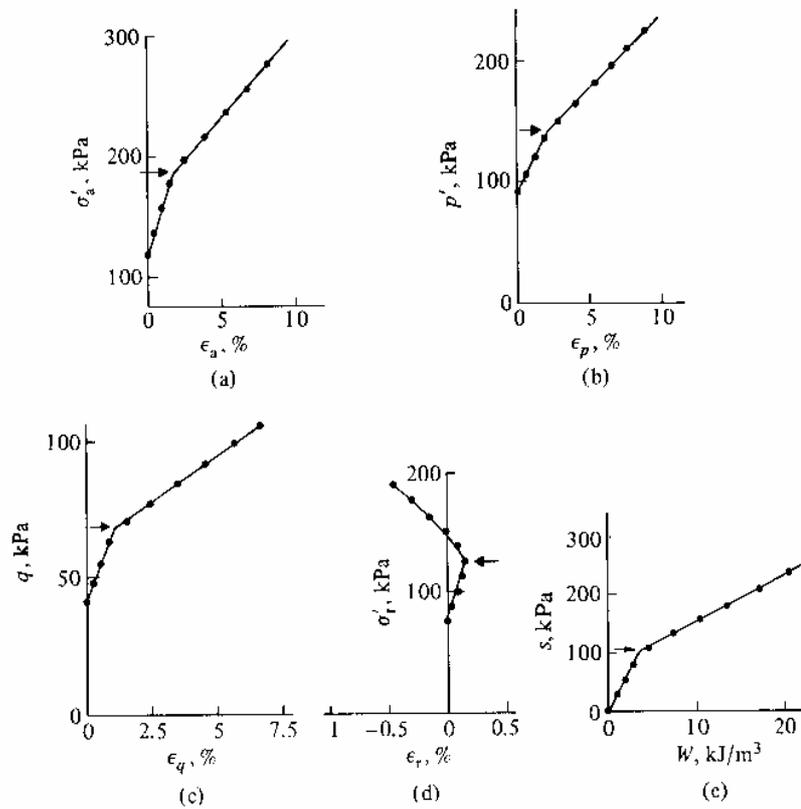


Fig 5.51. Determinazione della tensione di snervamento – Prova drenata

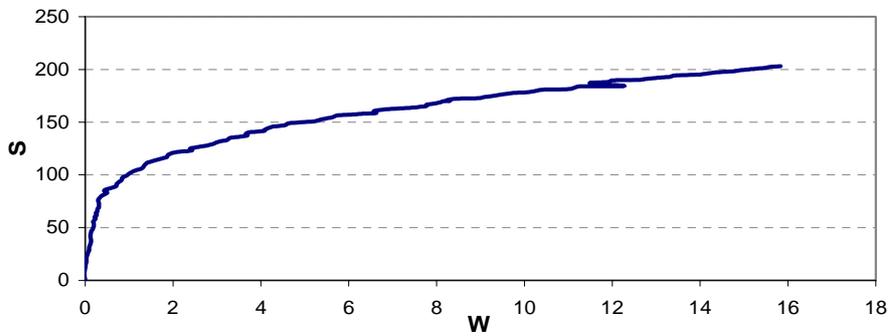
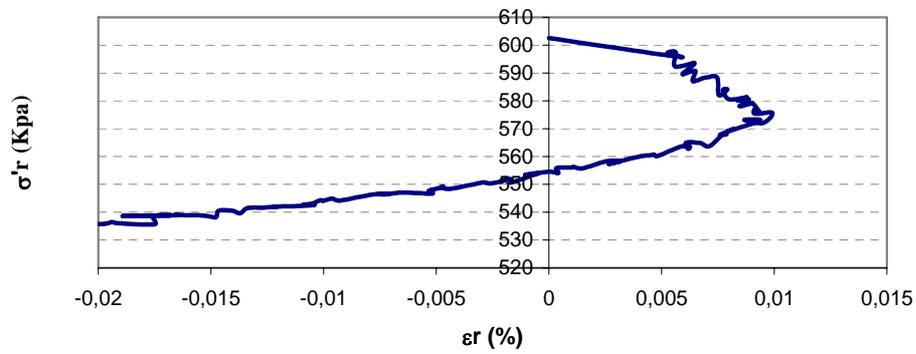
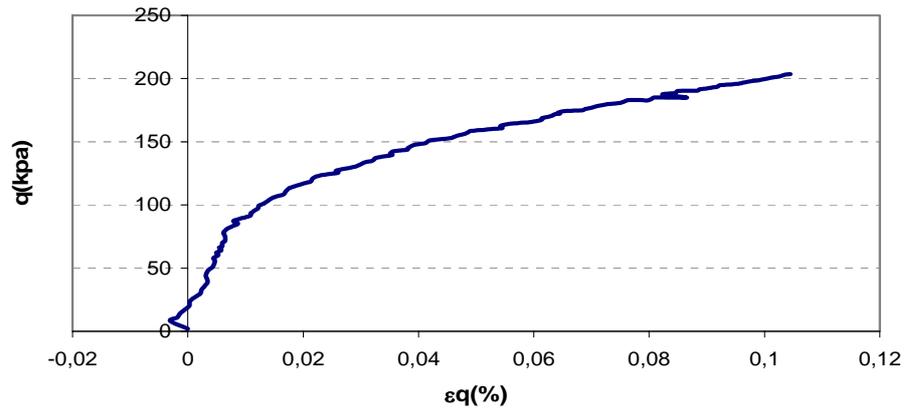


Fig 5.52. Determinazione della tensione di snervamento – Prova non drenata

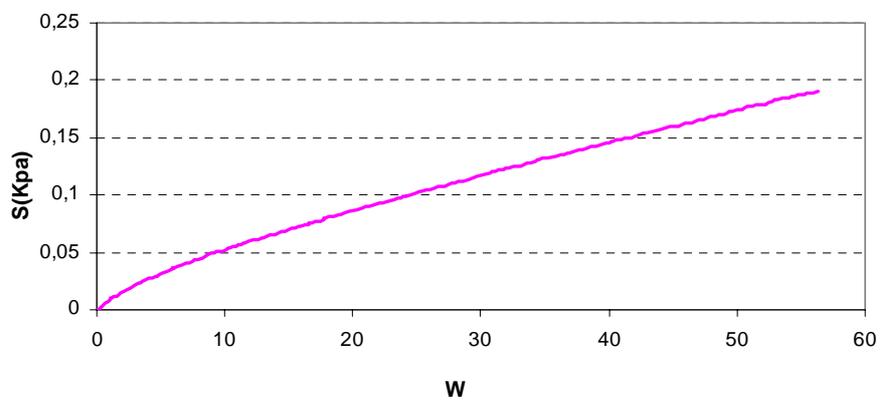
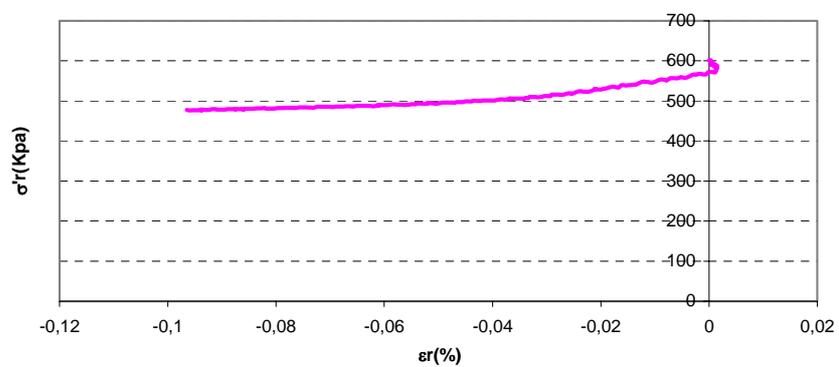
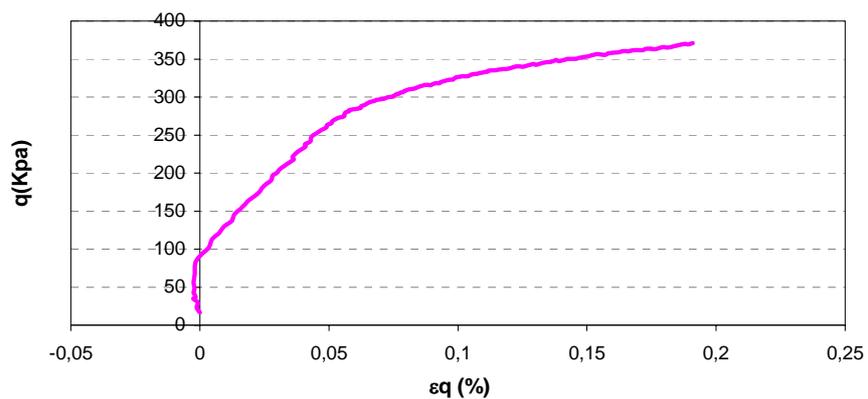
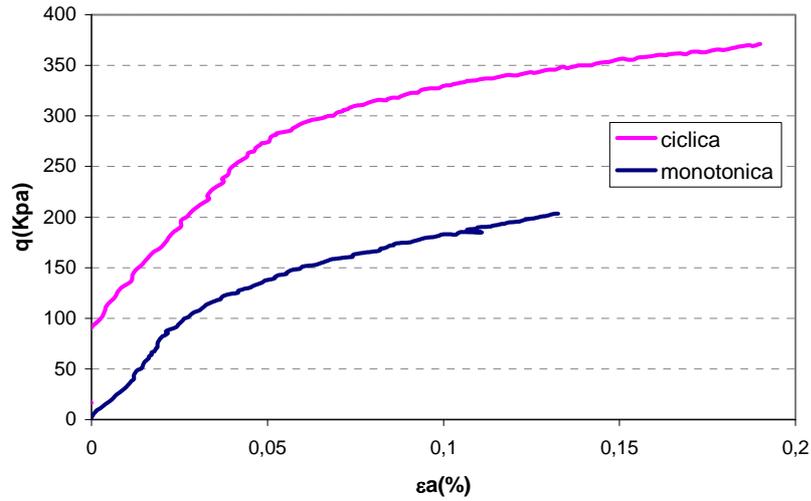
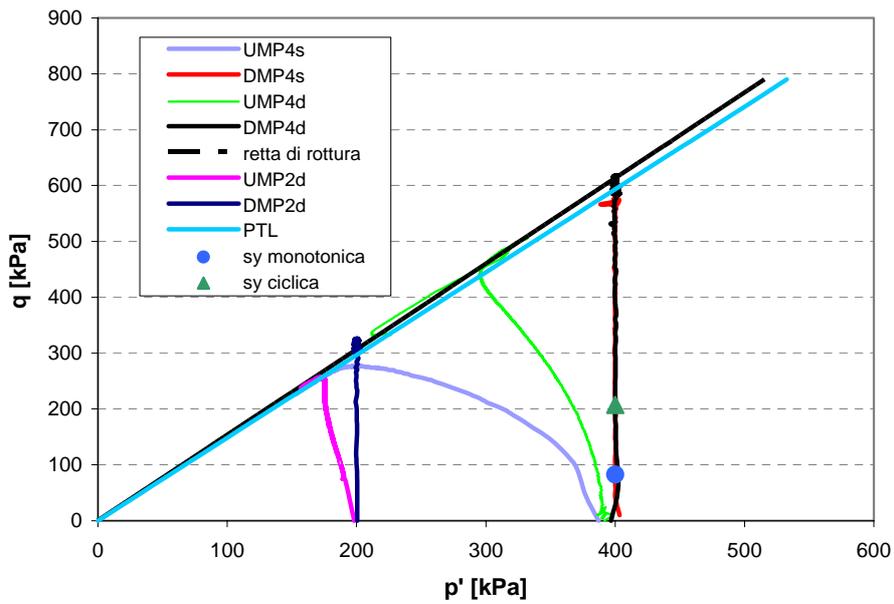


Fig. 5.53. Determinazione della tensione di snervamento – (q, ϵ_a').Fig.5.54. Determinazione della tensione di snervamento – (q, p').

Nella fig. 5.54 è possibile identificare i possibili valori della tensione di snervamento relativa a percorsi di carico differenti. Si nota come la storia di carico ciclica abbia comportato un aumento della tensione di snervamento.

Poichè il materiale presenta in entrambi i casi un indice dei pori praticamente costante, l'addensamento è giustificato da un comportamento incrudente del materiale con il risultato di modificarne la superficie di snervamento.

5.3 LE PROVE SUL MATERIALE DEL CHIASCIO

Anche per il materiale del Chiasco sono state eseguite prove triassiali nella cella di grandi dimensioni denominata HPSP, dopo aver effettuato l'operazione del taglio a 30 mm, della curva granulometrica affinché fossero rispettati i limiti di letteratura.

Su tale materiale sono state essenzialmente eseguite prove monotoniche e cicliche consolidate isotropicamente drenate. In tabella si riporta un riassunto delle prove effettuate, e di seguito i grafici tensio-deformativi.

Tab 5.6 sintesi delle prove effettuate

nome	tipo	e_0	γ_d [kN/m ³]	p' [kPa]	φ_{mc} [°]	φ_{ult} [°]	φ_{picco} [°]
DM_1	<i>Drenata monotonica</i>	0.271	21.19	114	43,8	43,8	44,0
DM_2	<i>Drenata monotonica</i>	0.212	22.21	92	27,6	34,4	44,7
DM_3	<i>Drenata monotonica</i>	0.229	21.9	200	32,3	39,2	39,9
DM_4	<i>Drenata monotonica</i>	0.230	21.89	50	33,3	45,6	46,5
DC_2	<i>Drenata ciclica</i>	0.227	21.95	Variabile ($\sigma'_3 = 200$ kPa)	36,2	36,0	42,6

Anche per queste prove, come per il Melito, pur non essendo presente un picco ben definito, si nota una prima fase contraente seguita da una fase dilatante.

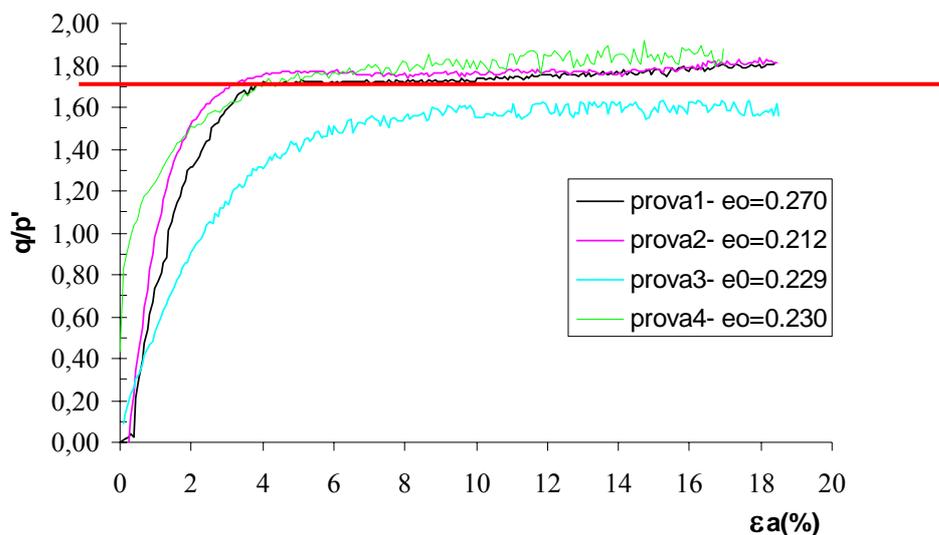
Inoltre si nota una dipendenza della rigidità sia dallo stato di addensamento, sia dallo stato pensionale (p').

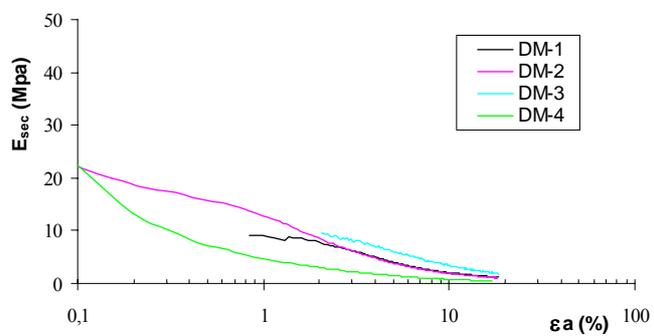
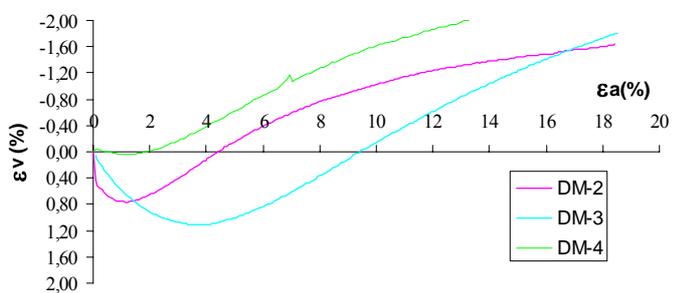
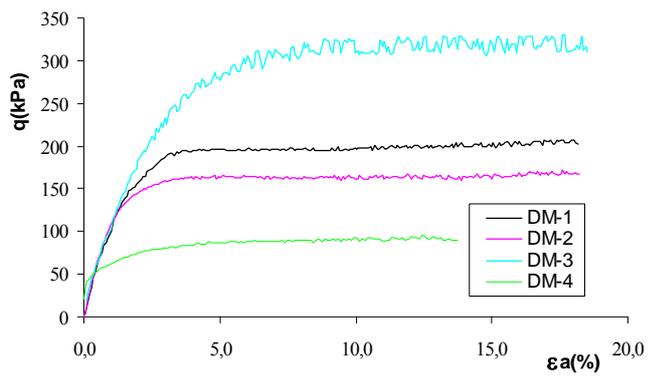
Tutte le prove sembrano convergere ad un unico valore del rapporto q/p' pari a 1,8 circa.

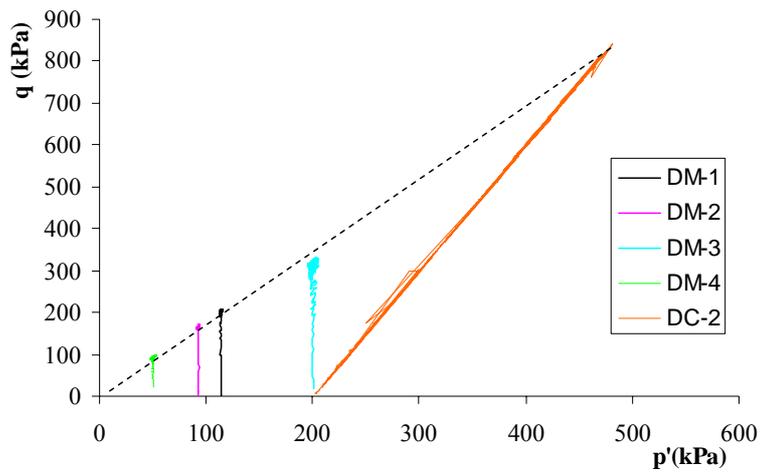
Anche nel caso del Chiasco la legge che lega l'angolo di attrito ultimo a p' è una legge tipo potenza.

Come indicato in tabella sul materiale del Chiasco è stata condotta un'unica prova ciclica consolidata isotropicamente drenata per cui non è stato possibile effettuare l'elaborazione fatta per il Melito. Tuttavia è stato eseguito un confronto tra la rigidità prima e dopo l'applicazione dei cicli. Come si nota in fig 5.55 la rigidità tende ad aumentare con l'esecuzione di cicli così come avveniva per il Melito, per cui il provino tende ad irrigidirsi.

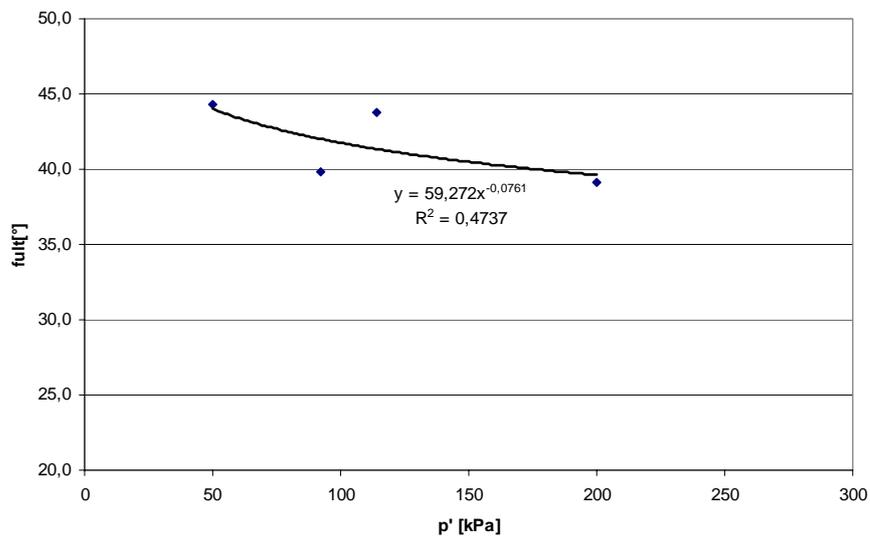
Fig . 5.55 prove sul materiale del Chiasco



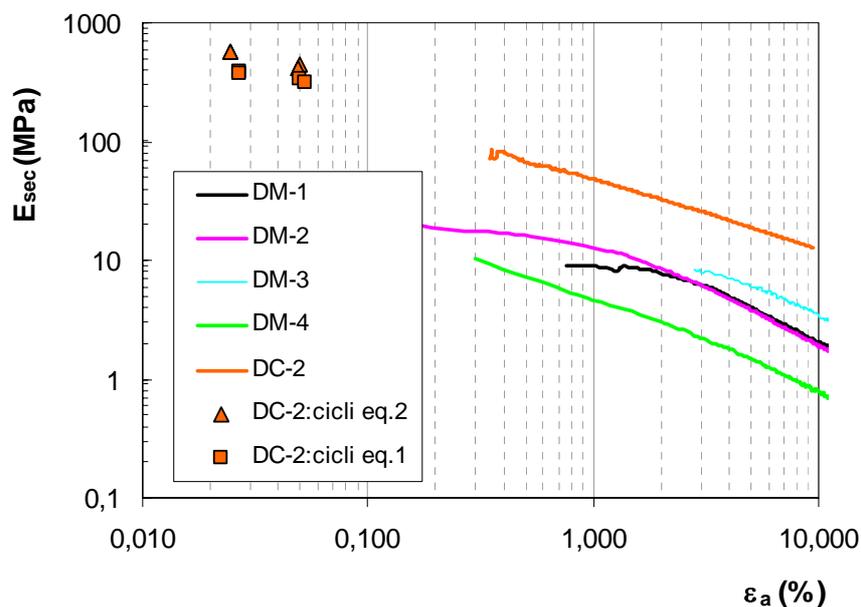




5.56 angolo di attrito ultimo



5.57 confronto tra le rigidità pre e post sollecitazione ciclica



5.4 CONSIDERAZIONI SUL COMPORTAMENTO DILATANTE

Come visto precedentemente entrambi i materiali sottoposti a prova presentano la tipica risposta tensio deformativi dei mezzi granulari. In particolare essi presentano: una prima fase in cui ad un aumento del rapporto q/p' corrisponde una riduzione di volume (o aumento di pressioni neutre); una seconda fase in cui il carico continua ad aumentare fino al raggiungimento di un picco ma il materiale aumenta di volume (si riducono le pressioni neutre), ed infine si ha una caduta di resistenza fino ad un valore costante (q/p'_{sc}), detto, appunto di stato critico, in cui le deformazioni volumetriche sono nulle (o le variazioni di pressioni neutre).

Il luogo dei punti nel piano q,p' corrispondente al cambio di tendenza delle deformazioni volumetriche, ossia corrispondente al punto in cui $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$ è istantaneamente nullo è una retta definita “linea di trasformazione di fase” (Ishihara et al., 1975), o “linea caratteristica” (Luong, 1979).

Tale linea separa due zone nel del piano p,q, ed in particolare al disotto di tale linea il comportamento del materiale è essenzialmente contraente, mentre al di sopra di tale linea il comportamento del materiale risulta dilatante. Come è ovvio, quindi, tale linea, come meglio si dirà in seguito, svolge un ruolo determinante nel comportamento del materiale in condizioni di carico ciclici.

Inoltre alcuni autori (Luong, 1979) sostengono la coincidenza tra l' angolo di attrito in condizioni di trasformazione di fase, e l' angolo di attrito ultimo o meglio l' angolo di attrito a volume costante (stato critico). Ciò comporta l' enorme vantaggio di poter misurare quest' ultimo già a bassi livelli di deformazione.

Per quanto riguarda i materiali sottoposti a sperimentazione nel corso della presente tesi, essi hanno mostrato, a tal proposito, diverso comportamento: il materiale del Melito mostra una coincidenza tra il luogo dei punti q,p' corrispondenti allo stato ultimo, e quelli relativi alla trasformazione di fase, lo stesso non avviene invece per il materiale del Chiasco (vedi fig 5.58-5.59).

Tab. 5.6 angoli di attrito per il materiale del Melito

melito	φ_{tr}	φ_{ult}	$\Delta\varphi (\varphi_{tr}-\varphi_{ul})$
UMP4s	36,7569	36,67383	0,08307
DMP4d	37,08452	36,05537	1,029151
DMP4s	34,20774	34,94172	-0,73398
UMP4d	36,54412	36,2267	0,317414
UMP2d	36,37299	37,20459	-0,8316
DMP2d	37,73851	37,52275	0,215757
DMP1s	37,56961	44,53375	-6,96414

Tab. 5.7 angoli di attrito per il materiale del Chiasco

chiasco	$\varphi_{tr} [^\circ]$	φ_{ult}	$\Delta\varphi (\varphi_{tr}-\varphi_{ult})$
DM_1	43,81306	43,81296	-0,0001
DM_2	27,6459	34,45221	6,806314
DM_3	32,35345	39,16662	6,813166
DM_4	33,34546	45,5711	12,22564

Come si può notare le differenze tra l'angolo di attrito di transizione di fase e quello ultimo per il melito risultano inferiori al grado eccetto che per la prova DMP1s, mentre per il Chiascio sono superiori ai sei gradi.

Tuttavia è bene precisare che l'angolo di attrito ultimo riportato non è detto che coincida con l'angolo di attrito a volume costante. Infatti le prove sono state fermate tutte al 20% di deformazione assiale, condizione in cui le deformazioni volumetriche, pur essendo molto piccole, non si erano ancora completamente annullate.

Inoltre, è noto dalla letteratura che l'angolo di attrito a volume costante, ossia quello di stato critico, è caratteristica del materiale, per cui non dipendendo né dall'indice dei vuoti, né da p' , dovrebbe essere identico in tutte le prove. Ciò è un ulteriore prova del fatto che φ_{ult} non può essere confuso con φ_{cv} .

Quest'ultimo è stato, quindi, ricavato attraverso un'interpolazione dei dati. Riportando gli angoli di attrito di picco e di transizione di fase in funzione di p' , si nota che all'aumentare di p' , la loro differenza tende a ridursi e tendono a coincidere in un angolo che è appunto quello di stato critico.

Fig 5.58 determinazione della retta di trasformazione di fase per il materiale del Melito

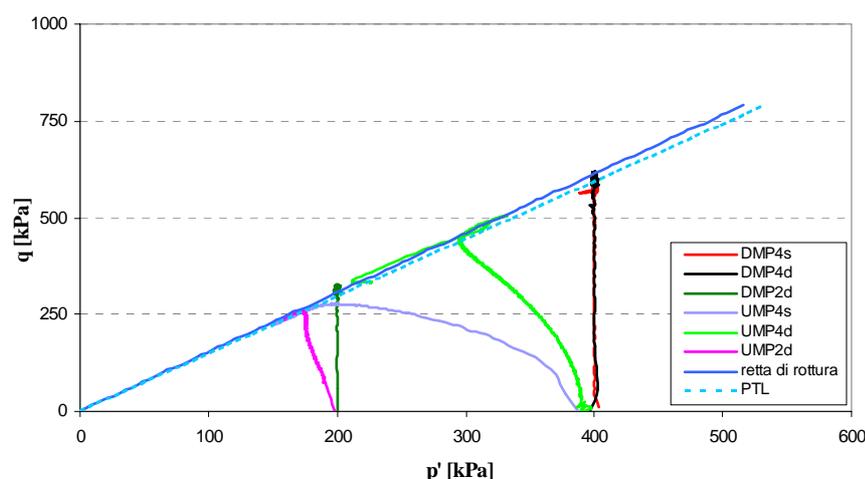


Fig 5.59 determinazione della retta di trasformazione di fase per il materiale del Chiascio

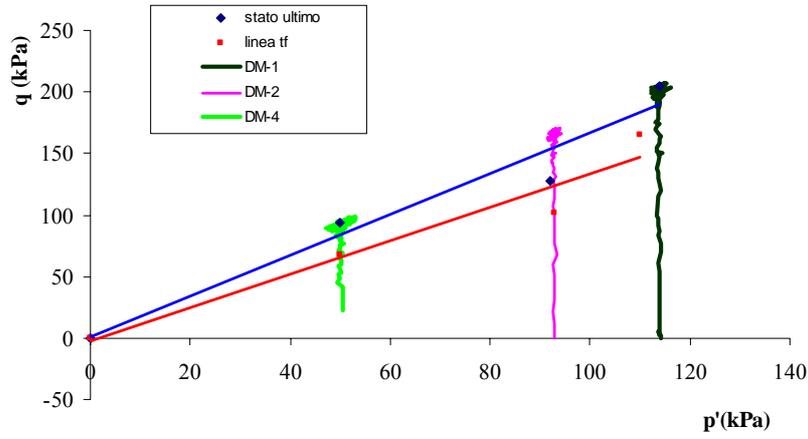
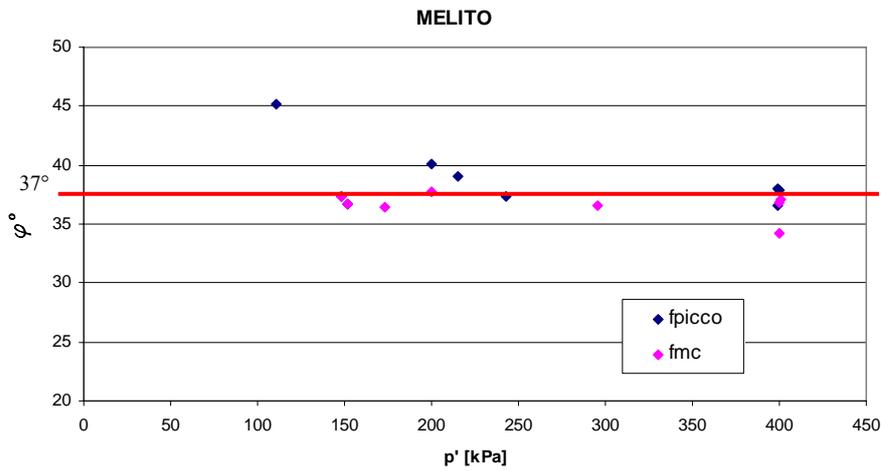
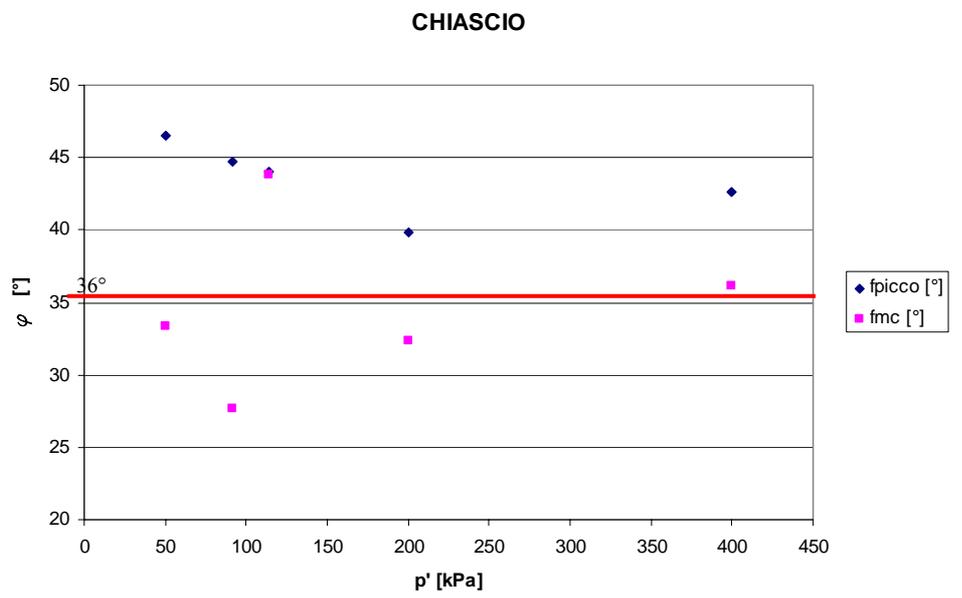
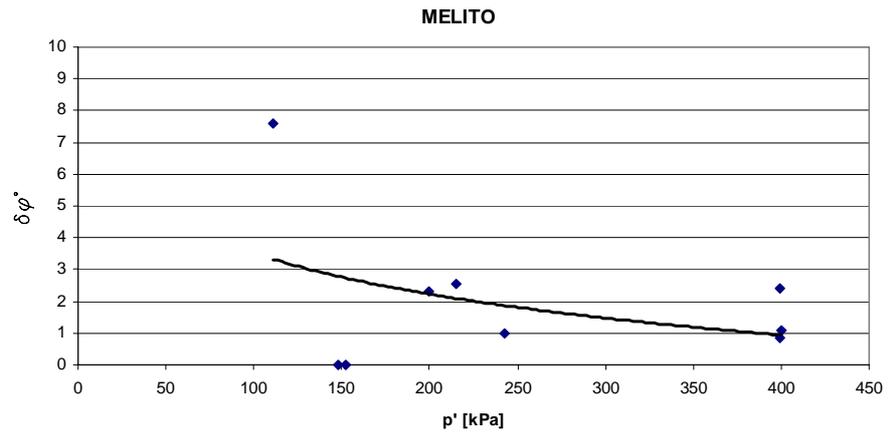
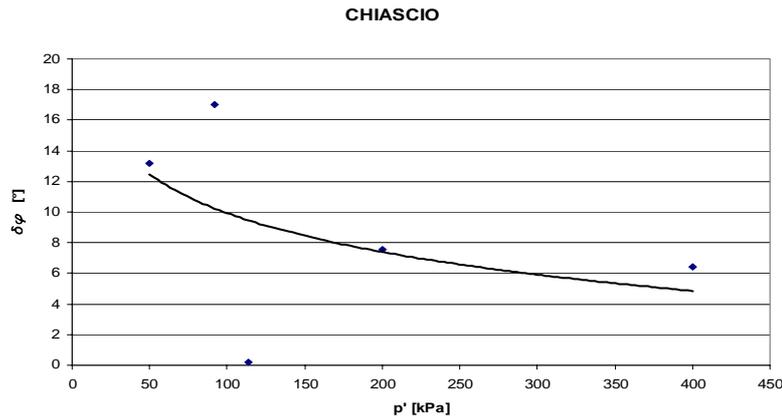


Fig 5.60 differenza tra angolo di picco e di massima contrazione







È stato mostrato, quindi, come il fenomeno della dilatanza influenzi in maniera significativa il comportamento del materiale in termini di resistenza. Su tale fenomeno sono state sviluppate nel corso degli anni una serie di teorie, la cui più nota è quella di Rowe (1962), che combinate con la teoria dello stato critico consentono una completa descrizione del comportamento del materiale.

Nei precedenti paragrafi sono stati dati dei valori degli angoli di attrito di picco, di transizione di fase e ultimo, tutti calcolati utilizzando la seguente:

$$M = q/p' = 6 \cdot \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi') \quad (1)$$

In questa sede si è calcolato l'angolo di attrito in condizioni ultime sfruttando la teoria della dilatanza di Rowe.

Partendo da semplici considerazioni meccaniche sull'equilibrio di un blocco su un piano inclinato, si dimostra che il rapporto E tra lavoro motore e lavoro resistente nella deformazione per mutuo scorrimento di una coppia di grani soggetto ad un sistema di forze qualsiasi, può essere scritto come:

$$E = \tan(\varphi_m + \beta) / \tan \beta \quad (2)$$

Dove φ_m è l'angolo di attrito del materiale costituente le particelle e β l'angolo che la direzione di scorrimento forma con la direzione della risultante delle forze motrici. L'ipotesi alla base della legge è che tutta la dissipazione di energia, quindi tutto il lavoro plastico, sia dovuto allo scorrimento tra i grani, e che quindi non si abbia rottura dei grani.

Lo scorrimento avviene quando E è minimo; derivando il rapporto E rispetto a β si ottiene:

$$E_{\min} = \tan^2(45^\circ + \varphi_m/2)$$

L'applicazione ad un mezzo granulare di queste considerazioni consegue dall'estensione di quanto detto per il singolo contatto ad un numero n_c di

contatti interparticellari. Detto n_s il numero di contatti nei quali si ha scorrimento, è chiaro che l'espressione scritta rappresenta un minimo solo teoricamente raggiungibile ed il comportamento reale dipende dal rapporto tra n_c ed n_s . In particolare esso si avvicinerà tanto più al minimo teorico quanto minore è il numero di punti che scorrono, perché così aumenta la probabilità che tali scorrimenti abbiano stessa direzione e verso. Questo è probabile che avvenga in aggregati molto addensati prima del picco di resistenza globale, per cui in queste condizioni la (2) può ritenersi soddisfatta. In aggregati di particelle molto sciolti o nella fase post picco in quelli originariamente addensati gli scorrimenti avvengono lungo un numero di contatti maggiore, orientati in modo casuale. Il dispendio energetico è quindi più grande e la deformazione avviene senza raggiungere il minimo assoluto. La stessa espressione (2) può essere utilizzata sostituendo all'angolo di attrito interparticellare f_m un angolo di attrito f rappresentativo del comportamento globale del terreno. Il valore massimo di questo parametro si ha per $n_c = n_s$, quando il dispendio energetico per lo scorrimento ed il riarrangiamento dei grani è massimo. In assenza di rottura dei grani, questo avviene quando la deformazione assiale avviene a volume costante ($\varphi = \varphi_{cv}$). In generale:

$$\varphi_m \leq \varphi \leq \varphi_{cv} \quad (3)$$

tenendo conto della (3), il rapporto tra lavoro motore e lavoro resistente può essere riscritto in modo generale fornendo l'equazione della dilatanza (Rowe, 1962):

$$\sigma'_1 / \sigma'_3 = K(1 - d\varepsilon_v / d\varepsilon_a) \quad (4)$$

dove $K = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ sostituisce E_{\min} per quanto detto in precedenza.

Per sua natura la relazione della dilatanza non è concepita per tenere conto né della rottura dei grani, né dell'inversione della direzione di deformazione che si verifica nel caso di carichi ciclici.

La rottura dei grani, infatti, introduce un ulteriore fattore energetico non considerato nella scrittura della (4), mentre l'inversione nella direzione di deformazione altera totalmente la distribuzione dei contatti in fase di scorrimento, invalidando le considerazioni energetiche svolte. Ciò nonostante alcuni autori (Molenkamp, 1987; Pradhan, 1990) a carichi non monofonici, segnatamente ciclici. In particolare Pradhan ha eseguito numerose prove triassiali e di taglio torsionale, monofoniche e cicliche, su sabbie a diversi gradi di addensamento. I suoi risultati indicano chiaramente che, durante una prova ciclica di qualsiasi tipo, due possibili gradienti di dilatanza $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$ sono contemporaneamente possibili per il medesimo stato pensionale, in funzione della direzione di deformazione assiale, con un brusco salto del

comportamento solamente nel punto di inversione; entrambi questi gradienti sono ben interpretabili con le classiche leggi della dilatanza, prima fra tutte quella di Rowe. Unica ipotesi aggiuntiva di Pradhan è che K rappresenti sia in condizioni di carico, sia in condizioni di scarico, il rapporto tra lavoro motore e lavoro resistente.

Di conseguenza per tutte le prove effettuate è stato calcolato l'angolo di attrito ultimo dal valore di K e confrontato con quello precedentemente ricavato attraverso la (1).

Tab 5.8 angoli di attrito per le prove drenate

	p'	φ'_{ult}	$\varphi'_{ult(rowe)}$	$\Delta\varphi$
DMP1s	100	44,53	51,30	6,77
DMP2d	200	37,52	37,52	0
DMP4s	400	34,94	34,94	0
DMP4d	400	36,06	36,05	0,01
DCP4d	400	37,02	37,02	0
DM_4	50	45,57	45,49	0,08
DM_3	200	39,20	39,86	0,66
DM_2	92	43,80	44,01	0,21
DM_1	114	34,45	34,45	0
Ciclica chiascio	var	36,04	36,05	0,01

Come si nota, i due metodi restituiscono lo stesso angolo di attrito, infatti le differenze tra i due angoli superano il grado solo per la prova DMP1s.

Tale prova è stata condotta ad un p' minore rispetto alle altre condotte sul Melito, e quindi la maggiore differenza tra i due angoli di attrito potrebbe essere dovuto a questo. Infatti, Flora, notò come la differenza tra i due angoli calcolati con due metodi diversi andassero diminuendo all'aumentare di p' .

Si è provato, inoltre ad interpretare i dati della dilatanza con delle leggi di flusso. In particolare sono state utilizzate quella di Rowe (1975) e quella più recente di Lee e Dafalias (2000). Come si vede dai grafici è ancora la teoria di Rowe ad interpretare meglio i risultati.

Fino a questo momento si è parlato di dilatanza senza però tenere conto del fatto che tale concetto riguarda essenzialmente le deformazioni plastiche.

Di conseguenza si sarebbe dovuto innanzi tutto effettuare una separazione tra le componenti plastiche e le componenti elastiche. Been e Jefferies in un loro recente articolo (2004) mostrano i risultati in termini di dilatanza di una serie di prove drenate eseguite sulla sabbia di Erksak.

Gli autori calcolano la componente plastica delle deformazioni assiale e volumetrica come differenza tra la deformazione totale e la sua componente elastica. Ossia:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_v^t - dp'/K$$

$$d\varepsilon_q^p = d\varepsilon_q^t - dq/3G$$

dove K è il “bulk modulus”, che viene calcolato dagli stessi autori in un precedente lavoro, attraverso l’ esecuzione di piccoli cicli di scarico in compressione isotropa su provini della stessa sabbia preparati con uguale tecnica di compattazione e stessa densità relativa di quelli utilizzati nella loro più recente ricerca.

Il modulo K è posto pari a :

$$K/\sigma_{ref} = C/(e - e_{min}) * (p'/\sigma_{ref})^b,$$

dove $\sigma_{ref} = 100\text{kPa}$, e è l’ indice dei vuoti, c e b sono due costanti del materiale.

Per quanto riguarda il modulo elastico di taglio G, è calcolato dagli autori noto K assumendo un modulo di Poisson = 0,2.

Separate le componenti elastiche da quelle plastiche essi calcolano la dilatanza ovviamente sulla base della sola deformazione plastica e la plottano nel piano D, η . Gli autori individuano una prima parte della curva D,h fortemente non lineare, seguita da una parte approssimabile ad una retta e propongono diverse leggi di flusso con cui interpretano questa seconda parte della curva.

Nel caso dei materiali sottoposti a prova durante la presente tesi di dottorato, precedenti studi su materiali simili (Flora, 1995; Modoni,1997; Flora e Modoni ,1998.) hanno mostrato come a medi e grandi livelli di deformazione la componente elastica diventi trascurabile, e la deformazione totale vada praticamente a coincidere con la sua componente plastica.

Flora e Modoni , infatti, mostrano la differenza tra la dilatanza calcolata con la def totale e quella calcolata con la def plastica. Gli autori notano che le differenze si riducono all’ aumentare di h e di p’.

Nel nostro caso non essendo possibile cogliere il comportamento a piccoli livelli di deformazione a causa dei limiti dell’ apparecchiatura, e quindi non essendo in grado di stimare i parametri elastici del materiale e di isolare le

componenti elastiche da quelle plastiche, si è fatto riferimento, nel calcolo della dilatanza alla deformazione totale.

Dalla fig.5.59, che mostra l' andamento di η in funzione di D si evince un andamento essenzialmente curvilineo, non essendo possibile individuare un tratto lineare.

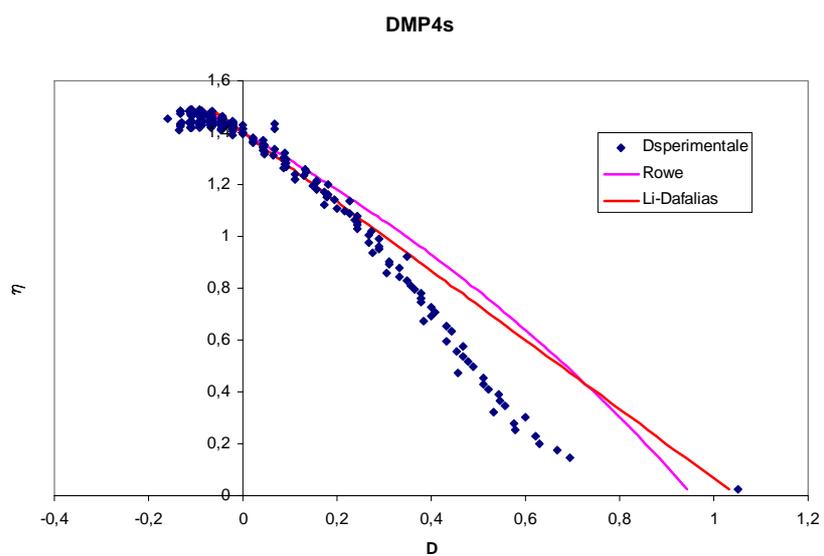
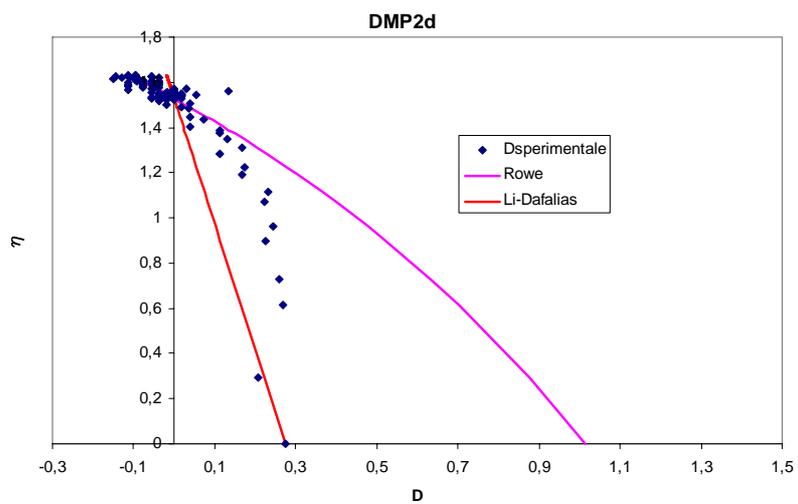
Tuttavia per entrambi i materiali (Chiasco e Melito) si è individuato su tali diagrammi il punto di massima contrazione come il primo punto (essendo i dati in alcuni casi un po' caotici) in cui la curva interseca l' asse $D = 0$. Noto il valore di $M = M_{mc}$ in tale punto si è tentato di interpolare i risultati con le leggi riportate in tabella 5.8.

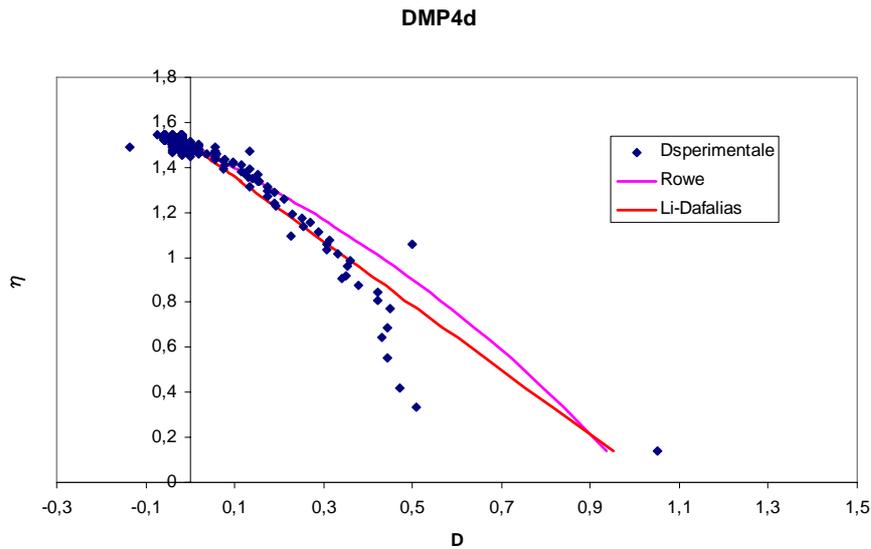
Nelle figure 5.59 si riportano i risultati di tali interpolazioni per ciascuna prova, relativamente alle sole due leggi che sono risultate maggiormente adeguate. Il miglior risultato si ottiene ancora per la legge sulla dilatanza di Rowe.

Tab 5.8 relazioni di dilatanza

<i>teoria</i>	<i>relazione</i>
Cam Clay	$D^p = M_{mc}^{-\eta}$
Modified Cam Clay	$D^p = (M_{mc}^{2-\eta})/2\eta$
Nova 1982	$D^p = (M_{mc}^{-\eta})/(1-N)$
Li and Dafalias 2000	$D^p = D_0(M_{mc}^{-\eta})/M_{mc}$
Rowe 1962	$D^p = 9(M_{mc}^{-\eta})/(9+3 M_{mc}-2M_{mc}\eta)$

Fig. 5.59 interpretazione del comportamento dilatante





5.5 BIBLIOGRAFIA

Athanasίου-Grivas D., Harr M.E. (1980). *Particle contacts in discrete materials*. Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 106, No. GT5.

Barton N.,Kjaernsly B. (1981). *Shear strength of rockfill*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.107,No.GT7, pp. 873-890;

Bishop A.W., Henkel D.J.,(1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold;

Bishop A.W., Green G.E., (1965). *The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil*. Geotechnique, Vol. 15, No. 3, pp.243-266;

Bolton M.D., (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique 36, No 1, pp. 65-78;

Bolton M.D., Nakata Y., Cheng Y.P., (2008). *Micro and Macro-mechanical behaviour of DEM crushable materials*. Geotechnique 58, No. 6, 471-480.

Coop M.R, Sorensen K.K., Bodas Freitas T., Georgoutsos G. (2004). *Particle breakage during shearing of a carbonate sand*. Geotechnique 54, No 3, 157-163.

Duran J. (2000). *Sands, Powders, and Grains. An Introduction to the Physics of granular materials*. Springer.

Flora A., (1995). *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa*. Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma "La Sapienza" e Napoli "Federico II";

Fragaszy R.J., Su W., Siddiqi F.H. (1990). *Effect of oversize particles on the density of clean granular soils*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, N0.2, pp.106-114.

Golightly C.R. (1990). *Engineering properties of carbonate sands*. Ph.D. dissertation, Bradford University.

Goto S., (1986). *Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests*. Tesi di dottorato, IIS, Università di Tokyo (Giappone).

Hardin O. (1987). *1-D strain in normally consolidated cohesionless soils*. Geotechnique 48, No. 5, 1449-1467.

Hardin B.O., Richart F.E. JR. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Jour. of Soil Mech. and Found. Engin. Division, ASCE, Vol. 89, No. 1, pp. 33-65.

Hettler A., Vardoulakis I., (1984). *Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus*. Geotechnique, Vol. 34, No. 2, pp. 183-198;

Ibsen L.B., (1993). *The stable state in cyclic loading*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI, Elsevier Applied Science, Cakmak e Brebbia Editori, pp.241-258;

Jardine R.J. (1992). *Some observations on the kinematic nature of soil stiffness*. Soils and Foundations Vol. 32, No. 2, pp. 111-124.

Jefferies M.G. (1993): *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*. Geotechnique Vol. 43, No. 1, 91-103.

Jefferies M., Been,K. (2000). *Implications for critical state theory from isotropic compression of sand*. Geotechnique 50, No. 4, 419-429.

Jiang G.L., Tatsuoka F., Flora A., Koseki J. (1997): *inherent and stress-state-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel*. Geotechnique 47, No. 3, 509-521.

Lee D.M., (1992). *The angles of friction of granular fills*. Tesi di Ph.D., Università di Cambridge (Inghilterra);

Leps T.M. (1970). *Review of shearing strenght of rockfill*. Journal of the soil mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.93, No. SM2, pp. 27-43;

Lobo-Guerrero S., Vallejo L.E., Vesga L.F. (2006). *Visualization of crushing evolution in granular materials under compression using DEM*. International journal of Geomechanics, ASCE, maggio-giugno 2006, 195-200.

Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B., (1972). *Evaluation of properties of rockfill materials*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, No. SM1, pp. 95-114;

Marsal R.J. (1969). *Mechanical properties of rock-fill and gravel materials*. Special session, 7th. ICSMFE, 3, 499-506.

Marsal R.J.,(1973). *Mechanical properties of rockfill*. Embankment-dam engineering, Casagrande Volume, Hirschfeld e Poulos Editori;

- McDowell G. e Bolton M.D., (1998).** *On the micromechanics of crushable aggregates.* Geotechnique 48, No.5, pp.667-679;
- Parkin A.K. (1991).** *Rockfill modeling. In Advances in rockfill structures,* NATO ASI Series E, Vol 200, Maranha das Neves Ed., 35-51.
- Parkin A.K. and Adikari, G.S.N. (1981).** *Rockfill deformation from large scale tests.* Proc. Of the 10th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Engg. Stockholm, 4: 727-731.
- Penman A.D.M., (1971).** *Rockfill.* B.R.S. Current Paper 15/71;
- Pestana J.M., Whittle A.J. (1995).** *Compression model of cohesionless soils.* Geotechnique 45, No. 4, 611-631.
- Rarmberg W., Osgood W.R. (1943).** *Description of stress-strain curves by three parameters – Technical Note 902,* National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
- Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D. (1970).** *Vibration of soils and foundations.* Prentice-Hall inc., Englewood Cliffs, NJ, 414 pp.
- Russell A., Khalili N. (2004).** *A bounding surface plasticity model for sands exhibiting particle crushing.* Canadian Geotechnical Journal 41:1179-1192
- Salim W., Indraratna B., (2004).** *A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage.* Canadian Geotechnical Journal, 41:657-671.
- Silvestri F. (1991).** *Analisi del comportamento dei terreni naturali in prove cicliche e dinamiche di taglio torsionale.* Tesi di dottorato.
- Tatsuoka F., Shibuya S: (1992).** *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Rapporto dell'institute of Industrial Science, Università di Tokyo, Giappone , pp. 136.*

Tatsuoka F. , Ishiara K., (1974). *Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction.* Soils and Foundation, Vol. 14, No. 3, pp. 51-65.

Wood D.M , Maeda K. (2006). *Changing grading of soil : effect on critical states.*

Wood David Muir (1990). *Soil behavior and critical state soil mechanics.* Cambridge University press.

Capitolo 6

Elaborazione dei risultati

6.1 PREMESSA

Come già evidenziato nel capitolo 2 in cui è riportata l'analisi della letteratura, sul comportamento meccanico di un mezzo granulare influiscono fortemente quelle che sono le caratteristiche intrinseche della roccia madre. Tali caratteristiche intrinseche sono in genere espresse attraverso un parametro che è la resistenza a rottura dei granelli p_f , ed influenzano essenzialmente le condizioni di stato critico.

Nel presente capitolo si riportano in primo luogo risultati relativi a prove di schiacciamento effettuate sui granelli del materiale del Melito, ed in seguito viene introdotto un semplice modello in grado di verificare l'influenza del fenomeno della rottura dei grani sulla condizione di stato critico.

6.2 PROVE DI SCHIACCIAMENTO SUI GRANI

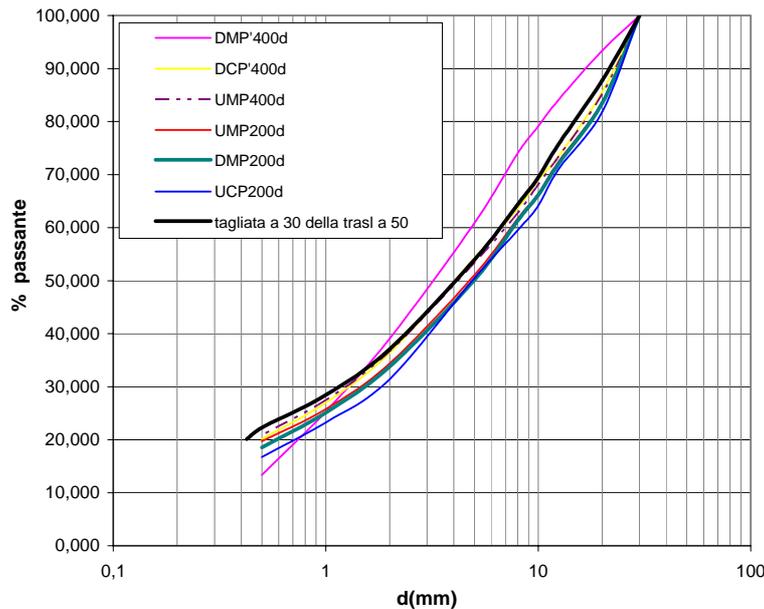
Durante i processi di carico di mezzi granulari, può succedere che le particelle si frantumino, modificando la distribuzione granulometrica originaria. Nel caso in cui ciò avvenga, è importante tenerne conto per l'influenza che tale rottura può avere sul comportamento meccanico ed idraulico del materiale costipato (Hardin et al., 1987; Nakata et al., 2001; McDowell et al., 2002). Il fenomeno della rottura dei grani dipende essenzialmente dalle proprietà mineralogiche dei grani stessi e dallo stato tensionale applicato. Concorrono al fenomeno anche altri aspetti quali forma e

grado di arrotondamento dei grani stessi, indice dei pori, dimensioni dell'apparecchiatura.

Nell'ambito della caratterizzazione meccanica del materiale, è stata condotta un'analisi della frammentazione dei grani mediante stacciatura dopo le prove di laboratorio.

In figura 6.1 sono riportate le curve granulometriche di alcune delle prove condotte, dalla figura si nota che a fine prova tali curve non differiscono in modo significativo da quelle iniziali.

Fig. 6.1 Frammentazione dei grani



Nell'elaborazione di prove meccaniche su mezzi granulari è di grande utilità l'adozione di un parametro che rappresenti in modo sintetico le proprietà mineralogiche dei granelli. Questo parametro può essere utilmente rappresentato dalla resistenza a rottura dei grani, ricavata secondo una procedura standardizzata sinteticamente rappresentata in figura 6.2 (Flora, 1995).

Fig. 6.2 – Schema di prova per la determinazione di σ_f e tipico risultato sperimentale
(da Flora, 1995).

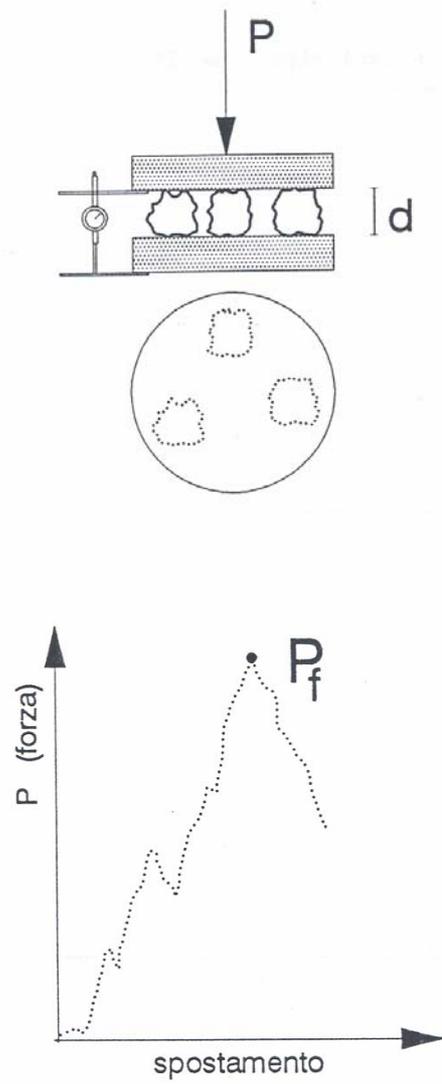


Fig.6.3. Pressa meccanica utilizzata nelle prove di schiacciamento.



Fig. 6.4. Esempio di una terna di granelli con $d=30\text{mm}$



In particolare, nel corso di queste prove di schiacciamento di terne di grani, (fig.6.4), condotte a velocità di spostamento costante, si assume convenzionalmente come forza di rottura P_f quella che comporta il distacco da uno o più dei grani di un frammento di peso non minore del 25% del peso iniziale del grano stesso. Questa definizione, ancorché arbitraria, è affidabile ed utile se utilizzata in modo sistematico, e risolve il problema di trovare un singolo valore della resistenza del grano lì dove, in realtà, il processo di frantumazione è progressivo e potrebbe proseguire fino alla completa polverizzazione del grano stesso. La resistenza a rottura si definisce allora convenzionalmente come:

$$\sigma_f = \frac{P_f}{n \cdot d^2} \quad (a)$$

dove n è il numero complessivo di contatti tra le particelle e le piastre, e d il diametro medio dei grani. Sulla base di osservazioni teoriche e sperimentali, è possibile dimostrare che questo parametro di resistenza meccanica dei granelli, σ_f , diminuisce all'aumentare della dimensione media del grano.

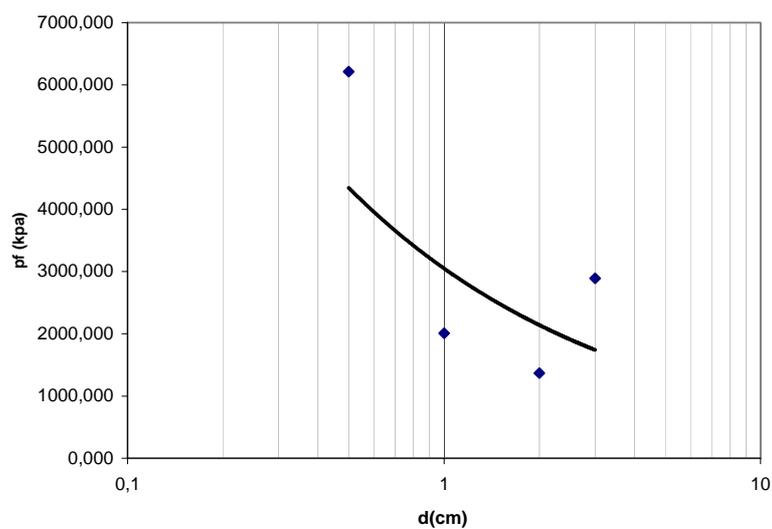
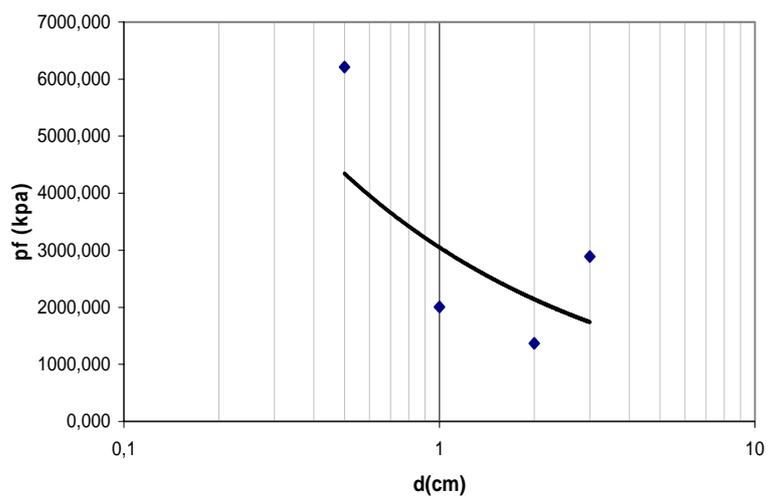
Di seguito sono riportati i risultati di una serie di prove svolte su diverse terne di granelli con dimensione compresa tra 30 e 5 mm.

Consideriamo per n , sia un numero di contatti $n=3$, sia un numero di contatti medio definito come :

$$n_{medio} = \frac{N_{sup_i} + N_{sup_f}}{2}$$

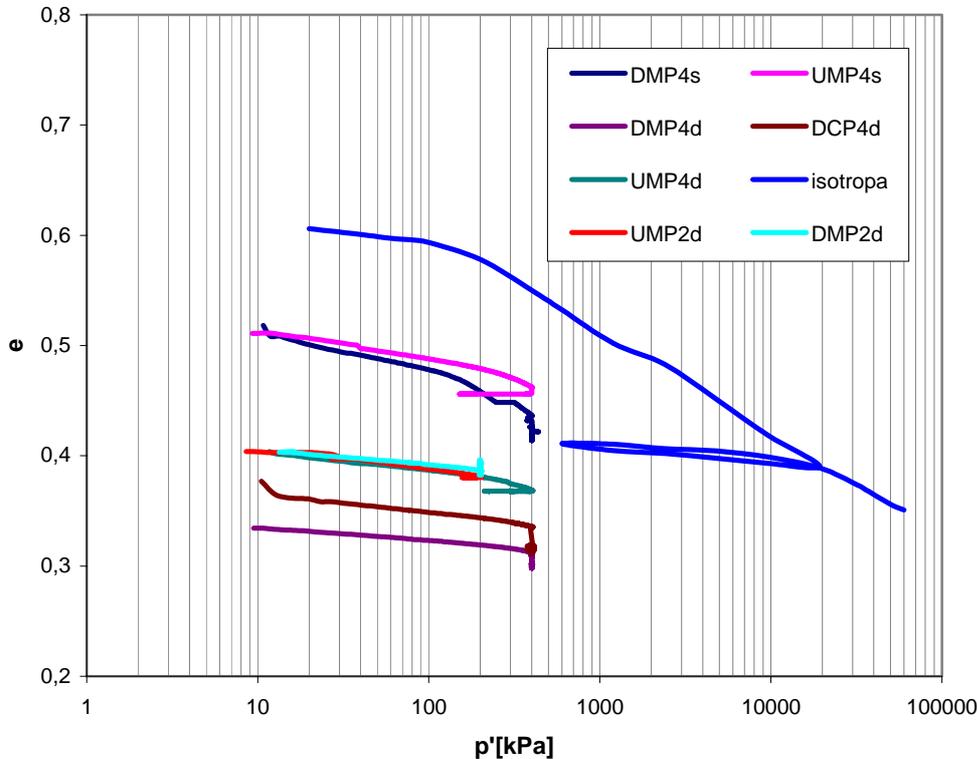
in cui N_{sup_i} , N_{sup_f} , sono rispettivamente il numero di contatti tra la piastra superiore e le particelle valutati prima e dopo la rottura.

I dati sono in entrambi i casi interpolabili con una legge di tipo potenza, come già trovato da Flora (1995).

Fig. 6.5 Prove di schiacciamento ($n=3$)Fig.6.6 Prove di schiacciamento ($n= nmedio$).

6.3 INTRODUZIONE DEL MODELLO

Con riferimento al materiale del melito, per il quale si aveva un maggior numero di prove a disposizione si è cercato di individuare la retta di stato critico.



Lo stato critico è definito come il luogo dei punti per il quale si verifica che ad un aumento di deformazione assiale corrispondono variazioni nulle sia di volume del provino sia di resistenza. Dato un determinato tipo di terreno, lo stato critico c è la condizione finale unica a cui tutte le prove tendono, indipendentemente dallo stato di addensamento e dalla tensione di sconfinamento, ma raggiungibile solo per valori molto alti di ε_a (superiori al 20%).

Il luogo di stato critico interseca il piano di compressione $\ln p', v$ secondo una retta parallela alla retta di normal-consolidazione.

Il concetto di stato critico così esposto è stato applicato con successo alle argille, ma ha trovato minore successo nel campo della meccanica delle sabbie.

Negli ultimi anni, diversi autori hanno ipotizzato che la retta di stato critico non sia unica per quei materiali detti frantumabili, ossia che presentano, nel corso della prova una rottura dei grani con conseguente variazione della curva granulometrica (Russell e Khalili, 2004; Wood e Maeda, 2006).

E' ben noto, infatti, che il comportamento meccanico dei terreni a grana grossa e molto grossa (resistenza, compressibilità e deformabilità) è fortemente influenzato dalla resistenza a rottura dei singoli granelli. Sperimentalmente è stato osservato che i mezzi granulari tendono a frantumarsi durante percorsi di carico monotonici o ciclici e tale frantumazione dipende sia da parametri intrinseci (mineralogia e forma delle particelle) sia di stato (stato di addensamento iniziale e percorso di carico). Durante un generico percorso di carico quindi la distribuzione granulometrica cambia continuamente. Alcuni autori (Luzzani e Coop, 2002; Coop et al. 2004) hanno verificato sperimentalmente che fenomeno si arresta per stati deformativi molto elevati, difficilmente raggiungibili in attrezzature triassiali tradizionali. Gli stessi autori hanno quindi osservato che il fenomeno di frantumazione delle particelle è il motivo principale per cui le condizioni di stato critico per questi materiali difficilmente vengono raggiunte in termini di variazioni di volume (in termini tensionali invece sembra che la frantumazione non modifichi l'angolo di attrito a volume costante ϕ_{cs}). Queste infatti difficilmente tendono ad un asintoto orizzontale e continuano ad aumentare fino a livelli deformativi elevatissimi, quando cioè il fenomeno della frantumazione delle particelle si arresta. Solo in tale condizioni si può dire di essere giunti a una condizione di stato critico effettiva.

Questo aspetto peculiare dei mezzi granulari, insieme alla non unicità della retta di normal consolidazione, fa sì che i modelli costitutivi tradizionali introdotti per i mezzi coesivi (es. Cam-Clay, 19..) inquadrati nella Teoria dello Stato Critico (Roscoe, Schofield e Wroth, 19..) non possono essere impiegati per i terreni granulari frantumabili.

Nell'ambito di questo lavoro di tesi si è iniziato a sviluppare un semplice modello costitutivo adatto a questo tipo di terreni.

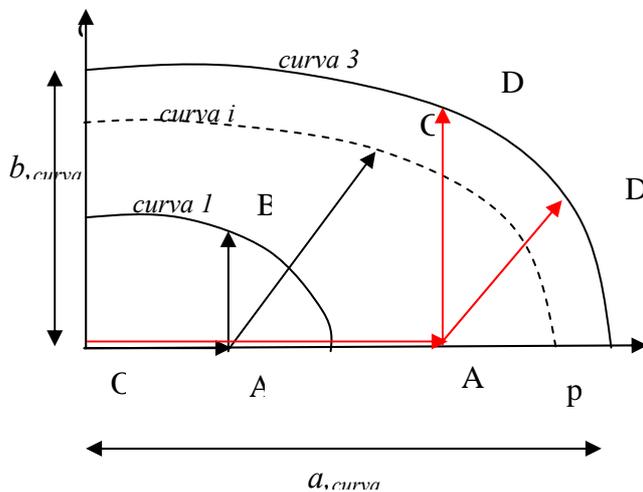
E' noto che la rottura delle particelle all'interno di un provino sottoposto ad una prova triassiale è dovuta in parte all'aliquota isotropa del carico ed in parte a quella deviatorica. Mentre la componente sferica del carico comporta

essenzialmente la rottura delle asperità presenti sulla superficie dei granelli, la componente deviatorica comporta la vera e propria formazione di superfici di rottura per taglio del granello. È dunque a quest'ultima che è maggiormente imputabile il fenomeno della rottura dei grani.

È verosimile, quindi, pensare che nel piano $q-p'$ esistano delle curve ad uguale valore di frantumazione delle particelle di forma ellittica centrate nell'origine degli assi $q-p'$ con asse maggiore (a) più grande di quello minore (b), quanto minore è l'influenza che si ipotizza p' abbia sulla rottura delle particelle.

Quindi in un provino generico si può ottenere lo stesso grado di frantumazione seguendo anche differenti percorsi di carico ($OA'D' - OA'D''$) che però terminano sulla stessa ellisse.

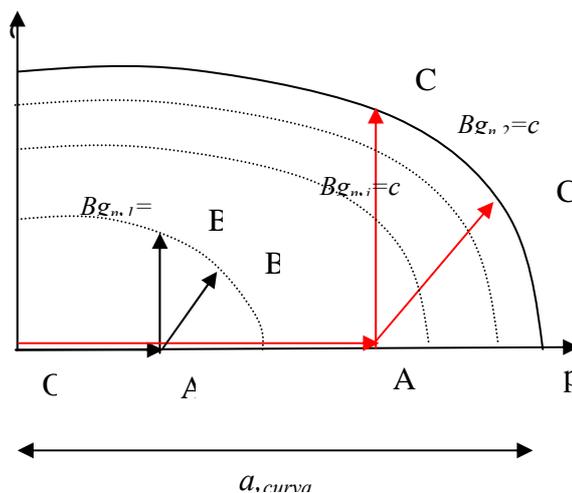
Durante un generico percorso di carico il provino subirà una continua evoluzione della curva granulometrica.



Nell'ambito del presente lavoro di tesi si è scelto B_g (Marsal, 1973) come parametro rappresentativo del grado di frantumazione del materiale perché esso è ben noto in letteratura. In particolare si è preferito utilizzare un parametro normalizzato ($B_{g_n} = B_g / (1 + e_0)$) per tenere in conto l'effetto dello stato di addensamento iniziale dei provini. Quindi le ellissi tracciate nel piano $q-p'$ sono a B_{g_n} crescente.

Il primo parametro del modello costitutivo è la scelta dell'eccentricità delle famiglie di ellissi ($e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a}$) che nel corso dell'elaborazione dei dati è stata fatta variare per valutare l'influenza di tale variazione sui risultati.

Avendo a disposizione i risultati di prove triassiali su un determinato materiale a grana grossa (q_{ult}, p'_{ult}) corredate dalla misura a fine prova del Bg_n , è possibile quindi ricavare il legame tra i Bg_n (ottenuto al termine della prova in condizioni di stato critico) e la dimensione dell'ellisse corrispondente (rappresentata ad esempio dalla dimensione dell'asse minore a).



Ogni mezzo granulare avrà una differente legge di correlazione fra Bg_n ed a , legato alle proprietà intrinseche e di stato del materiale.

E' ben noto che per i mezzi granulari non è possibile individuare una unica curva di normal-consolidazione, ma nel piano $v-\ln(p')$ se ne possono tracciare infinite. Secondo alcuni autori (Pestana e Whittle 1995) solo ad elevati stati tensionali le infinite curve tendono a convergere verso una unica curva limite. Facendo riferimento a questo tipo di approccio, in questo modello si è immaginato che la curva di compressione isotropa ottenuta per un provino preparato al minimo stato di addensamento rappresenti l'involuppo di tutte le curve possibili.

Come accennato precedentemente, la Teoria dello Stato critico suppone che la nello spazio $q-p'-v$ esista una unica curva di stato critico a cui convergono tutti i percorsi di carico drenati e non drenati) e che la sua proiezione nel piano $v- \ln(p')$ sia una retta parallela alla retta di compressione isotropa.

Si osserva sperimentalmente che in genere nei terreni granulari è difficile raggiungere le reali condizione di stato critico (condizione in cui sono non vi sono più variazioni di tensioni e di deformazioni volumetriche) e spesso i punti finali nel piano $v- \ln(p')$ non sembrano raggiungere una unica retta. Ciò è legato probabilmente alla continua frantumazione delle particelle che rende il materiale sempre differente (basti pensare che il cambiamento di curva granulometrica comporta necessariamente una variazione di e_{\max} e e_{\min}).

In questa ottica alcuni autori (Russell e Khalili,2004; Wood e Maeda, 2006) ipotizzano quindi l'esistenza di infinite rette di stato critico.

In questo lavoro si è ipotizzato quindi l'esistenza di più rette di stato critico di equazione in cui l'intercetta Γ e la pendenza λ sono funzione del grado di frantumazione rappresentato da Bg_n :

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

In una prima fase del lavoro si è voluto, per semplicità, trascurare la variazione di pendenza della retta di stato critico ($\lambda = \text{cost}$), e immaginare che la rottura delle particelle comporti solo una traslazione verso il basso di una retta di stato critico iniziale che compete ai percorsi che non provocano la rottura parallela alla retta di compressione isotropa e di equazione:

$$v = \Gamma_{\max} - \lambda \ln p' \quad (1)$$

In altre parole aumentando Bg_n , la retta di stato critico iniziale (eq. 1) trasla verso il basso nel piano $v- \log(p')$ fino ad una retta limite di equazione:

$$v = \Gamma_{\min} - \lambda \ln p' \quad (2)$$

Quindi si avrà che che la generica retta di stato critico corrente avrà:

$$\Gamma_{\min} < \Gamma(Bg_n) < \Gamma_{\max}$$

Riportando nel piano $v-\ln(p')$ i percorsi di provini con indice dei pori iniziale differente e percorsi di carico differenti avranno punti finali a cui corrisponde un grado di frantumazione delle particelle differente.

I punti appartenenti ad una stessa ellisse nel piano $q-p'$ avranno uguale grado di frantumazione finale e quindi dovranno anche appartenere ad una stessa retta di stato critico corrente.

In questa ottica quindi, si utilizzerà una legge di degradazione della retta iniziale di stato critico (eq. 1) in funzione del grado di frantumazione delle particelle del tipo:

$$\Gamma(Bg_n) = \Gamma_{\min} + (\Gamma_{\max} - \Gamma_{\min}) \cdot \frac{1}{1 + Bg_n^\alpha} \quad (3)$$

Che consentirà, noto Bg_n per ciascun percorso, di ricavare le rette di stato critico a cui dovrebbero tendere le prove.

La scelta di Γ_{\max} è stata fatta partendo dalla curva di compressione isotropa del materiale sciolto ipotizzando che il punto di snervamento (cambio repentino di pendenza nel piano $v-\ln p'$) corrisponda all'inizio del fenomeno di frantumazione delle particelle. Riportando il percorso della prova isotropa nel piano $q-p'$, si può tracciare l'ellisse corrispondente che rappresenta la frontiera che delimita l'area in cui si muovono percorsi che non provocano la rottura delle particelle.

Γ_{\min} è stato invece determinato attraverso l' interpolazione dei dati sperimentali come pure il parametro α .

6.4 APPLICAZIONE DEL MODELLO AI RISULTATI SPERIMENTALI

Per quanto riguarda il parametro Bg , è stato suggerito da Marsal (1973), e adoperato da Flora (1995). Esso è definito come:

$$Bg = \Sigma(\Delta W_k^+)$$

Dove ΔW_k^+ sono le variazioni percentuali in peso positive della K -sima frazione granulometrica nel corso della prova. Evidentemente, deve essere $\Sigma(\Delta W_k) = 0$.

Al fine del calcolo del Bg è stata quindi necessaria la staccatura del materiale alla fine di ogni prova. Noto quindi l' indice dei vuoti all' inizio della fase di taglio, noto il Bg e noti q e p' al termine di ogni prova, è stato

possibile associare ad ogni valore di $Bg/(1+e_0)$ un' ellisse nel piano p',q . ciò è stato fatto imponendo due diversi valori dell' eccentricità, ossia due diversi valori del rapporto a/b :

$$1) \quad a/b = 1,25$$

$$2) \quad a/b = 10$$

in fig 2.11 e 2.12 si riportano le ellissi tracciate .

Attraverso questa procedura è stata determinata una relazione tra il valore di $Bg/(1+e_0)$ e i valori di q e p' ultimi, ossia il parametro caratteristico dell' ellisse a (fig 6.9, 6.10) .

Ciò ha reso possibile il calcolo di $Bg/(1+e_0)$ anche per quelle prove per cui non è stato possibile misurare direttamente, mediante staccatura, la variazione di curva granulometrica.

Per ogni prova si è quindi determinata la retta di stato critico, ed i dati sperimentali $Bg/(1+e_0)-\Gamma$ sono stati interpolati attraverso la relazione (3), facendo variare Γ_{\min} ed α , ponendo come pendenza λ quella dell' isotropa effettuata nelle celle di piccole dimensioni.

In seguito sono state dunque tracciate le rette di stato critico corrispondenti ai diversi valori di $Bg/(1+e_0)$ ottenuti (fig 6.11,6.12).

Nota la posizione della retta di stato critico per ogni prova è stato possibile determinare l' influenza che la distanza da tale retta ha sul comportamento meccanico del terreno, ed in particolare l' influenza sul valore dell' angolo di attrito ultimo.

A tale scopo si è riportato (fig 6.13) l' angolo di attrito ultimo in funzione del parametro Ψ definito come:

$$\Psi = e - e_{cs} \quad (\text{Jefferies,1993})$$

dove e è l' indice dei vuoti corrente mentre e_{cs} è l'indice dei vuoti in corrispondenza della retta di stato critico (a parità di p').

I dati sono stati interpolati da una funzione di secondo grado che è risultata essere la stessa, indipendentemente dall' eccentricità utilizzata per l' ellisse.

Ciò sembrerebbe confermare il fatto che la rottura dei grani pur comportando una variazione della posizione della retta di stato critico nel piano p',v , non comporta modifiche per quanto riguarda l' angolo di attrito di stato critico, ossia viene confermata l' unicità di tale parametro per un dato materiale.

Fig. 6.7 ellissi con $a/b = 1,25$

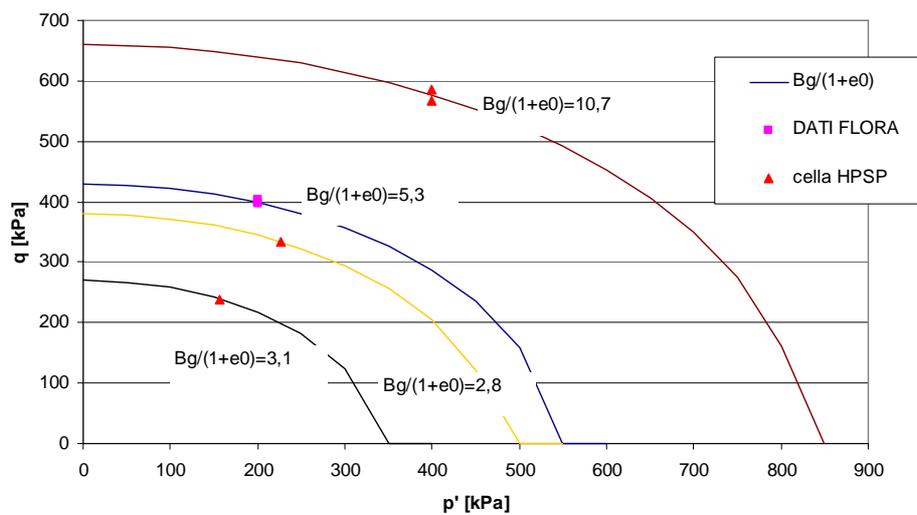


Fig. 6.8 ellissi con $a/b = 10$

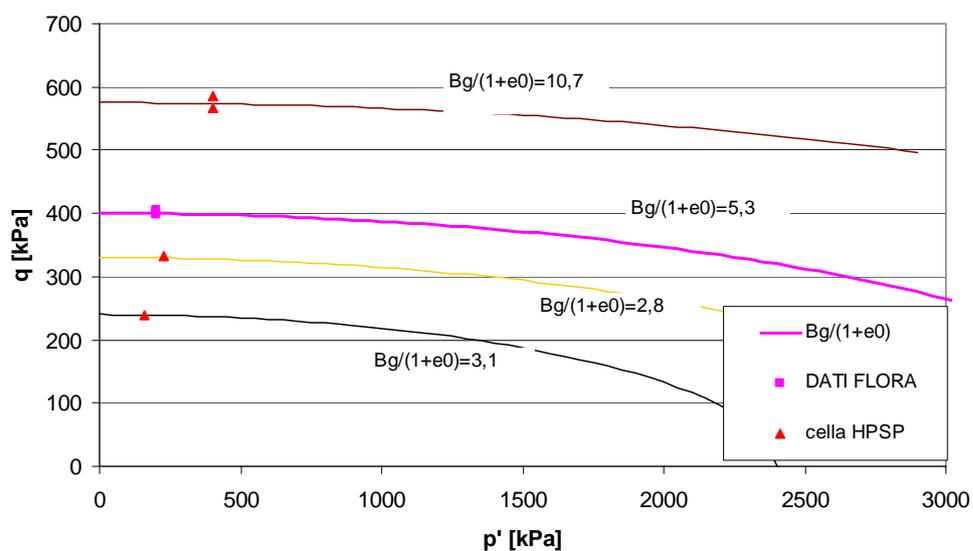


Fig. 6.9 relazione tra $B_g/(1+e_0)$ ed a per $a/b = 1,25$

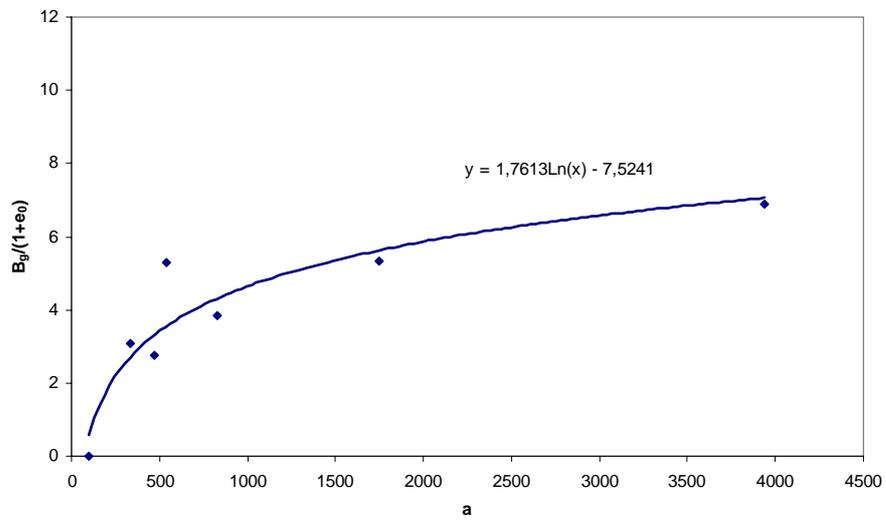


Fig. 6.10 relazione tra $B_g/(1+e_0)$ ed a per $a/b = 10$

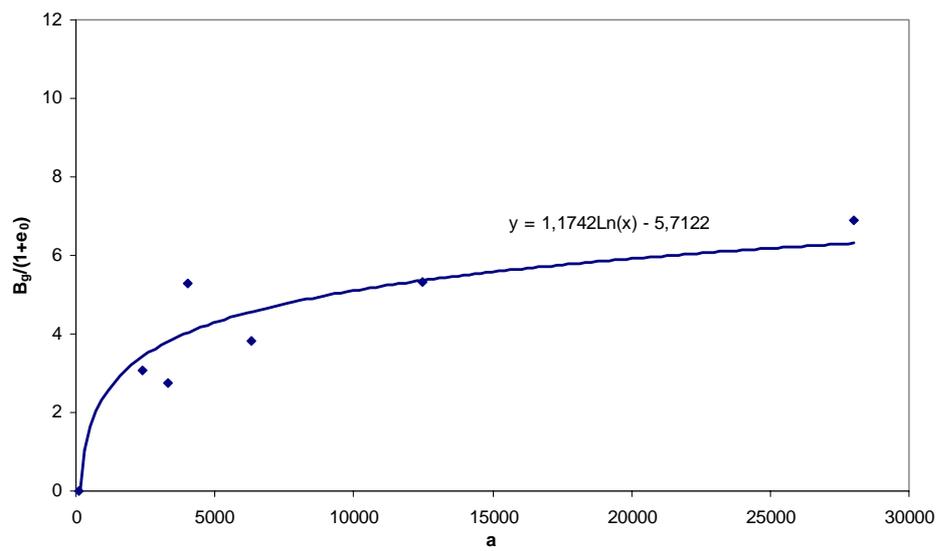


Fig. 6.11 rette di stato critico per $a/b = 1,25$

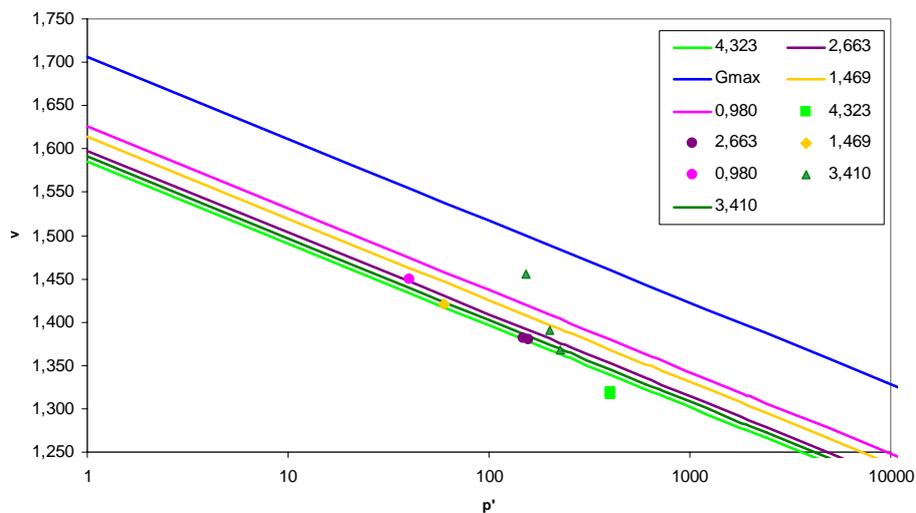


Fig. 6.12 rette di stato critico per $a/b = 10$

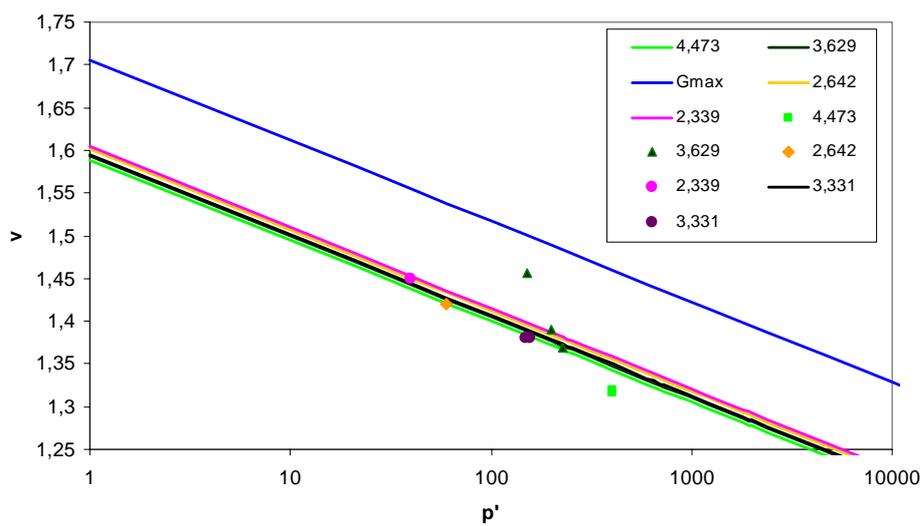
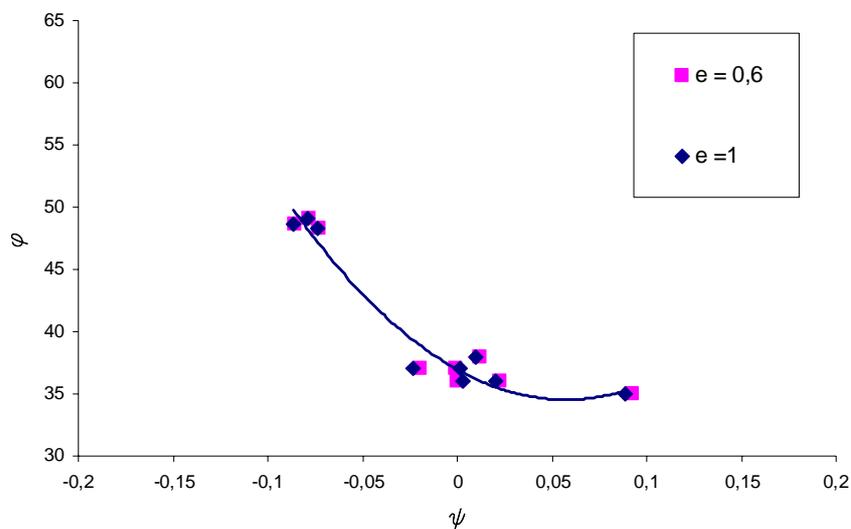


Fig. 6.13 relazione tra φ'_{ult} e Ψ 

6.5 BIBLIOGRAFIA

Athanasiou-Grivas D., Harr M.E. (1980). *Particle contacts in discrete materials*. Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 106, No. GT5.

Bishop A.W., Henkel D.J., (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold;

Bolton M.D., Nakata Y., Cheng Y.P., (2008). *Micro and Macro-mechanical behaviour of DEM crushable materials*. Geotechnique 58, No. 6, 471-480.

Coop M.R, Sorensen K.K., Bodas Freitas T., Georgoutsos G. (2004). *Particle breakage during shearing of a carbonate sand*. Geotechnique 54, No 3, 157-163.

Duran J. (2000). *Sands, Powders, and Grains. An Introduction to the Physics of granular materials.* Springer.

Flora A., (1995). *Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa.* Tesi di dottorato, Consorzio tra Università di Roma "La Sapienza" e Napoli "Federico II";

Golightly C.R. (1990). *Engineering properties of carbonate sands.* Ph.D. dissertation, Bradford University.

Jefferies M.G. (1993): *Nor-Sand: a simple critical state model for sand.* Geotechnique Vol. 43, No. 1, 91-103.

Jefferies M., Been, K. (2000). *Implications for critical state theory from isotropic compression of sand.* Geotechnique 50, No. 4, 419-429.

Lee D.M., (1992). *The angles of friction of granular fills.* Tesi di Ph.D., Università di Cambridge (Inghilterra);

Lobo-Guerrero S., Vallejo L.E., Vesga L.F. (2006). *Visualization of crushing evolution in granular materials under compression using DEM.* International journal of Geomechanics, ASCE, maggio-giugno 2006, 195-200.

Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B., (1972). *Evaluation of properties of rockfill materials.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, No. SM1, pp. 95-114;

Marsal R.J. (1969). *Mechanical properties of rock-fill and gravel materials.* Special session, 7th. ICSMFE, 3, 499-506.

Marsal R.J.,(1973). *Mechanical properties of rockfill.* Embankment-dam engineering, Casagrande Volume, Hirschfeld e Poulos Editori;

McDowell G. e Bolton M.D., (1998). *On the micromechanics of crushable aggregates.* Geotechnique 48, No.5, pp.667-679;

- Parkin A.K. (1991).** *Rockfill modeling. In Advances in rockfill structures*, NATO ASI Series E, Vol 200, Maranha das Neves Ed., 35-51.
- Penman A.D.M., (1971).** *Rockfill*. B.R.S. Current Paper 15/71;
- Pestana J.M., Whittle A.J. (1995).** *Compression model of cohesionless soils*. Geotechnique 45, No. 4, 611-631.
- Rarmberg W., Osgood W.R. (1943).** *Description of stress-strain curves by three parameters* – Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
- Russell A., Khalili N. (2004).** *A bounding surface plasticity model for sands exhibiting particle crushing*. Canadian Geotechnical Journal 41:1179-1192
- Salim W., Indraratna B., (2004).** *A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage*. Canadian Geotechnical Journal, 41:657-671.
- Wood D.M , Maeda K. (2006).** *Changing grading of soil : effect on critical states*.
- Wood David Muir (1990).** *Soil behavior and critical state soil mechanics*. Cambridge University press.

Capitolo 7

Conclusioni e sviluppi suggeriti

7.1 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

La ricerca sviluppata nel corso della presente tesi ha cercato di approfondire alcuni aspetti importanti per la comprensione e l'interpretazione del comportamento meccanico di terreni granulari costipati. La ricerca ha consistito in una prima parte di tipo sperimentale, seguita da una parte durante la quale si è ricercato un modello che rappresentasse la dipendenza del comportamento meccanico dei terreni frantumabili dalla rottura dei grani.

Le caratteristiche granulometriche dei rockfill- grani di grandi dimensioni, non campionabilità in sito- aggiungono una ulteriore difficoltà alla sperimentazione in laboratorio, in quanto rendono necessario il taglio della curva granulometrica, la ricostruzione per quanto possibile della struttura del materiale in sito, ed infine l'impiego di attrezzature di dimensioni eccezionali. Tenendo conto di tutto questo, la tesi è stata sviluppata in modo da risolvere progressivamente i problemi posti.

In particolare è stata rivolta attenzione alle tecniche di compattazione da utilizzare, al fine di determinare un peso secco dell'unità di volume γ_d del materiale ricostituito, che più si avvicinasse a quello del materiale in sito e tramite prove di costipamento (tamping), di stabilire un valore massimo di addensamento (densità ottimale) ed un corrispondente contenuto d'acqua ottimale per ciascuna energia di compattazione.

A tutto ciò si è affiancato lo sviluppo dell'attrezzatura triassiale di grandi dimensioni (HPSP) presente nel laboratorio di Napoli, che è in grado di svolgere prove monotoniche e cicliche, in compressione ed estensione, a percorso di carico o deformazione controllata, in modo del tutto automatico.

La messa a punto dell'attrezzatura è stata al quanto complessa, anche a causa delle sue particolari caratteristiche, comportando non pochi problemi, sia dal punto di vista del controllo (determinazione dei parametri principali del sistema, regolazione dei guadagni del controllore P.I.D in funzione delle diverse tipologie di prove, regolazione dei sensori di spostamento locali L.V.D.T, determinazione della loro sensibilità, importantissima per uno studio sul materiale fatto a piccoli livelli di deformazione,) sia problemi puramente tecnici, connessi a, rubinetti, tenute idrauliche, o-ring e guaine rotte, che nulla hanno a che fare con la geotecnica ma, che hanno comportato un notevole dispendio di energie e soprattutto tempo.

A questa prima parte del lavoro è seguita la sperimentazione vera e propria sul rockfill.

Il programma di prove monotoniche ha permesso di valutare le principali caratteristiche del materiale in termini di resistenza (condizioni di picco e ultime). Come sempre avviene in prove di buona qualità su mezzi a grana grossa, un comportamento dilatante (più evidente per la prova effettuata a tensione di confinamento più bassa) non si associa ad un picco di resistenza ben definito. Anche per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità del materiale (modulo E secante), i risultati rivelano una dipendenza sia dalla tensione di confinamento sia dalla densità relativa. I valori massimi del modulo E, relativi ad un livello di deformazione assiale di circa 0.1 %, sono compresi tra 60 e 140 MPa.

Noti quindi, i rapporti tra gli invarianti di tensione (q/p') in condizioni di rottura, è possibile valutare una ipotetica retta di rottura, elemento essenziale per la scelta dei percorsi di carico da seguire nelle prove cicliche.

In particolare, il confronto fatto tra le prove monotoniche e cicliche, (anche se puramente indicativo, dato il numero esiguo di prove), ha permesso di valutare l'influenza del percorso di carico sul comportamento del materiale.

Il materiale ha presentato (in riferimento ad un confronto fra le prove drenate cicliche e monotoniche), un addensamento, dovuto non ad una variazione dell'indice dei pori (praticamente costante), ma ad un comportamento incrudente del materiale, con il risultato di modificare la superficie di snervamento.

Nella seconda parte del lavoro di tesi si è cercato di identificare la retta di stato critico. Osservando i risultati delle prove effettuate nel piano di compressione si è giunti alla conclusione che per questi materiali non è possibile individuare un' unica retta di stato critico. Di conseguenza è stato introdotto un modello in grado di rappresentare la dipendenza della posizione della retta di stato critico dal fenomeno della rottura dei grani. In particolare, individuato nel parametro B_g il parametro in grado di rappresentare la variazione di curva granulometrica nel corso della prova, il modello introdotto ipotizza una traslazione verso il basso della retta di stato critico nel piano di compressione all' aumentare di B_g . Tale modello è stato applicato con successo ai risultati delle prove svolte e a dati di letteratura.

7.2 SUGGERIMENTI PER LA PROSECUZIONE DELLA RICERCA

Un primo rapido commento deve essere fatto sulla cella triassiale presente nel laboratorio di Napoli: il suo sviluppo e la successiva messa a punto sono stati di gran lunga più complessi di quanto preventivato all' inizio del lavoro, e la maggior parte delle difficoltà nulla ha avuto a che fare con la geotecnica. Se quindi non fosse stato messo un limite temporale ad essi, la presente tesi avrebbe parlato di rubinetti, tenute idrauliche, saldature e controlli elettronici. Questo vuol dire che non tutti gli aspetti del controllo dell' apparecchiatura sono stati provati, e per essi è necessario un ulteriore approfondimento.

Per quanto riguarda i risultati la cosa più importante è l' integrazione con altre sperimentazioni che confermino le conclusioni tratte. In particolare manca nella presente sperimentazione un' analisi a piccoli livelli di deformazione, necessaria per una completa modellazione del comportamento del materiale. Per quanto concerne invece il comportamento a medi e grandi livelli di deformazione, bisognerebbe meglio definire la dipendenza della resistenza di picco e di quella ultima da fattori quali la dimensione del campione ed il percorso di carico applicato.

Relativamente al modello introdotto, esso ve ancora meglio sviluppato, ad esempio introducendo la dipendenza anche della pendenza della retta di stato critico dalla rottura dei grani. Inoltre, sempre in relazione alla rottura dei

grani, sarebbe interessante individuare l' influenza di tale fenomeno anche sulla dilatanza e sull' angolo di attrito di stato critico.

ELENCO DEI SIMBOLI
Romani

a	area della sezione trasversale del pistone agente sulla testa del provino
BIT	costante del controllo proporzionale delle valvole elettropneumatiche
CL	linea caratteristica nel piano delle tensioni p'-q
CYSL	linea di stabilità ciclica nel piano delle tensioni p'-q
d ,dg	diametro equivalente del granello
dmax	massimo valore di diametro dei granelli utilizzabile per la preparazione dei provini
d10, d60	diametro dello staccio corrispondente ad una percentuale di passante in peso del 10% e del 60%
D	diametro del provino
D	dilatanza
Df	diametro della fustella
Dr	densità relativa; $e_{max}-e/e_{max}-e_{min}$
e	errore nel controllo in retroazione
e	indice dei pori
emax	indice dei pori massimo
emin	indice dei pori minimo
Ea eq	modulo di Young assiale equivalente
Ea eq max	modulo di Young assiale equivalente massimo
Ea, E, Er	moduli di Young nelle direzioni assiale, i-esima e radiale

Eh, E	moduli di Young di un materiale trasversalmente isotropo
Esec	modulo di Young secante
F	frequenza
Gvh	modulo di taglio di un materiale trasversalmente isotropo
h	altezza di caduta del pestello nella prova AASHO modificata
H	altezza del provino
Hf	altezza della fustella
H0	altezza iniziale del provino
i	numero di colpi per strato nella prova AASHO modificata
Ki	costante del controllo integrativo
Kd	costante del controllo derivativo
Kp	costante del controllo proporzionale
LVDT	Linear Variable Differential Transformer, (trasduttore)
OCR	grado di sovraconsolidazione
P	invariante sferico delle tensioni totali
p	percentuale di particelle sovradimensionate
p'	invariante sferico delle tensioni efficaci
pf	tensione rappresentativa della resistenza a rottura del granello
q	invariante deviatorico delle tensioni
Q	ampiezza del carico deviatorico in prove cicliche
R	risposta reale del sistema controllato in retroazione
rteor	risposta teorica del sistema controllato in retroazione
w	contenuto d'acqua
u	pressione neutra
Uc	coefficiente di uniformità; d60/d10
v	velocità di vibrazione della tavola a scosse

v	velocità di spostamento reale del pistone
V	volume di terreno nella fustella
V	volume della fustella
<i>Greci</i>	
α	parametro che indica l'aumento dell'indice dei pori
β	angolo formato dalla direzione dello scorrimento tra due granelli con la risultante delle forze motrici
γ_d	peso secco dell'unità di volume
γ_{dm}	peso secco dell'unità di volume della matrice
$\gamma_{d \max}$	peso secco dell'unità di volume massimo
γ_{dt}	peso secco dell'unità di volume totale
$\gamma_{xy}, \gamma_{zx}, \gamma_{yz}$	deformazioni tangenziali
Δ	indicazione di variazioni di valore finito
ϵ_a	deformazione assiale
ϵ_r	deformazione radiale
ϵ_v	deformazione volumetrica
$\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \epsilon_{zz}$	deformazioni normali
η	rapporto tra gli invarianti di tensione; q/p'
M	valore critico del rapporto q/p'
ν_{hh}, ν_{vh}	moduli di Poisson di un materiale trasversalmente isotropo
ν_{rr}, ν_{ar}	moduli di Poisson di un materiale trasversalmente isotropo

$\sigma' 1$	tensione efficace principale massima
$\sigma' 2$	tensione efficace principale intermedia
$\sigma' 3$	tensione efficace principale minima
$\sigma' i, \sigma' j$	tensioni efficaci normali agenti sui piani i, j
$\sigma' a$	tensione efficace assiale in una cella triassiale
σr	tensione totale radiale in una cella triassiale
$\sigma' r$	tensione efficace radiale in una cella triassiale
σ_{rif}	tensione di riferimento
$\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{zz}$	tensioni efficaci normali
$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{zz}$	tensioni tangenziali
φ'	angolo di attrito
φ'_{cv}	angolo di attrito a volume costante
φ'_{max}	angolo di attrito massimo
φ'_{ult}	angolo di attrito ultimo
ψ	distanza verticale dalla linea di stato critico nel piano p' -
e	