Università degli Studi di Napoli Federico II

SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA PER L' AMBIENTE E IL TERRITORIO

INDIRIZZO MAGISTRALE: DIFESA DEL SUOLO

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Sintesi dell'elaborato di Tesi:

Analisi sperimentale della resistenza alla liquefazione di un terreno granulare

Relatore:

Ch. mo Prof. Ing. Alessandro Flora

Correlatore:

Prof.ssa Ing. Stefania Lirer

Candidata:

Oriana Milito

Matr. M67/154

ANNO ACCADEMICO 2014/2015

Introduzione

In condizioni sismiche, il termine "liquefazione" comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni incoerenti e saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della tensione media efficace presente nel terreno e, quindi, una riduzione della resistenza a taglio. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

La liquefazione si sviluppa con tre principali tipi di fenomeni:

- Il primo, denominato "flow liquefaction" ("liquefazione", "fluidificazione", "flusso per liquefazione") .
- Il secondo, denominato "cyclic mobility" ("mobilità ciclica").
- Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della "levelground liquefaction" (liquefazione a piano campagna orizzontale).

L'avvenuta liquefazione si manifesta, in condizioni di free-field (cioè di assenza di manufatti sulla superficie del deposito), attraverso la formazione di vulcanelli di sabbia, rotture o spostamenti laterali del terreno, ovvero in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

Figura 1. Liquefazione in condizione di free-field

Obiettivi del lavoro di tesi svolto:

In presente lavoro di tesi ha come obiettivo quello di:

- Studiare il comportamento meccanico di un terreno granulare (2mm<d<5mm) in condizioni di carico monotonico e ciclico.
- Ricavare l'equazione della retta CSL, luogo dello stato critico nel piano di compressione.
- Valutare la resistenza alla liquefazione attraverso la costruzione della curva CRR-Ncyc.

Il materiale utilizzato per la sperimentazione in esame proviene dalla città di Quarto (NA).

Figura 2 – Materiale oggetto del presente lavoro di tesi

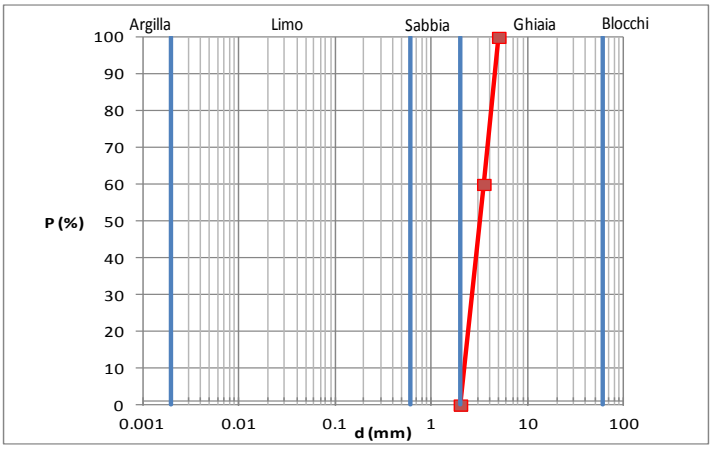


Figura 3 – curva granulometrica del materiale

Il terreno si classifica come una ***ghiaia.*** Nel nostro caso il materiale utilizzato ha un peso specifico pari a Υ=27kN/m^3. Sono stati determinati i valori di e_{max} e e_{min} del materiale in esame tramite prove di addensamento:

$$e_{max} = 0.88 \qquad e_{min} = 0.54$$

Sperimentazione

L'apparecchiatura utilizzata nel laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile , Edile ed Ambientale presso l'Università di Napoli Federico II, denominata HPSP consente di effettuare diversi tipi di prove triassiali sui terreni.

Figura 4. Cella triassiale presente nel laboratorio Geotecnica del dipartimento di Civile, Edile e Ambientale presso l'Università di Napoli Federico II

Prova di compressione isotropa

Riporto di seguito una tabella con tutti i dati relativi alla preparazione del provino da sottoporre alla prova isotropa, e il grafico con i risultati nel piano (logp'; e) dove è stato possibile le tracciare la retta di compressione isotropa.

Dati provino		
H provino (cm)	Circonferenza (cm)	Volume provino (cm^3)
10.02	2.25	212.7964
Indice dei pori (e)	Peso solido (N)	Dr
0.779981	3.1771591	29%

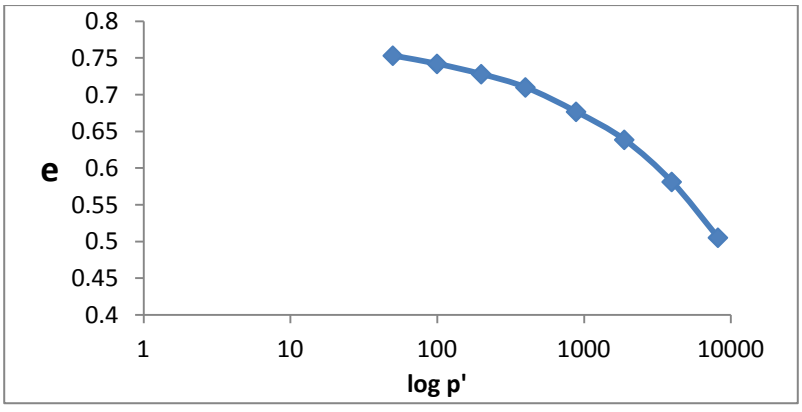


Figura 5. Tabella dati e risultati ottenuti dalla prova isotropa

Prove triassiali monotoniche

Sul materiale in esame sono state condotte prove di compressione triassiale monotoniche in cella HPSP. Al fine di poter studiare il comportante del materiale ghiaioso in esame, sono stati eseguite le seguenti prove monotone:

Nome	***Tipo di prova***	***p'***	***p' finale***	***e_0***	***e finale***
CID_70	Drenata monotonica	70	70	0.86	0.97
CID_100	Drenata monotonica	100	100	0.86	0.97
CID_300	Drenata monotonica	300	300	0.84	0.91
CID_600	Drenata monotonica	600	600	0.81	0.85
CID_600 s (σ'_3=600)	Drenata monotonica	600	1000	0.74	0.73
CIU_100	Non drenata monotonica	100	338	0.83	0.83

Tabella 1. Sintesi delle prove triassiali monotoniche effettuate

I risultati di tutte le prove monotone sono mostrate qui di seguito in termini di percorsi di tensione efficaci nel piano (p';q).

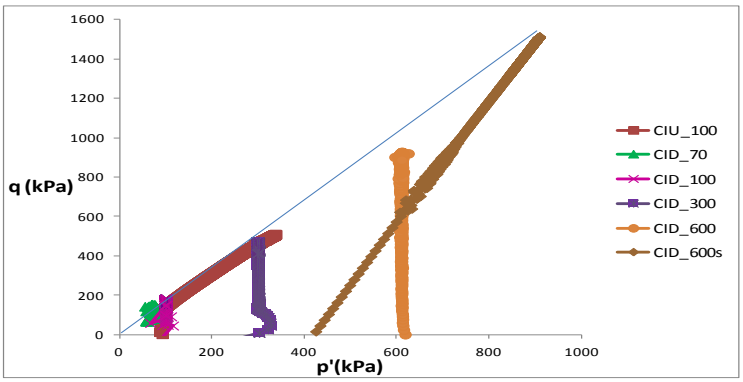
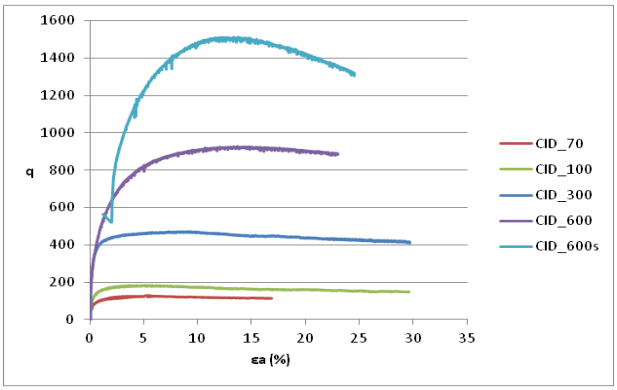


Figura 6. Percorsi di tensioni efficaci nel piano (p';q)

Figura 7. Risultati delle prove monotoniche non drenate



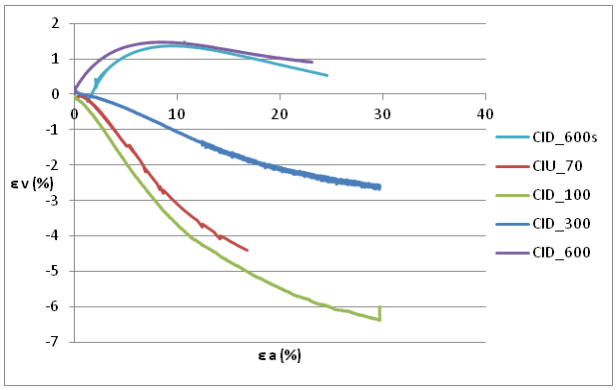
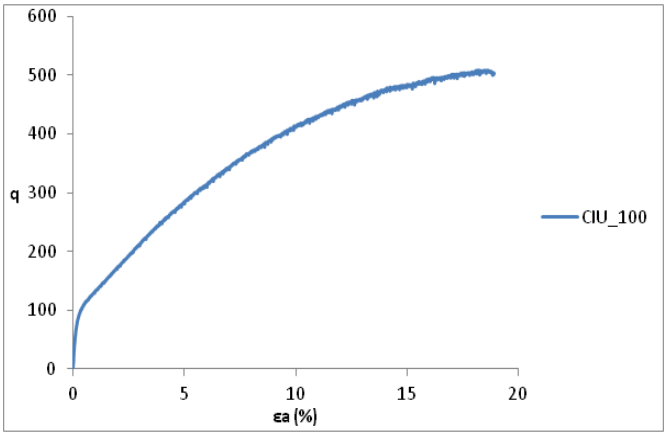
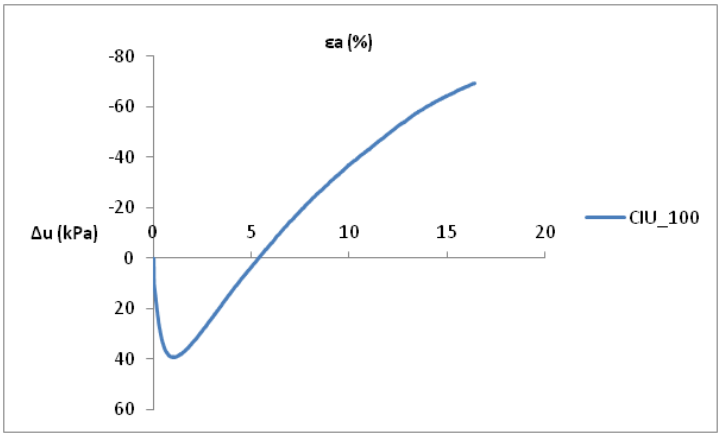
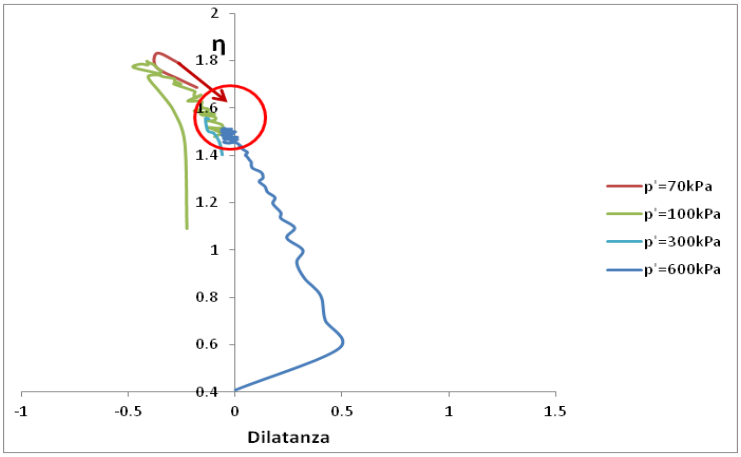


Figura 8. Risultati delle prove monotoniche drenate





Per nessuna delle prove è stato possibile identificare un valore esatto di dilatanza ma per ognuna di esse è stato possibile sviluppare un andamento approssimato.



In figura 9 è possibile osservare che ogni prova ha un andamento di dilatanza che tende ad un valore di η=q/p'=1.5-1.6. Non avendo raggiunto valori ultimi ma solo valori stazionari di deformazione è ragionevole ritenere che l'indice dei pori ultimo calcolato per ogni prova è inferiore all'indice dei pori critico.

Figura 9. Andamento dilatanza nel piano (D; η)

Prove di liquefazione

Nel corso delle prove cicliche non drenate, al fine di determinare la suscettibilità a liquefare viene imposto un valore di *CSR (cyclic stress ratio)*

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_c} = \frac{q_d}{2 * \sigma'_c}$$

Nel corso di prove triassiali cicliche si assume che la liquefazione sia avvenuta quando R_u , rapporto di sovrappressioni interstiziali attinge ad un valore limite di 0.9÷1.

$$R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} = 1$$

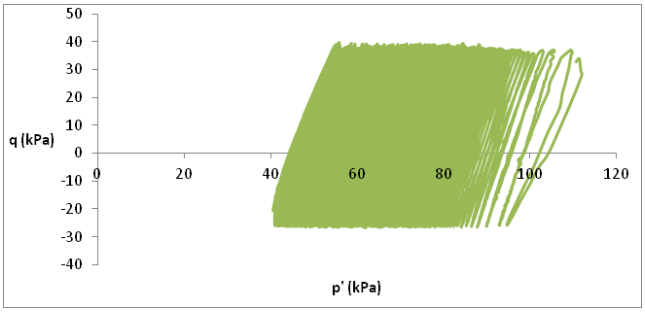
Una sintesi del programma di sperimentazione delle prove triassiali cicliche non drenate è riportato nella tabella di seguito.

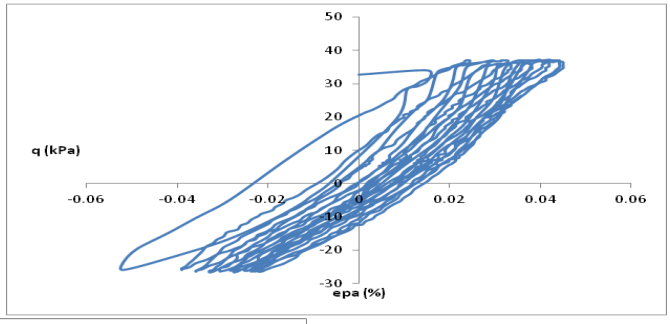
Nome prova	tipo di prova	q (kPa)	p' (kPa)	e iniziale
TXC_30	CICLICA	30	100	0.86
TXC_35	CICLICA	35	100	0.86
TXC_37	CICLICA	37	100	0.86
TXC_40	CICLICA	40	100	0.86
TXC_45	CICLICA	45	100	0.86
TXC_50	CICLICA	50	100	0.86
TXC_52	CICLICA	52	100	0.86
TXC_60	CICLICA	60	100	0.86
TXC_65	CICLICA	65	100	0.86
TXC_80	CICLICA	80	100	0.86

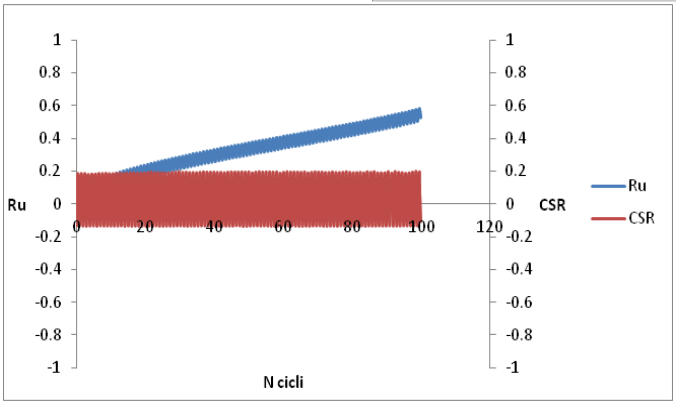
Tabella 2. Programma delle prove triassiali cicliche

A titolo d'esempio si riportano di seguito i risultati ottenuti da una prova che non ha liquefatto TXC_30 e una prove che ha liquefatto e in particolare riporto la prova TXC_52.

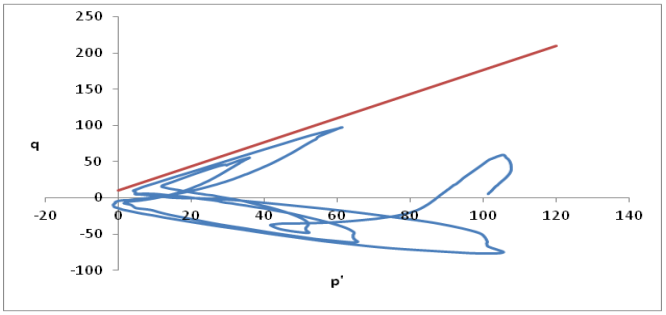
TXC_30

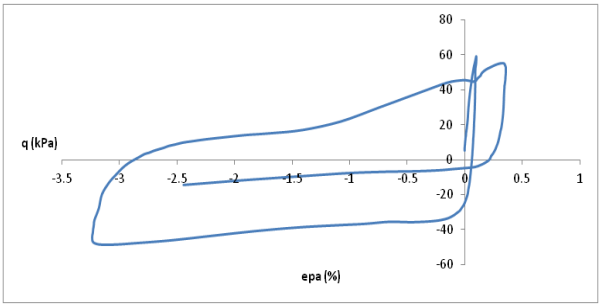


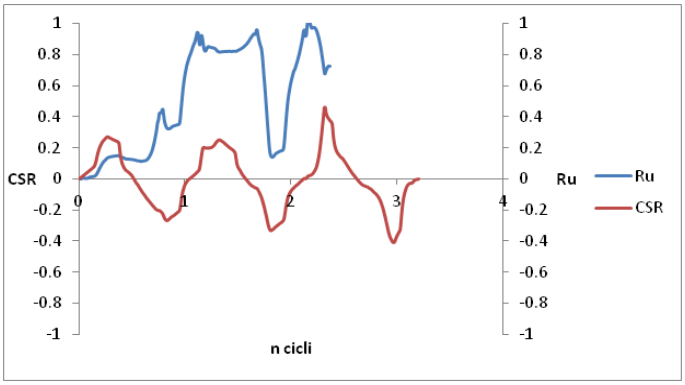




TXC_52







Analisi dei risultati ottenuti

L'obiettivo principale della mia tesi è stato quello di poter definire un limite di resistenza alla liquefazione di un materiale granulare specifico con diametro compreso tra i 2mm e 5mm.

Gli stati finali risultanti dalle prove monotone triassiali sono tracciate nel piano di compressione, (logp'–e).

A causa del comportamento di dilatazione già citato del terreno , l'ultimo indice di vuoti misurato in tali prove, e_f , dovrebbe essere inferiore al reale valore di stato critico, $e_{critico}$. Tuttavia, la dilatanza finale , anche se non nulla , è così piccola che la sottostima dell'indice dei vuoti critico dei campioni dovrebbe essere trascurabile. Per determinare la posizione del luogo dello stato critico nel piano di compressione, necessaria per definire una variabile di stato, si è pertanto ipotizzato che l'e_u=e_{cs} e p '= p'$_{cs}$.

Al fine di quantificare l' importanza della forma analitica assunta dal CSL, è stata tracciata una possibile retta di regressione dei punti dati.

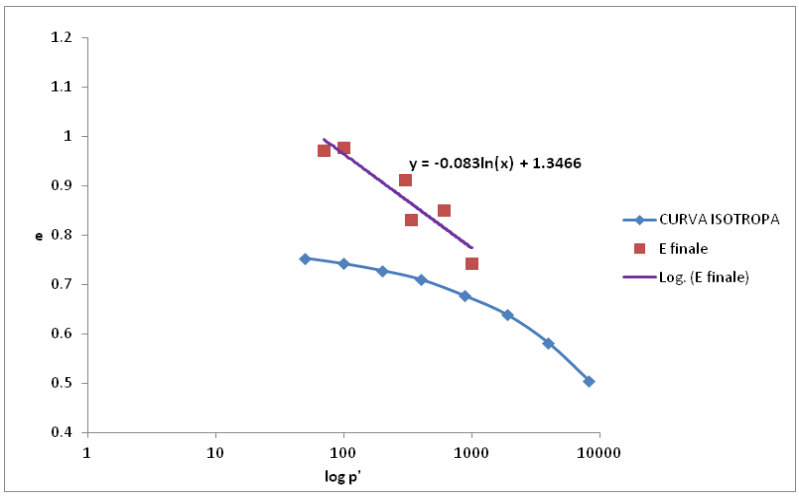


Figura 10. CSL nel piano (log p'; e)

Interpolando i valori di e_f e considerando e_f=$e_{critico}$, è stata trovata l'equazione della retta CSL :

$$e_{critico} = 1.3466 - 0.083 \ln(p') \qquad \text{Equazione 1}$$

Grazie al risultato ottenuto , inoltre, è stato trovato il parametro di stato **ψ**, che tiene conto delle condizioni di stato del terreno essendo $\boldsymbol{\psi = e_{critico}(\sigma'_{3,crit}) - e_0(\sigma'_3)}$.

Tutte le prove che risultano liquefare sono state graficizzate in termini di rapporto di resistenza critica CSR rispetto al numero dei cicli. Avendo eseguite prove allo stesso indice dei pori iniziali e non drenate il parametro di stato ψ calcolato è lo stesso per ogni prova, ed in particolare risulta essere ψ=-0.11 .

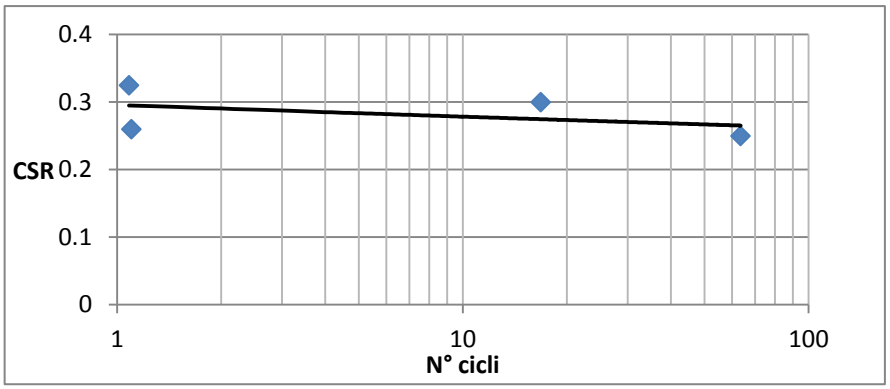


Figura 11. Piano di resistenza ciclica (N°cicli; CSR)

L'indagine di laboratorio descritta nel presente lavoro di tesi mostra che la ghiaia risulta avere una resistenza ciclica molto più grande di un materiale a grana fine.

Confrontando i miei risultati in termini di CSR-ψ con i risultati ottenuti tramite uno studio condotto dal Prof. Flora A. sulle sabbie si evince che i valori relativi alla ghiaia si posizionano della curva di separazione, che caratterizza una sabbia.

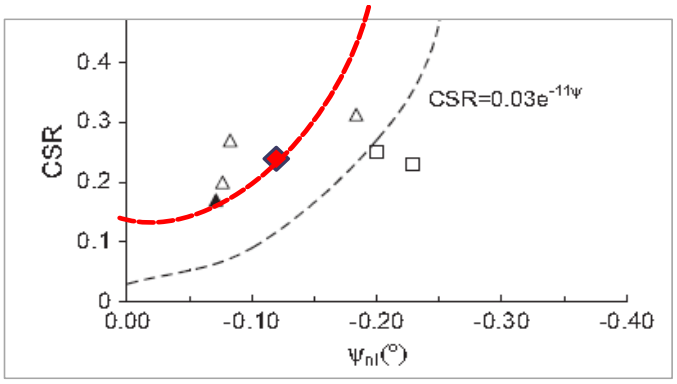


Figura 12. Risultati delle prove cicliche nel piano (CSR-ψ) di uno studio condotto dal Prof. Flora sulle sabbie

In conclusione si può affermare che le prove monotone dimostrano che la ghiaia ha una resistenza a taglio elevata. Al termine del mio lavoro di tesi è stato possibile, quindi ricavare la posizione della retta di stato critico (**CSL**) nel piano di compressione, la quale è stata ricavata ed è congruente con la retta di normal-consolidazione.

Le prove cicliche hanno permesso di individuare la curva di resistenza ciclica CSR-Ncyc del materiale in esame, definendo quindi una soglia di CSR al di sotto della quale non si ha liquefazione (CSR=0.25).

Come prevedibile, in fine, la resistenza alla liquefazione del materiale utilizzato è maggiore rispetto al caso di un terreno più fine (ghiaie di Messina).