

Francesca Casini

Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di un limo

6 marzo 2008

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

Relatore:
Prof. Augusto Desideri

Correlatori:
Ing. Jean Vaunat
Ing. Luigi Callisto
Prof. Giulia Viggiani

“Sapienza” Università degli Studi di Roma
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Via Monte d'Oro 28, 00186 Roma
Italia

Indice

1	Introduzione	1
----------	---------------------------	----------

Parte I Comportamento meccanico di terreni parzialmente saturi

2	Aspetti fondamentali del comportamento dei terreni...	5
2.1	Introduzione	5
2.2	Cenni della meccanica dei mezzi parzialmente saturi	6
2.2.1	Validità del principio delle tensioni efficaci nei terreni parzialmente saturi	8
2.2.2	Comprimibilità dei terreni parzialmente saturi	9
2.2.3	Resistenza dei terreni parzialmente saturi	10
2.3	Evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni in condizioni di parziale saturazione	11
2.3.1	L'equalizzazione	13
2.3.2	La compressibilità	17
2.3.3	La fase di taglio	26
2.4	Modelli costitutivi per i terreni parzialmente saturi	30
2.4.1	Modelli elasto-plastici alle tensioni nette	30
2.4.2	Modelli elasto-plastici che usano variabili tensionali alternative	33

Parte II Modellazione fisica di un problema al finito

3	Modello fisico di una fondazione superficiale	49
3.1	Introduzione	49
3.2	Leggi di scala	50
3.3	Modello utilizzato	53
3.3.1	Strumentazione	54
3.3.2	Programma sperimentale	58
3.3.3	Preparazione del modello	58

4	Proprietà meccaniche del materiale utilizzato nella sperimentazione	63
4.1	Introduzione	63
4.2	Apparecchiature di laboratorio	63
4.2.1	Edometro a suzione controllata	63
4.2.2	Cella triassiale a percorso di carico e suzione controllata ..	66
4.3	Risultati sperimentali	71
4.3.1	Classificazione del materiale oggetto di prova	71
4.3.2	Prove di compressione edometrica e successiva saturazione .	71
4.3.3	Prove di compressione edometrica in condizioni di parziale saturazione	75
4.3.4	Prove di compressione triassiale in condizioni di parziale saturazione	78
5	Condizioni di equilibrio idraulico in condizioni di parziale saturazione	89
5.1	Introduzione	89
5.2	Curva di ritenzione idrica e pressione capillare	89
5.2.1	Angolo di contatto e bagnabilità	90
5.2.2	Pressione capillare	91
5.2.3	Ritenzione idrica	93
5.2.4	Capacità residua	97
5.2.5	Limite specifico	98
5.3	Alcune evidenze sperimentali	101
5.3.1	Colonna d'infiltrazione Tremblay 1996	101
5.3.2	Altezza di risalita capillare in centrifuga	104
6	Analisi dei risultati del modello fisico	109
6.1	Introduzione	109
6.2	Prima serie di prove	110
6.2.1	Prova preliminare F1	111
6.2.2	Prova preliminare F2	114
6.2.3	Prova A	121
6.2.4	Prova B	130
6.2.5	Prova C	141
6.3	Seconda serie di prove	150
6.3.1	Prova D	152
6.3.2	Prova E	159
6.3.3	Prova F	168
6.4	Riepilogo dei risultati	178
6.4.1	Spostamenti	178
6.4.2	Pressione dell'acqua	181
6.4.3	Carico della fondazione	184

7	Modellazione matematica dei comportamenti osservati	189
7.1	Introduzione	189
7.2	Il modello utilizzato nelle analisi FEM	189
7.2.1	Geometria del problema e condizioni al contorno	191
7.2.2	Modello costitutivo utilizzato	193
7.2.3	Curva di ritenzione idrica	195
7.2.4	Confronto dei risultati: prova A	196
7.2.5	Confronto dei risultati: prova B	199
7.2.6	Confronto dei risultati: prova D	202
7.3	Valutazione del carico limite	204

Parte IV Conclusioni

8	Conclusioni	209
	Riferimenti bibliografici	213

Introduzione

La descrizione del comportamento meccanico dei terreni in condizione di parziale saturazione rappresenta un problema non semplice. Negli ultimi venti anni sono state condotte numerose ricerche sperimentali per comprenderne il comportamento meccanico modificando le apparecchiature tradizionali per poter controllare e misurare la condizione di stato dell'aria presente nei terreni. Un modello costitutivo elasto-plastico, universalmente accettato, che per primo è riuscito ad inquadrarne il comportamento è il BBM (Barcelona Basic Model 1990). Attualmente esistono numerose formulazioni alternative al BBM che differiscono da esso per le variabili tensionali adottate.

L'obiettivo del presente studio è contribuire alla comprensione del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi. L'attenzione è rivolta in particolare ai terreni compattati, che per loro natura si trovano in tale condizione. Sono presentati e discussi gli studi sperimentali effettuati presso l'UPC (Universitat Politècnica de Catalunya) e presso il DISG dell'Università di Roma La Sapienza, condotti su un limo compattato, poi utilizzato per lo studio in centrifuga del comportamento di una fondazione superficiale poggiante su un terreno parzialmente saturo.

La tesi è suddivisa in tre parti principali:

1. *Comportamento meccanico di terreni parzialmente saturi.* Dopo una breve introduzione sulle variabili adottate per descrivere il comportamento dei terreni parzialmente saturi, sono mostrati alcuni dei numerosi risultati sperimentali ottenuti negli ultimi anni. Particolare attenzione è dedicata ai comportamenti peculiari dei terreni in condizioni di parziale saturazione, quali il collasso per saturazione e l'aumento di rigidità e resistenza al diminuire del grado di saturazione. Sono poi descritti i principali modelli costitutivi finora sviluppati per descriverne il comportamento. Sono presentati con maggior dettaglio i seguenti modelli costitutivi:
 - BBM in cui si utilizzano la tensione netta e la suzione come variabili tensionali;
 - Modello di Cam Clay esteso alle condizioni di parziale saturazione (Jommi, 2000) (Tamagnini, 2004) che utilizza come variabili tensionali la tensione efficace alla Bishop e la suzione (Bishop Stress Model BSM).

Sono stati interpretati i risultati di un'ampia campagna sperimentale svolta da Vassallo (2003) alla luce del BSM, che fa dipendere la legge di incrudimento sia dalle deformazioni plastiche accumulate (come per il MCCM saturo) che dal grado di saturazione (Cap. 2).

2. *Modellazione fisica di un problema al finito.* In questa parte è descritta l'ideazione e realizzazione di un modello fisico di un deposito di terreno (limo di Jossigny) in condizione di parziale saturazione su cui poggia una fondazione circolare. Le prove sono state effettuate in centrifuga presso l'LCPC di Nantes. Vengono descritte le modalità di preparazione del modello e le leggi di scala valide per la modellazione in centrifuga dei problemi di ingegneria geotecnica (Cap. 3).

Sono inoltre mostrati i risultati degli studi sperimentali condotti in diverse condizioni di saturazione sul materiale utilizzato nel modello (Cap. 4). Per comprendere quali siano le reali relazioni esistenti tra pressioni dell'acqua e condizioni idrauliche al contorno nelle zone di parziale saturazione, particolare attenzione è rivolta agli studi teorici e sperimentali dedicati alla definizione dei profili di suzione al di sopra della superficie libera (Cap. 5).

Sono infine mostrati i risultati ottenuti dalla sperimentazione in centrifuga (Cap. 6). Dopo una prima fase di equalizzazione della pressione dell'acqua, si è incrementato progressivamente il carico sulla fondazione fino a produrre il collasso per raggiungimento della pressione limite. La fase di carico della fondazione è avvenuta per diversi valori della posizione della superficie libera nel deposito .

3. *Riproduzione del comportamento osservato.* L'ultima parte è dedicata alla modellazione matematica del comportamento osservato in centrifuga, effettuata con un codice ad elementi finiti (CODE BRIGHT) sviluppato presso l'UPC che, utilizzando il BBM, permette di effettuare l'analisi Termo-Idro-Meccanica dei mezzi porosi anche in condizioni di parziale saturazione. I risultati ottenuti in centrifuga sono confrontati con quelli delle analisi FEM (Cap. 7).

Le conclusioni sono dedicate al riesame dei principali risultati, indicando possibili sviluppi futuri.

**Comportamento meccanico di terreni
parzialmente saturi**

Aspetti fondamentali del comportamento dei terreni in condizione di parziale saturazione e loro modellazione costitutiva

2.1 Introduzione

Lo studio dei terreni in condizione di parziale saturazione ha avuto una storia irregolare. Il ruolo fondamentale della suzione ($s = u_a - u_w$) sul comportamento dei terreni in condizione di parziale saturazione è stato ben presto riconosciuto (Croney, 1952) e negli anni '50 - '60 è seguito un intenso lavoro sperimentale (Bishop et al., 1960) (Bishop & Blight, 1963) che è stato interpretato alla luce di un nuovo concetto di tensione efficace. È seguito un periodo di mancanza di studio del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi legato alla difficoltà di applicazione del concetto di tensione efficace proposto (Jennings & Burland, 1962). Durante tale periodo i terreni parzialmente saturi sono stati etichettati come "*terreni difficili*" o "*terreni speciali*". In linea di principio non c'è nulla di speciale in un terreno parzialmente saturo escluso il semplice fatto che una parte dei vuoti è occupata da aria (o un altro fluido non-bagnante). Anziché considerare i terreni parzialmente saturi come una classe separata di materiali bisognerebbe trattarli alla stregua del ben sedimentato sapere sui terreni in condizione di completa saturazione. Importanti passi in questa direzione sono stati fatti considerando due variabili tensionali nella definizione delle superfici di stato (Matyas & Radhakrishna, 1968), un'idea già anticipata da Bishop & Blight (1963) e Coleman (1962). L'uso delle superfici di stato, la giustificazione teorica e sperimentale dell'uso di due variabili tensionali separate è stata ulteriormente rinforzata dai lavori di Fredlund & Morgenstern (1977), Fredlund & Rahardjo (1993). Uno approfondito studio sulle variabili tensionali rilevanti in condizione di parziale saturazione è stato eseguito da Tarantino et al. (1990).

Dagli anni '80 ad oggi c'è stato un ritorno d'interesse per i terreni in condizione di parziale saturazione sia da un punto di vista teorico che sperimentale, per il controllo e la misura della suzione e ultimamente anche per le prove in sito. È fondamentale riuscire ad organizzare le informazioni ottenute da queste ricerche e sviluppare delle leggi costitutive in grado di riprodurre, in maniera soddisfacente, le più importanti peculiarità del comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo. Superando le limitazioni di un approccio con le superfici di stato, l'elastoplasticità è stato uno strumento di successo per lo sviluppo di leggi costitutive per i terreni parzialmente saturi.

In questo capitolo saranno dapprima definite le variabili tipicamente usate per rappresentare i risultati di prove effettuate in condizioni di parziale saturazione, le peculiarità delle apparecchiature utilizzate per eseguire le prove, alcuni risultati sperimentali e i principali modelli costitutivi finora sviluppati.

2.2 Cenni della meccanica dei mezzi parzialmente saturi

Un terreno parzialmente saturo è un sistema trifase composto di particelle solide, acqua ed aria (Fig. 2.1). Il grado di saturazione è definito come:

$$S_w = V_w/V_v \quad (2.1)$$

dove V_w è il volume occupato dall'acqua; V_v è il volume dei vuoti (Cap. 5).

Nei terreni saturi dove l'unica fase fluida presente è rappresentata dall'acqua S_w è pari all'unità; in presenza di un'ulteriore fase fluida (l'aria), il grado di saturazione risulta minore di uno. Le fasi fluide nei terreni parzialmente saturi possono trovarsi in diversi stati di continuità (Fig. 2.1):

- fase gassosa discontinua e fase liquida continua; tale situazione si verifica in presenza di un elevato grado di saturazione, in tal caso infatti l'aria presente in forma di singole bolle; tipico esempio di ciò lo si riscontra nella zona di quasi completa saturazione che in generale nei terreni naturali si trova immediatamente al di sopra del piano di falda;
- fase gassosa e fase liquida entrambe continue; questa situazione corrisponde ad un grado di saturazione intermedio e si verifica ad esempio nei terreni naturali nello strato situato al di sopra della zona di quasi completa saturazione ed al di sotto dello strato superficiale essiccato e nei terreni a grana fine (limi ed argille) costipati artificialmente con finalità costruttive;
- fase gassosa continua e fase liquida discontinua; questa situazione corrisponde ad un modesto grado di saturazione e si verifica ad esempio nei terreni naturali in prossimità della superficie in particolare nelle regioni aride o semi aride dove lo strato di terreno essiccato raggiunge spessori anche notevoli.

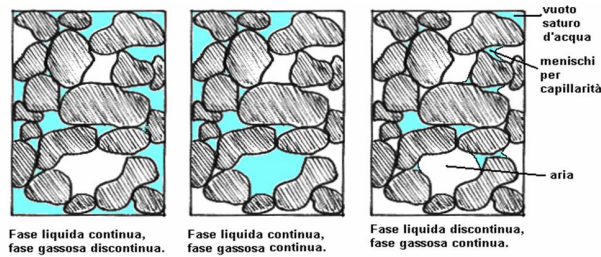


Figura 2.1. Diversi stati delle fasi fluide presenti nel terreno

Le fasi presenti, solida-liquida-aeriforme, sono in equilibrio reciproco attraverso le superfici di separazione, definite interfasi (Par. 5.2). In un terreno parzialmente

saturo si possono individuare tre tipi di interfasi : solido/liquido, solido/gas, liquido/gas. Le condizioni di equilibrio tra le fasi sono legate alle caratteristiche fisiche e geometriche delle interfasi. Nel caso di un terreno parzialmente saturo, la geometria dell'interfase aria/acqua è direttamente legata alla differenza di pressione tra le due fasi a contatto. La fase liquida interagisce con la fase solida attraverso due meccanismi (Hillel, 1982):

- la capillarità: questo meccanismo di interazione conseguenza della tensione e dei fenomeni superficiali; il modello più semplice per descriverlo è quello di un tubo capillare in cui (Par. 5.2), l'interfase aria/acqua non sia piana; ciò comporta l'insorgere di una differenza di pressione tra le due fasi che è legata all'entità degli sforzi che il tubo e la fase liquida si scambiano tra loro;
- l'adsorbimento: questo meccanismo di interazione comporta la formazione di un involucro di idratazione che ricopre la superficie delle particelle solide; le molecole d'acqua adsorbite risultano legate allo scheletro solido; le azioni che esse scambiano con quest'ultimo e con il volume di liquido non coinvolto nel fenomeno sono di difficile descrizione.

Qualora si voglia descrivere lo stato di sforzo agente sullo scheletro solido per effetto dell'interazione con la fase liquida, si può ricorrere alla differenza s tra la pressione dell'aria u_a e la pressione dell'acqua u_w che agiscono all'interno del terreno:

$$s = u_a - u_w \quad (2.2)$$

tale quantità è detta suzione matriciale. Il termine suzione indica che ci si riferisce in ogni caso ad una grandezza che è positiva quando la pressione dell'acqua è minore di quella dell'aria al suo contorno; la specificazione di matrice attribuisce alla grandezza in esame la proprietà di quantificare l'affinità dell'acqua per la matrice solida. È possibile sviluppare un'analogia fra il valore di suzione matriciale presente all'interno dei terreni non saturi e la pressione di capillarità. L'interfaccia aria-acqua possiede una proprietà chiamata tensione superficiale. Il fenomeno della tensione superficiale è il risultato dell'azione delle forze intermolecolari agenti sulle molecole della pellicola che costituisce l'interfaccia tra aria ed acqua. Queste forze sono diverse da quelle che agiscono sulle molecole d'acqua che si trovano all'interno del mezzo liquido (Par. 5.2).

Nei terreni parzialmente saturi l'acqua presente può essere suddivisa in "*acqua di volume*" (bulk water) e "*menisco d'acqua*" (meniscus water) (Fig. 2.2); nel primo caso l'acqua riempie alcuni pori contigui nel terreno, nel secondo caso l'acqua è disposta solo in corrispondenza dei punti di contatto tra due particelle in forma di menischi. In base a queste due possibili configurazioni dell'acqua nel terreno la suzione produce un diverso effetto meccanico, che può essere facilmente quantificato facendo riferimento ad una semplice schematizzazione in cui le particelle di terreno assimilate a particelle sferiche (Fig. 2.2).

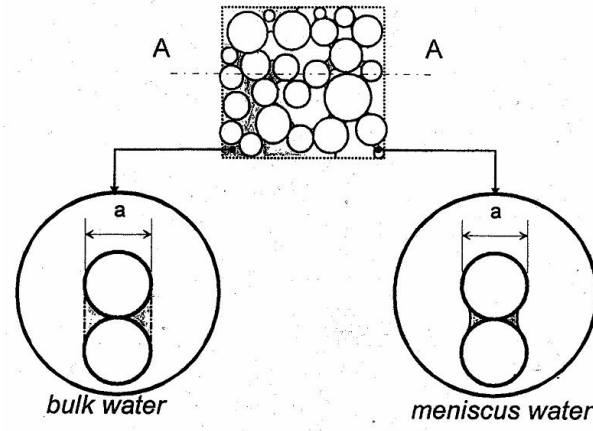


Figura 2.2. Diversi stati delle fasi fluide presenti nel terreno

2.2.1 Validità del principio delle tensioni efficaci nei terreni parzialmente saturi

Nei terreni saturi le tensioni efficaci nel terreno sono definite come differenza fra le tensioni totali applicate e la pressione del fluido nei pori:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.3)$$

Il principio delle tensioni efficaci può essere riassunto attraverso la seguente proposizione:

- Tutti gli effetti misurabili di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio, sono dovuti esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci.

La validità di tale principio per i terreni (rocce sciolte) completamente saturi è stata pienamente confermata attraverso un'ampia serie di sperimentazioni. Al contrario, per i terreni parzialmente saturi occorre introdurre una diversa formulazione per poter spiegare il loro diverso comportamento. Infatti i terreni parzialmente saturi esibiscono dei comportamenti peculiari quali ad esempio il rigonfiamento delle argille essiccate e il collasso strutturale nei terreni sottoposti a imbibizione.

Bishop (1959) propose di modificare la definizione delle tensioni efficaci, tenendo in conto la natura bi-fase del fluido (aria - acqua) che riempie i pori del terreno parzialmente saturo, nel modo seguente:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.4)$$

dove u_a è la pressione dell'aria, u_w la pressione dell'acqua, χ è un parametro che dipende dal grado di saturazione, dal tipo di terreno e dagli effetti di isteresi nei processi di imbibizione ed essiccamento.

La formulazione delle tensioni efficaci proposta da Bishop, si riduce a quella formulata da Terzaghi per $S_w = 1$; il parametro χ è funzione del grado di saturazione, e per $S_w = 1$ tale parametro vale 1, ed nullo per $S_w = 0$. Jennings & Burland

(1962), e poi Burland (1965) furono tra i primi ricercatori a mettere in dubbio la validità dell'espressione di Bishop. In effetti tale formulazione è inadatta da sola a descrivere il comportamento dei terreni parzialmente saturi in un contesto di elasticità, anche se non lineare. In definitiva, si concluse che il principio delle tensioni efficaci non poteva essere formulato nel caso dei terreni parzialmente saturi (non è possibile analizzare il comportamento deformativo di tali terreni riconducendosi ad un'unica variabile tensionale efficace) e pertanto il comportamento meccanico di questi doveva essere descritto impiegando due variabili tensionali indipendenti (ad esempio $\sigma - u_a$, $u_a - u_w$) (Bishop & Donald, 1961).

2.2.2 Comprimibilità dei terreni parzialmente saturi

In generale il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo viene descritto impiegando il tensore delle tensioni nette $T - u_a I$ ed il tensore della suzione $(u_a - u_w) I$. In particolare, in condizioni triassiali, lo stato tensionale è descritto dalle seguenti variabili:

$$p - u_a = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_r}{3} - u_a \quad \text{tensione media netta} \quad (2.5)$$

$$q = \sigma_{ax} - \sigma_r \quad \text{tensione deviatorica}; \quad (2.6)$$

$$s = u_a - u_w \quad \text{suzione} \quad (2.7)$$

Le variabili coniugate sono:

$$\epsilon_v = \frac{\epsilon_{ax} + 2\epsilon_r}{3} \quad \text{deformazione volumetrica} \quad (2.8)$$

$$\epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_{ax} - \epsilon_r) \quad \text{deformazione distorsionale} \quad (2.9)$$

$$\theta_w = nS_w \quad \text{contenuto volumetrico d'acqua}. \quad (2.10)$$

Le deformazioni di un elemento di volume di terreno saturo ed in particolare le sue deformazioni volumetriche sono prodotte da variazioni delle tensioni efficaci. Un elemento di volume di terreno parzialmente saturo può invece subire variazioni delle deformazioni volumetriche sia per una variazione delle tensioni nette sia per una variazione della suzione. In particolare, qualora le tensioni nette siano mantenute costanti, ad un incremento di suzione corrisponde sempre una riduzione di volume mentre ad una riduzione di suzione può corrispondere sia una compressione che una espansione. Per la descrizione delle variazioni di volume e del grado di saturazione in funzione dei due campi di sforzo (tensione netta totale e suzione) si introduce il concetto di superficie di stato (Matyas & Radhakrishna, 1968).

Queste superfici di stato legano la variazione dell'indice dei vuoti e del grado di saturazione al valore della suzione (Fig. 2.3); inizialmente tali superfici sono state derivate tramite interpolazioni di dati sperimentali, in seguito sono state definite attraverso appropriate espressioni analitiche (Lloret & Alonso, 1985). Tuttavia sono state evidenziate due limitazioni all'utilizzo di tali superfici di stato:

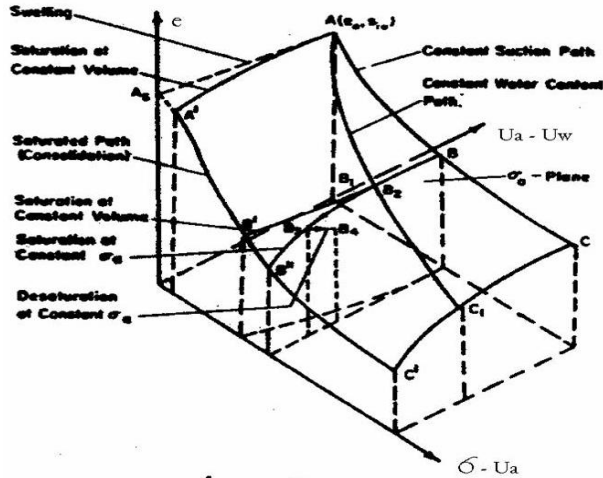


Figura 2.3. Superfici di stato nello spazio $e, \sigma - u_a, q$

- l'unicità delle superfici di stato trova un riscontro sperimentale unicamente con riferimento a percorsi deformativi causati da incrementi del carico e del grado di saturazione, mentre viene a mancare per incrementi di suzione o diminuzioni dello stato di sforzo totale (Josa et al., 1987);
- le superfici di stato possono consentire una accurata descrizione delle variazioni di una grandezza in funzione dei parametri di controllo della storia tensionale e deformativa del materiale, ma sono difficilmente generalizzabili a storie di carico complesse, e non sono in grado di fornire, a causa della loro derivazione empirica, un modello di riferimento generale, all'interno del quale inquadrare logicamente i diversi aspetti del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi.

2.2.3 Resistenza dei terreni parzialmente saturi

In un terreno parzialmente saturo la presenza dei menischi capillari in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle ha l'effetto di incrementare gli sforzi normali che si esercitano tra queste ultime. Ciò produce un incremento della resistenza allo scorrimento tra le particelle e dunque della resistenza al taglio.

Per tenere conto dell'effetto della suzione sulla resistenza al taglio di un terreno parzialmente saturo, Fredlund et al. (1978) hanno proposto la seguente estensione del criterio di resistenza di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (2.11)$$

dove c' e φ' rappresentano i parametri di resistenza del terreno in condizioni di completa saturazione; φ^b è l'angolo di attrito che rappresenta l'incremento di resistenza prodotto da un incremento di $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_a)$ viene tenuto costante. Nella formulazione di questo criterio di resistenza, gli autori assumevano costanti i valori dei parametri. Ricerche successive hanno però mostrato come

questa assunzione non sia giustificata. Escario & Saez (1986) hanno mostrato come φ' cresca leggermente con la suzione mentre φ^b sia una funzione non lineare della suzione e presenti una certa dipendenza anche dal livello tensionale (Fig. 2.4). Fredlund et al. (1987) hanno mostrato che il parametro φ^b varia con la suzione: in condizioni di saturazione e per suzione nulla φ^b pari a φ' e si mantiene tale fino a quando la suzione applicata non raggiunge il valore di ingresso d'aria; superato tale valore della suzione, φ^b decresce fino a raggiungere un valore che si mantiene costante (Fig. 2.5).

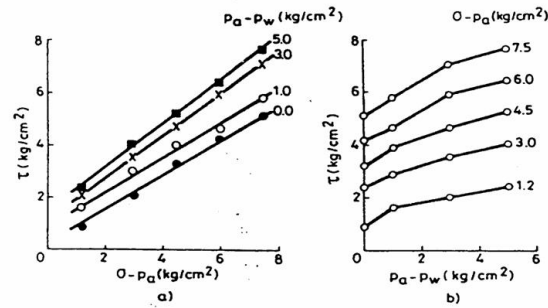


Figura 2.4. Resistenza a taglio in funzione della tensione normale netta e della suzione

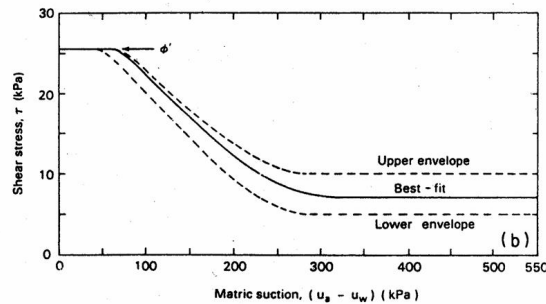


Figura 2.5. Influenza della suzione sull'angolo di attrito φ^b

2.3 Evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni in condizioni di parziale saturazione

In condizioni di parziale saturazione la presenza della fase aria nei pori introduce numerose complicazioni di carattere sperimentale: è necessario controllare un maggior numero di variabili tensionali e misurare le variazioni di volume mediante

tecniche differenti dalle usuali; è inoltre necessario definire le condizioni di drenaggio di un'ulteriore fase fluida. Per la misura corretta delle variazioni di contenuto d'acqua e della pressione neutra deve essere garantita la saturazione del circuito di drenaggio nel corso delle prove, riducendo la filtrazione e la diffusione di aria dal provino al circuito e/o rimuovendo periodicamente l'aria dal circuito stesso. Le modifiche da apportare alle celle triassiali per renderle idonee alla sperimentazione su terreni parzialmente saturi sono dunque sintetizzabili nelle seguenti:

- controllo (ed eventuale misura) della suzione di matrice;
- misura separata delle variazioni di volume e di contenuto d'acqua del provino;
- contenimento (e, se possibile, azzeramento) della filtrazione e della diffusione di aria dal provino al circuito di drenaggio;
- rimozione periodica dell'aria dal circuito di drenaggio nel corso delle prove;
- eventuale misura dell'aria rimossa.

Il controllo della suzione costituisce senz'altro la caratteristica peculiare delle attrezzature per i terreni parzialmente saturi. Il modo con cui questa variabile tensionale agisce sullo scheletro solido è infatti particolarmente complesso. Dal punto di vista termodinamico essa è funzione dell'umidità relativa nei pori; meccanicamente si definisce come la differenza tra la pressione dell'aria e quella dell'acqua di porosità ed è associata alla formazione di menischi capillari al contatto tra i diversi grani (in configurazioni spesso articolate e complesse), in ogni caso è una misura di energia. Le tecniche per la misura ed il controllo della suzione ignorano questo complesso quadro microstrutturale, e consistono più semplicemente nel misurare o controllare grandezze ad essa correlate al contorno del provino. Ulteriori difficoltà sono dovute alla circostanza che usualmente in sito la pressione dell'aria è atmosferica e quella dell'acqua negativa, difficilmente riproducibile in laboratorio perchè per valori di pressione al di sotto di $1atm$ si verifica nel circuito di drenaggio il fenomeno della cavitazione, che di fatto impedisce il controllo e la misura della pressione dell'acqua. Le metodologie più accreditate per il controllo della suzione sono due:

- la tecnica della traslazione degli assi;
- la tecnica osmotica.

La prima costituisce senz'altro l'approccio più diffuso al controllo della suzione. Essa consiste nel controllare separatamente al contorno del provino la pressione dell'aria e quella dell'acqua, la cui differenza definisce appunto la suzione di matrice, trasladando la pressione dell'acqua nel campo positivo, senza modificare lo stato tensio-deformativo nel provino. Ciò viene ottenuto applicando una pressione dell'aria $u_a > 0$ e in un uguale incremento della pressione dell'acqua $u_w > 0$ ed aumentando la pressione totale della stessa quantità, in modo che risultino costanti sia la suzione che la pressione totale netta. La u_w risulta così misurabile mediante gli usuali trasduttori di pressione, senza rischio di cavitazione. Nel giro di pochi anni, la tecnica è stata adeguata al controllo della suzione in prove su terreni parzialmente saturi in edometro ((Aitchinson & Woodburn, 1969); (Barden et al., 1969);(Fredlund & Morgernstern, 1976); (Fredlund & Morgernstern, 1976);(Maatouk, 1993)), in scatola di taglio ((Escario & Saez, 1986);(Gan et al., 1988)) ed in cella triassiale ((Bishop & Donald, 1961); (Matyas & Radhakrishna,

1968); (Fredlund & Morgenstern, 1976); (Maatouk, 1993);(Sivakumar, 1993)). In tutti i casi la pressione dell'acqua viene applicata alla base del provino tramite un elemento poroso ad elevato valore di ingresso d'aria, mentre quella dell'aria in testa, attraverso piastre porose tradizionali.

Il più grosso limite dell'approccio presentato risiede nella circostanza che viene impedita la cavitazione non solo nel circuito di drenaggio ma anche nel terreno, dove invece può verificarsi nella realtà. Si possono individuare nelle prove triassiali per terreni parzialmente saturi sostanzialmente tre fasi:

- la fase di equalizzazione, consiste nel portare il provino ai valori prefissati di suzione, pressione sferica netta e tensione deviatorica di inizio prova e mantenerli costanti. Si tratta, in buona sostanza, di attendere il completo esaurimento di una fase di consolidazione, caratterizzata però da variazioni di suzione. La pressione sferica netta e la tensione deviatorica raggiungono, infatti, il valore finale imposto in tempi molto brevi, vista l'elevata permeabilità dell'aria nei terreni; molto più lento è il fenomeno di equalizzazione della suzione; si tratta, dunque di una fase a suzione variabile e carico costante. Durante tale fase il provino espelle o assorbe acqua in funzione della differenza tra la suzione imposta e quella naturale. Spesso la fase si assume terminata quando le variazioni di contenuto d'acqua si sono stabilizzate a non oltre 0.04%/giorno (Sivakumar, 1993), comunque tale limite viene deciso caso per caso;
- la fase di compressione isotropa o anisotropa in cui il provino viene consolidato a suzione costante fino ad un valore prefissato di pressione totale netta;
- la fase di taglio può essere eseguita secondo diversi percorsi di sollecitazione e condizioni di drenaggio. Tra queste le più usuali sono: drenate tradizionali, a suzione costante, con percorso di carico inclinato di 3:1 nel piano $(p - u_a) - q$; drenate a pressione sferica e suzione costanti; non drenate per la fase acqua, quindi a contenuto d'acqua costante ($w = cost.$).

Nelle prove edometriche si possono considerare due fasi principali:

- fase di equalizzazione consiste nel portare il provino ai valori prefissati di suzione e tensione verticale netta (in analogia alla cella triassiale);
- fase di compressione edometrica: a suzione costante; a suzione variabile.

2.3.1 L'equalizzazione

Durante questa fase il flusso di acqua può essere diretto da o verso il provino, a seconda che il livello di suzione imposto sia superiore o inferiore a quello originario del provino, cui potrà corrispondere sia una riduzione che un aumento di volume. In particolare, se la suzione applicata è superiore a quella iniziale, si registra una riduzione di volume; nel caso contrario il provino può esibire sia un rigonfiamento che un collasso strutturale, in relazione alle caratteristiche microstrutturali del materiale, alla storia tensionale pregressa, al livello corrente della tensione sferica netta ed al campo di variazione di suzione applicato. Sono di seguito riportati i risultati relativi alla fase di equalizzazione di una sabbia compattata dinamicamente usata nella diga di Metramo (Fig. 2.6).

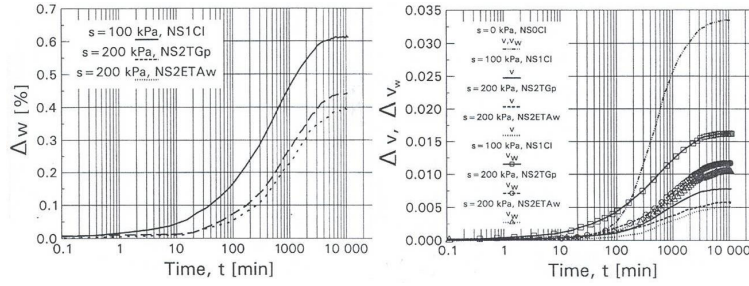


Figura 2.6. Variazioni di contenuto d'acqua e volume specifico durante la fase di equalizzazione (Rampino et al., 1999)

Dalla Fig. 2.6 si può osservare un aumento del contenuto d'acqua per tutte le prove. Sostanzialmente la suzione imposta al contorno ($s_{max} = 300\text{kPa}$) è minore di quella indotta dalle procedure di compattazione. Vengono anche riportati, oltre agli andamenti del volume specifico anche quello del volume specifico d'acqua (definito come $v_w = 1 + \frac{V_w}{V_s}$) rispetto al tempo anche in caso di completa saturazione. Si nota come indipendentemente dal valore della suzione imposta è comunque osservato un rigonfiamento. Sono trascurabili fenomeni di creep. Per questo tipo di terreno il rigonfiamento è più accentuato al ridursi del livello di suzione imposta (cioè al crescere della differenza tra suzione imposta e suzione di fine costipamento).

Dai punti di fine equalizzazione si è ricavato il ramo di imbibizione delle curva di ritenzione idrica (CRI) (Fig. 2.8), si nota come la maggiore variazione del grado di saturazione avvenga nell'intervallo $s = 0 - 100\text{kPa}$ (Fig. 2.7).

La Fig. 2.9 mostra le variazioni del volume specifico δv rispetto al tempo, il rigonfiamento aumenta al diminuire della suzione imposta.

In Fig. 2.10 sono riportate le caratteristiche iniziali e di fine equalizzazione di un'argilla (Kawai et al., 2002).

In Fig. 2.11 è riportata la variazione del grado di saturazione S_r con la suzione imposta s . Si nota come a parità di suzione imposta corrisponda un diverso valore di S_r in funzione delle diverse caratteristiche iniziali (in particolare e_0, w_0).

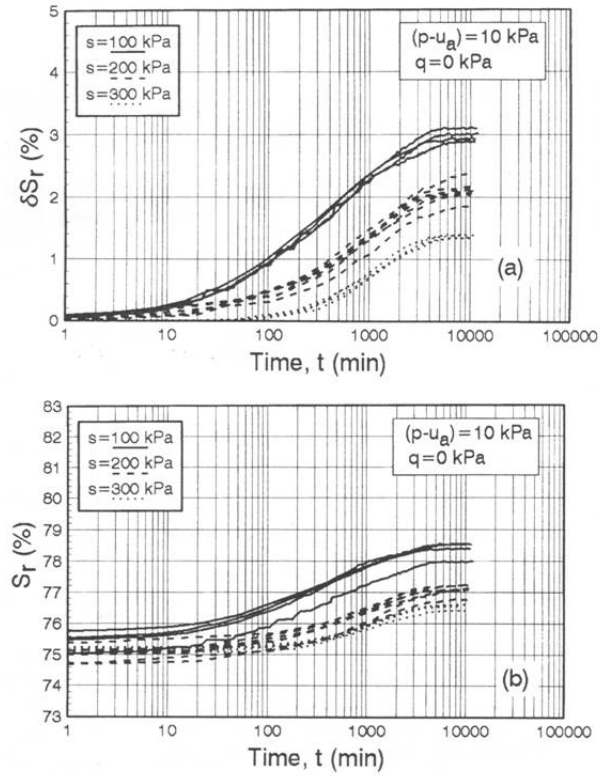


Figura 2.7. Variazioni del grado id saturazione in funzione del tempo (Rampino et al., 1999)

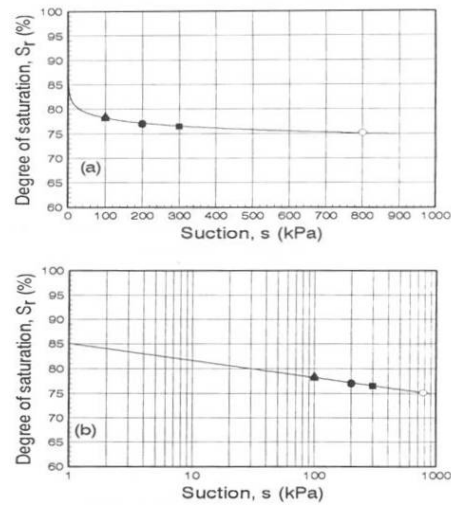


Figura 2.8. Ramo di imbibizione della Curva di Ritenzione Idrica (Rampino et al., 1999)

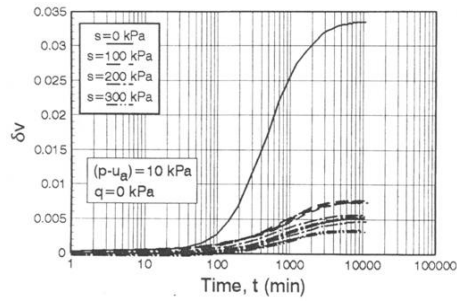


Figura 2.9. Variazioni del volume specifico nel tempo (Rampino et al., 1999)

Specimen	w (%)	e	S _r (%)	Confining pressure	Suction	Specimen	u _v (kPa)	w (%)	e	S _r (%)
Ad	31.59	1.070	79.97	19.6	0 → 294	Ad	294	25.52	1.019	67.83
Aw	22.43	1.143	53.15	19.6	0 → 392 → 294	Aw	294	20.14	1.132	48.22
Bd	28.80	1.206	64.71	19.6	0 → 392	Bd	392	22.70	1.158	51.86
Bw	28.01	1.162	65.29	19.6	0 → 441 → 245	Bw	245	21.49	1.114	52.26

Figura 2.10. Proprietà fisiche e caratteristiche iniziali (Kawai et al., 2002)

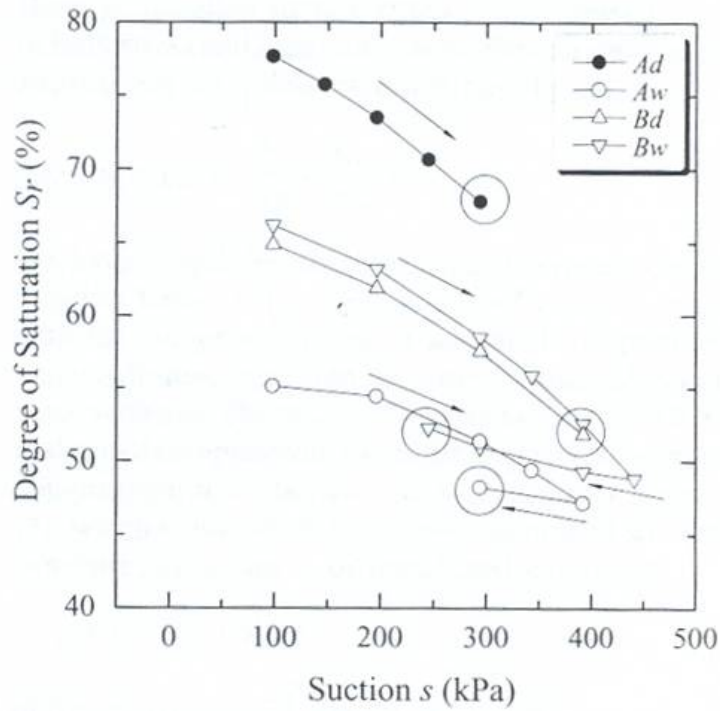


Figura 2.11. Variazione di S_r in funzione della suzione s (Kawai et al., 2002)

2.3.2 La compressibilità

Lo studio della compressibilità dei terreni parzialmente saturi è l'aspetto sul quale sino ad oggi si sono maggiormente concentrati gli sforzi di sperimentazione e di modellazione. Le motivazioni di ciò sono senz'altro da ricercare nell'importanza ingegneristica del collasso strutturale dei terreni parzialmente saturi, e quindi nella necessità della completa comprensione dei fenomeni che ne sono alla base. Nell'ambito dello studio della compressibilità sono molto più numerose le campagne sperimentali condotte in edometro, che quelle in cella triassiale. In generale, per la rappresentazione dei risultati è necessario far riferimento a due variabili tensionali indipendenti ad esempio: $p - u_a$ (pressione totale netta), $s = u_a - u_w$ (suzione). Bisogna distinguere le variazioni di volume specifico da quelle di contenuto d'acqua, coincidenti solo nel caso di completa saturazione. Nel caso edometrico alla $p - u_a$ si sostituisce la tensione verticale netta $\sigma_v - u_a$.

Sono di seguito riportate due prove che seguono percorsi di imbibizione, a tensione isotropa costante, per studiare il collasso di due terreni ricostituiti. Sono state adottate due diverse procedure di compattazione: una compattazione monodimensionale (Boom clay) e una compattazione isotropa a tensione controllata (BCN silt).

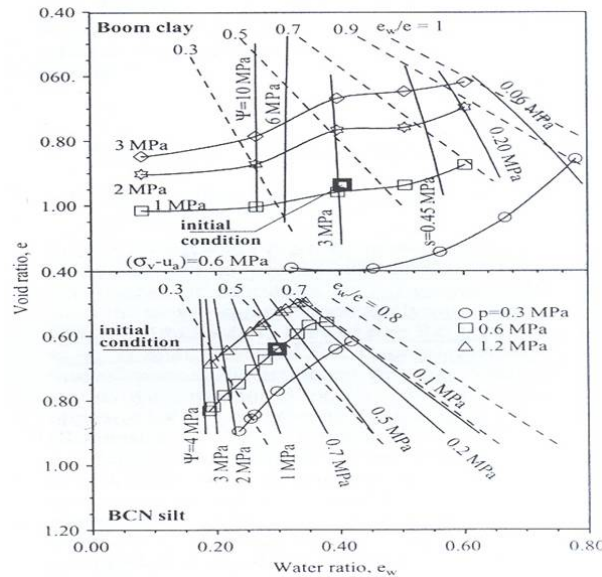


Figura 2.12. Curve di compattazione statica e curve di iso-suzione (Boom clay e BCN silt (Romero et al., 2002)

Si nota una risposta deformativa anisotropa (nei percorsi di imbibizione) per il terreno compattato in maniera mono-dimensionale (Boom clay), anisotropia che diminuisce all'aumentare delle deformazioni plastiche indotte dal percorso di imbibizione (Romero et al., 2002). Mentre il terreno compattato isotropicamente (BCN

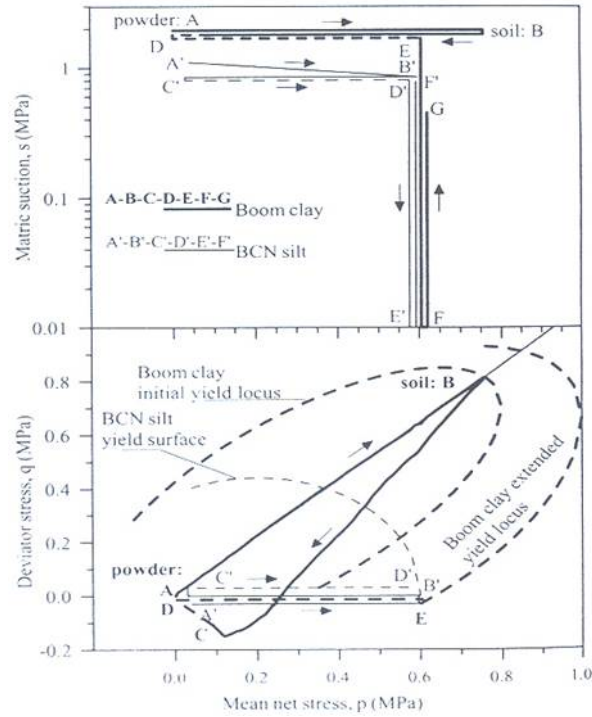


Figura 2.13. Percorsi di carico seguiti (AD compattazione; DE carico; EG imbibizione/essiccamento) (Boom clay e BCN silt (Romero et al., 2002))

silt) esibisce una risposta per lo più isotropa durante tutta la fase di saturazione (Romero et al., 2002).

In Fig. 2.18 sono riportate le curve di compressibilità nel piano $v - (p - u_a)$ da Rampino et al. (1999) su la sabbia compattata dinamicamente nella diga di Metramo. Si può notare una significativa riduzione della compressibilità con la suzione. La pendenza della curva di normal consolidazione cambia da $\lambda = 0.21$ per $s = 0kPa$ a $\lambda = 0.15$ per $s = 100kPa$ evidenziando quindi una riduzione di poco meno del 30% rispetto al caso saturo. Mentre la pendenza media della curva scarico-ricarico varia da $\kappa = 0.0056$ a $\kappa = 0.0052$ evidenziando una riduzione di circa l'8% rispetto al caso saturo. Queste curve inoltre evidenziano un significativo incremento della tensione media di snervamento con la suzione, indicando che $(p - u_a)_y$ cresce da $35kPa$ per $s = 0kPa$ a circa $125kPa$ a $s = 100kPa$.

Inoltre i dati sperimentali riportati in Fig. 2.18 hanno permesso di fare alcune ipotesi sul comportamento al collasso del terreno esaminato. Nei processi di imbibizione, indipendentemente dal livello di tensione corrente, il percorso di deformazione seguito da ogni provino si muove da curve di compressione a suzione iniziale ad un'altra corrispondente al valore di suzione finale. Quindi, se il punto rappresentativo dello stato iniziale è (I) e quello finale è (F) avviene il collasso per imbibizione; nel caso opposto (punti I' e F'), si osserva un rigonfiamento. Inoltre dalla figura si nota come i cambiamenti di v_w sono molto più piccoli rispetto ai

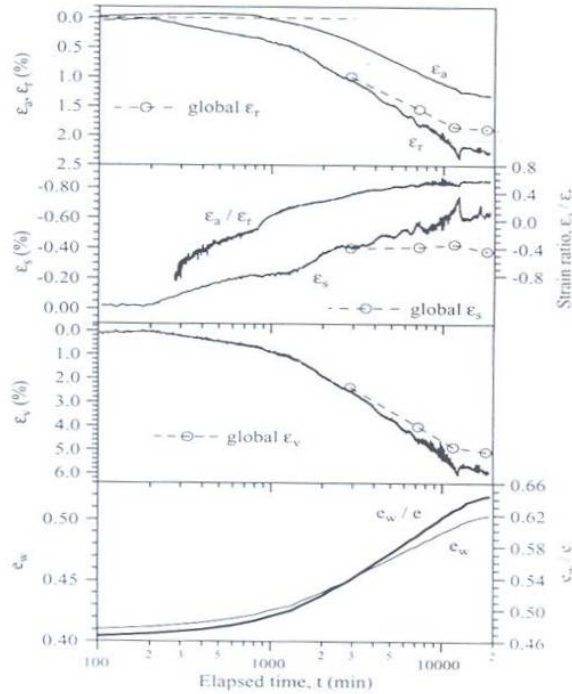


Figura 2.14. Evoluzione nel tempo delle deformazioni, e_w ed e_w/e (Boom clay) $s \approx 1.9MPa \rightarrow 0.45MPa$ (Romero et al., 2002)

cambiamenti di v . Gli andamenti di v_w in funzione della $p - u_a$ sono simili a quelli di v anche se di entità minore.

La Fig. 2.19 mostra i risultati della fase di compressione edometrica. Ogni curva parte dal valore di tensione verticale corrispondente alla fine della fase di equalizzazione e raggiunge un valore massimo di $5MPa$, permettendo così l'analisi della compressibilità del terreno su una scala più ampia rispetto alle prove triassiali. I risultati confermano che la compressibilità diminuisce all'aumentare della suzione (sia per la normal consolidazione che per lo scarico-ricarico) e la tensione verticale di snervamento aumenta. Questi effetti sono maggiormente evidenti nell'intervallo $s = 0 - 100kPa$. La variazione di pendenza della linea di compressione edometrica, per il provino saturo può essere causata dalla rottura di alcune particelle: ipotesi confermata dal confronto tra la curva granulometrica prima e dopo il test WS. In Fig. 2.20 e Fig. 2.21 sono riportati i risultati dello studio del comportamento meccanico del materiale in fasi a suzione variabile, in particolare di due prove: l'una di saturazione e l'altra di desaturazione.

Nella prima prova il provino è stato sottoposto ad una fase di compressione $s = 200kPa$, fino alla tensione verticale netta di circa $1000kPa$; quindi è stato saturato in cella per filtrazione. I risultati evidenziano tra l'altro, l'indipendenza del comportamento meccanico dal percorso di saturazione seguito per questo materiale. Dopo la fase di imbibizione, la prova ripercorre la curva di compressibilità del

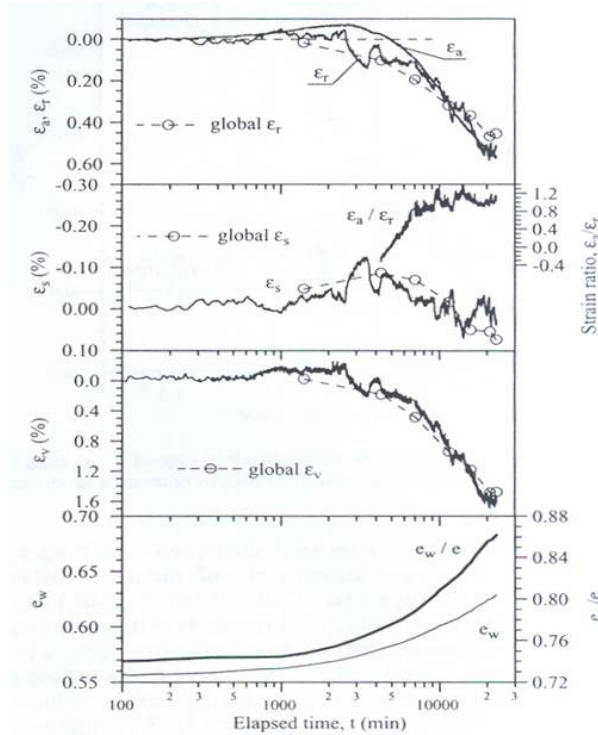


Figura 2.15. Evoluzione nel tempo delle deformazioni, e_w ed e_w/e (Boom clay) $s \approx 0.2MPa \rightarrow 0.06MPa$ (Romero et al., 2002)

materiale saturo, sebbene la saturazione sia avvenuta per livelli di carico diversi. Nella seconda il provino è sottoposto a compressione in condizioni di completa saturazione fino a una tensione verticale netta di circa $700kPa$; quindi è stata incrementata la suzione a $200kPa$. I risultati della fase di desaturazione mostrano che al ridursi del grado di saturazione, il materiale manifesta una evidente riduzione della compressibilità. Il tratto finale della curva sembra disporsi a cavallo tra quelle relative alle suzioni iniziale e finale, con un indice di compressibilità intermedio. A differenza del caso precedente, in fase di essiccamento il comportamento meccanico è funzione del percorso seguito. In Fig. 2.22 sono riportate le fasi di compressione triassiale isotropa su lo stesso terreno. Queste prove confermano che la compressibilità del terreno decresce e la tensione di snervamento cresce all'aumentare della suzione.

In Fig. 2.23 sono illustrate due fasi di compressione anisotropa, in cella triassiale, a $\eta = q/(p - u_a) = cost.$ pari a 0.5 (test 15) e 0.9 (test 16), su provini consolidati a $s = 200kPa$. Le variazioni di volume specifico osservate sono confrontate con quelle ottenute per la prova di compressione isotropa allo stesso livello di suzione. La pendenza della NCL aumenta leggermente con all'aumentare di η . Questi risultati sono in buon accordo con quanto ottenuto nel caso di provini satu-

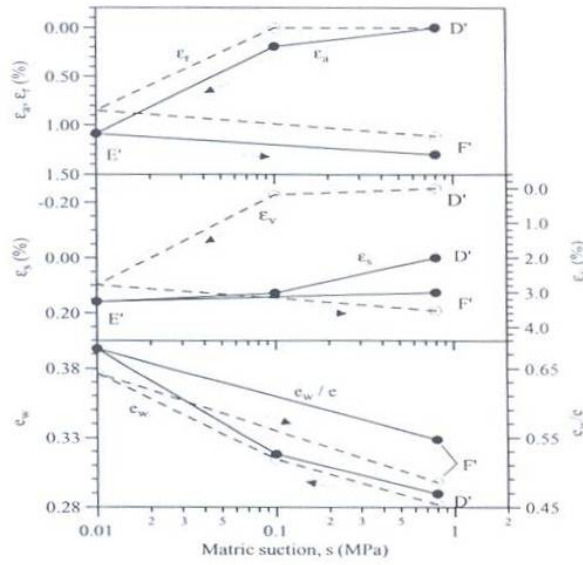


Figura 2.16. Evoluzione nel tempo delle deformazioni, e_w ed e_w/e (BCN silt) in un ciclo di imbibizione/essiccamento ($D' - E' - F'$) (Romero et al., 2002)

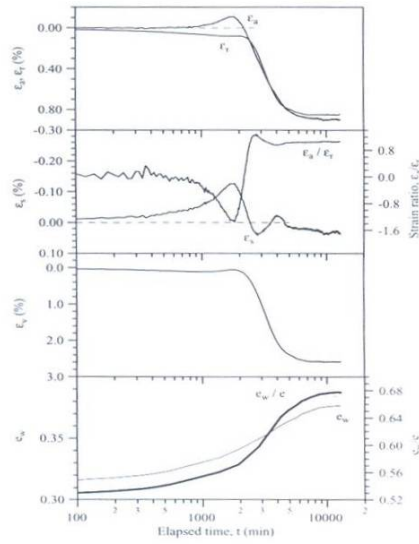


Figura 2.17. Evoluzione nel tempo delle deformazioni, e_w ed e_w/e (BCN silt) $s \approx 0.1MPa \rightarrow 0.01MPa$ (Romero et al., 2002)

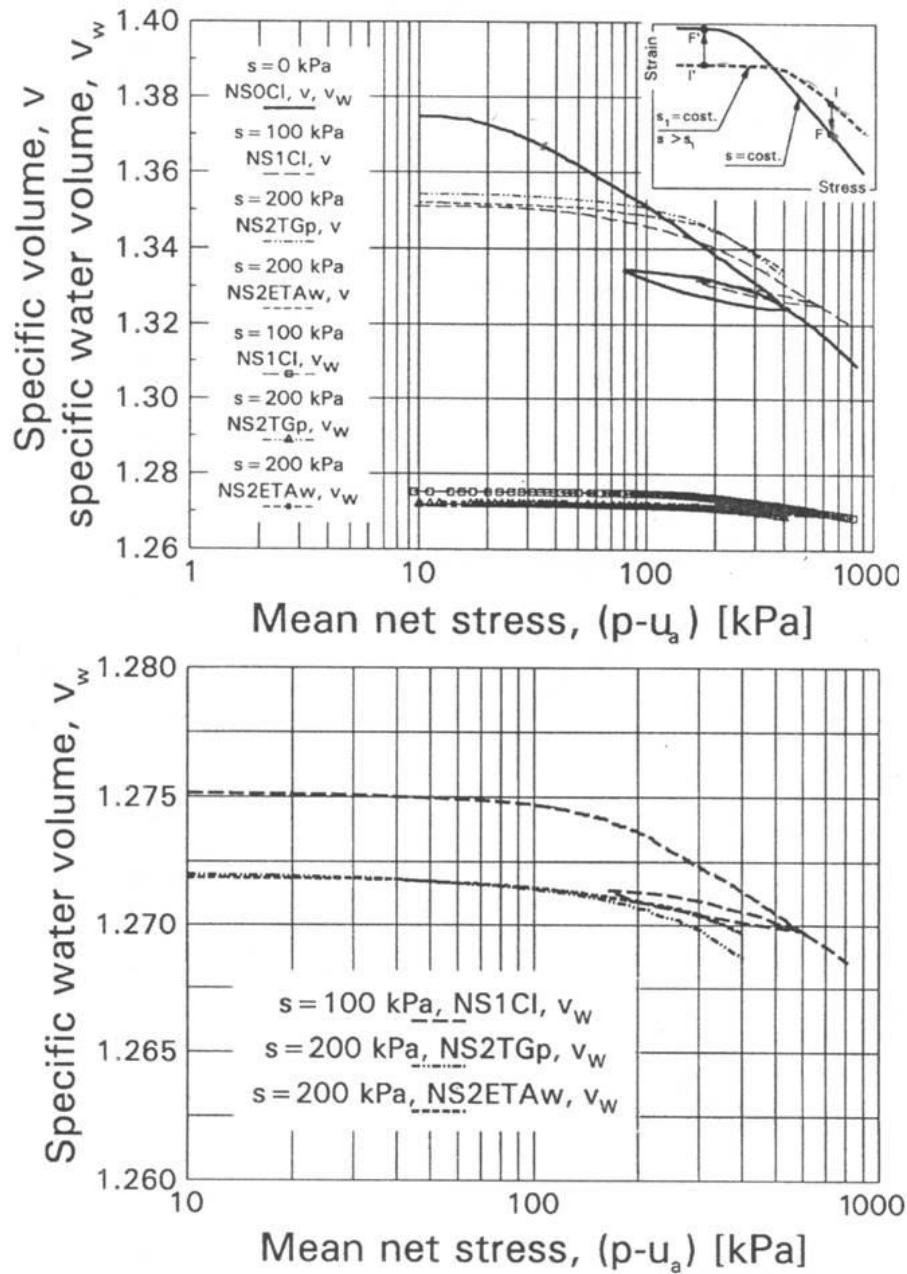


Figura 2.18. Volume specifico v e volume specifico d'acqua v_w misurati durante la fase di compressione (Rampino et al., 1999)

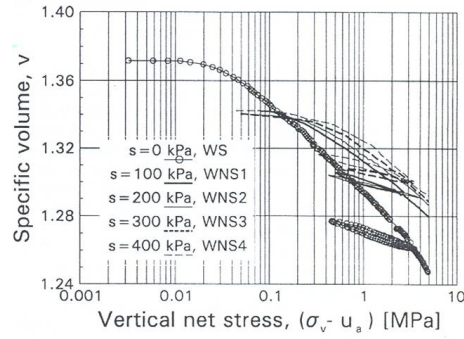


Figura 2.19. Curve di compressione edometrica a suzione costante (Rampino et al., 1999)

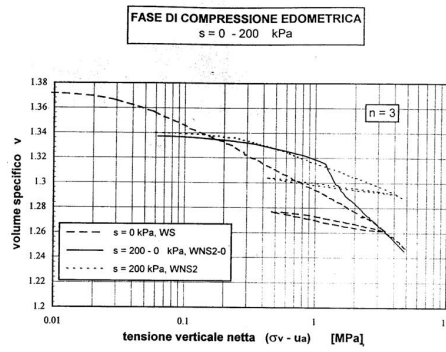


Figura 2.20. Curve di compressione edometrica con saturazione intermedia (Rampino et al., 1999)

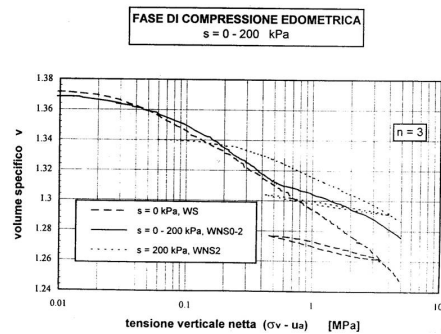


Figura 2.21. Curve di compressione edometrica con desaturazione intermedia (Rampino et al., 1999)

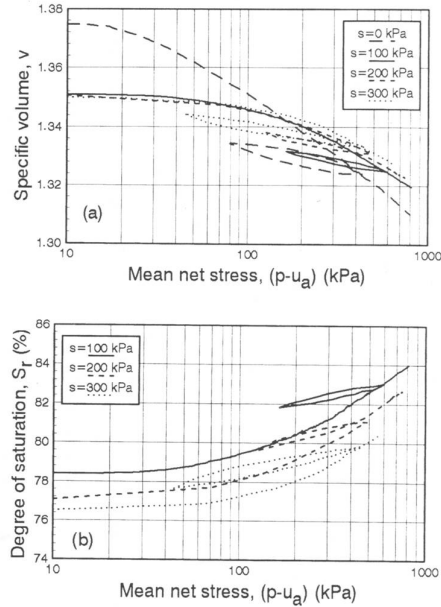


Figura 2.22. Curve di compressione triassiale a suzione costante (Rampino et al., 1999)

ri (Santucci de Magistris, 1996). La tensione di snervamento varia per un terreno compattato dinamicamente all'aumentare di η suggerendo che il luogo di snervamento nel piano $(p - u_a) - q$ si trova su una retta a $\eta \neq 0$. Un andamento simile si può notare rispetto al grado di saturazione.

In Fig. 2.24 sono riportati i risultati di prove di compressione triassiale ottenuti da Buenfil et al. (2004) su un limo con argilla a bassa plasticità ($e_w = V_w/V_s$, $S_r = e_w/e$).

In accordo con quanto affermato da Rampino et al. (1999) la tensione di snervamento aumenta al crescere della suzione imposta. La variazione del grado di saturazione diventa significativa all'aumentare di $p - u_a$. Il grado di saturazione aumenta in tutte e tre le prove, perchè la riduzione del volume dei macropori è prevalente rispetto allo svuotamento dei macro-pori indotto dalla compressione. Nella prova con $s = 10 \text{ kPa}$ la maggiore variazione del grado di saturazione è legata a due meccanismi: riduzione consistente del volume dei vuoti dovuto ad una maggiore compressibilità e flusso di acqua nel provino. Quest'ultimo meccanismo è, probabilmente, conseguenza di una struttura più chiusa in seguito al carico e alla sua capacità di trattenere acqua legata alle bolle di aria occluse nel ramo di imbibizione della curva di ritenzione idrica (Cap. 5).

In Fig. 2.25 sono riportati i risultati ottenuti da Rodrigues & Vilar (2006) su un tipico terreno (sabbia argillosa) del Nord-Ovest del Brasile. In particolare sono riportate prove di compressione edometrica ad una suzione iniziale $s_0 = 200 \text{ kPa}$ e successivi cicli di imbibizione effettuati a diversi valori di tensione netta ($\sigma_v - u_a = 50 - 100 - 200 - 400 \text{ kPa}$). Il potenziale di collasso CP è definito come $CP = \Delta H_i / H_{ai} 100$ dove ΔH_i è la variazione di altezza del provino in seguito

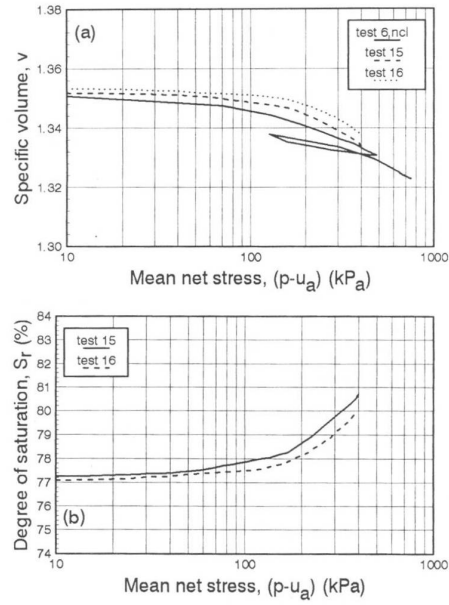


Figura 2.23. Curve di compressione triassiale isotrope e anisotrope a suzione costante (Rampino et al., 1999)

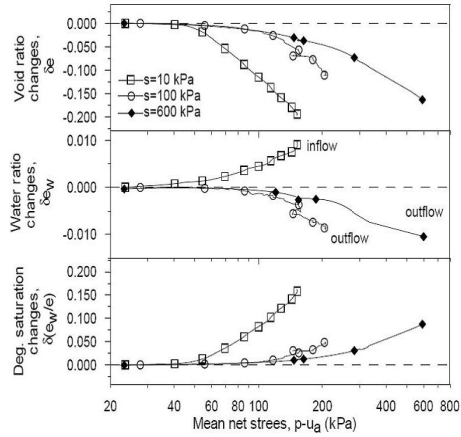


Figura 2.24. Variazione dell'indice dei vuoti, dell'indice dei vuoti d'acqua e del grado di saturazione durante la fase di compressione (Buenfil et al., 2004)

all'imbibizione; H_{ai} è l'altezza del provino prima dell'imbibizione. La maggiore entità delle deformazioni di compressione (collasso per saturazione) indotte dalla diminuzione di suzione si hanno per $\sigma_v - u_a = 100kPa$. L'entità del collasso per saturazione aumenta con la tensione netta applicata fino ad un massimo e poi diminuisce, questo è un tipico comportamento esibito da molti terreni brasiliani.

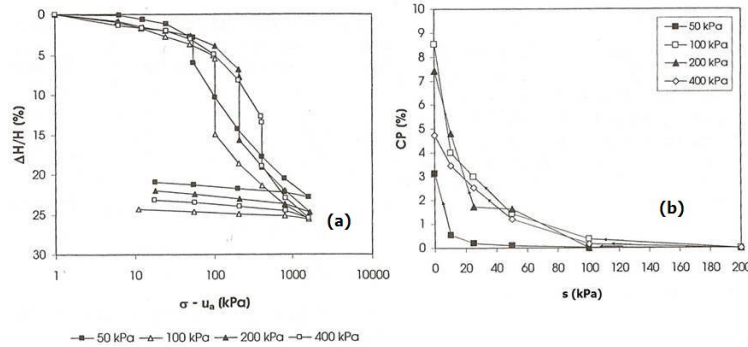


Figura 2.25. Curve di compressione edometrica a $s_0 = 200kPa$ e successiva imbibizione (a); potenziale di collasso in funzione della suzione (Rodrigues & Vilar, 2006)

2.3.3 La fase di taglio

Sono riportati i risultati delle fasi di taglio ottenuti da Vassallo (2003) su un limo argilloso utilizzato per la costruzione di un argine fluviale del fiume Po. La fase di taglio è stata effettuata a velocità di spostamento controllata.

Al crescere della suzione si verifica un significativo aumento della rigidità e di resistenza (Fig. 2.26). Per questo terreno l'entità delle deformazioni di volume sembra poco influenzata dalla suzione a $p_c = 400kPa$, le curve sperimentali sono praticamente coincidenti (Fig. 2.27). Mentre le variazioni di v_w (volume specifico d'acqua) dipendono dalla suzione per entrambi i valori della pressione di cella.

Sono di seguito i risultati sperimentali ottenuti da Rampino et al. (1999) per una prova drenata (NS2TGp) effettuata con $p - u_a = cost$ e una prova non drenata per la fase acqua (NS2ETAw) con $\eta = q/(p - u_a) = 3 : 1$.

Entrambe le prove mostrano un picco nella curva tensioni-deformazioni seguito da un leggero decadimento del deviatore. Le variazioni di volume specifico evidenziano la natura dilatante del terreno, come ci si aspetta per i materiali fortemente compattati. Il valore della dilatanza è nullo quando il deviatore raggiunge il valore di stato critico e il massimo valore si ha quando si manifesta il picco del deviatore. Inoltre le condizioni di stato critico sono raggiunte simultaneamente in termini di deviatore, di volume specifico e di volume specifico d'acqua.

In Fig. 2.30 sono riportati i risultati della fase di taglio in cella triassiale ottenuti da Cattoni et al. (2004) effettuate su la pozzolana nera (Cecconi, 1999) in condizioni di parziale saturazione. I risultati mostrano chiaramente che la resistenza aumenta al crescere della suzione. La notevole differenza del valore del deviatore

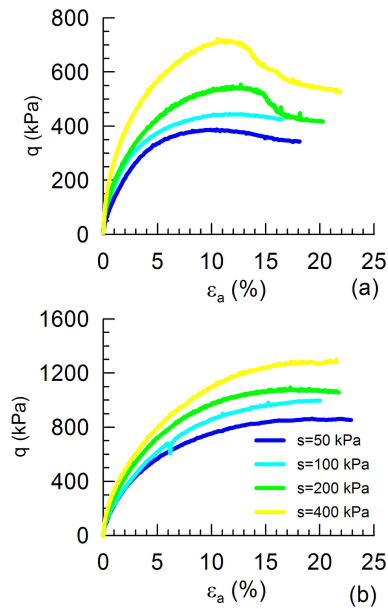


Figura 2.26. Risultati nel piano $\varepsilon_a : q$ delle fasi di taglio realizzate sul materiale consolidato a: (a) $(p - u_a) = 100 \text{ kPa}$; (b) $(p - u_a) = 400 \text{ kPa}$. (Vassallo, 2003)

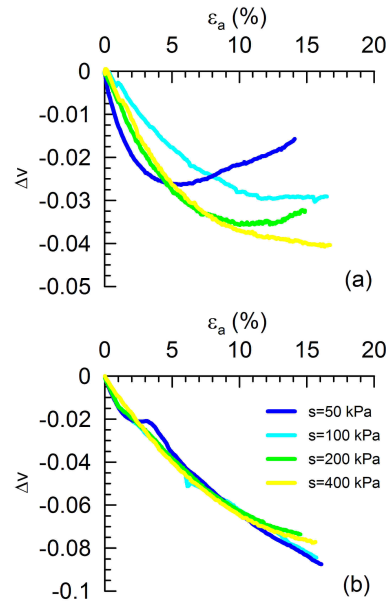


Figura 2.27. Risultati nel piano $\varepsilon_a : \Delta v$ delle fasi di taglio realizzate sul materiale consolidato a: (a) $(p - u_a) = 100 \text{ kPa}$; (b) $(p - u_a) = 400 \text{ kPa}$ (Vassallo, 2003)

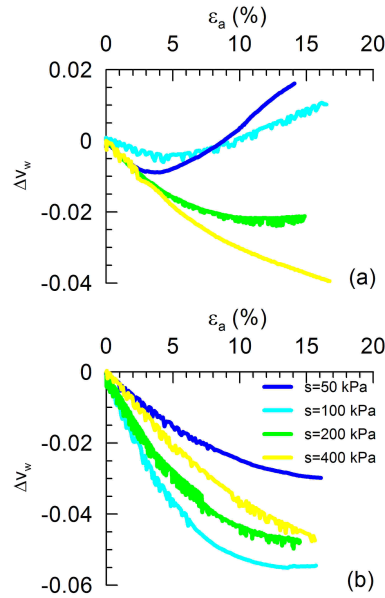


Figura 2.28. Risultati nel piano $\epsilon_a : \Delta v_w$ delle fasi di taglio realizzate sul materiale consolidato a: (a) $(p - u_a) = 100 \text{ kPa}$; (b) $(p - u_a) = 400 \text{ kPa}$ (Vassallo, 2003)

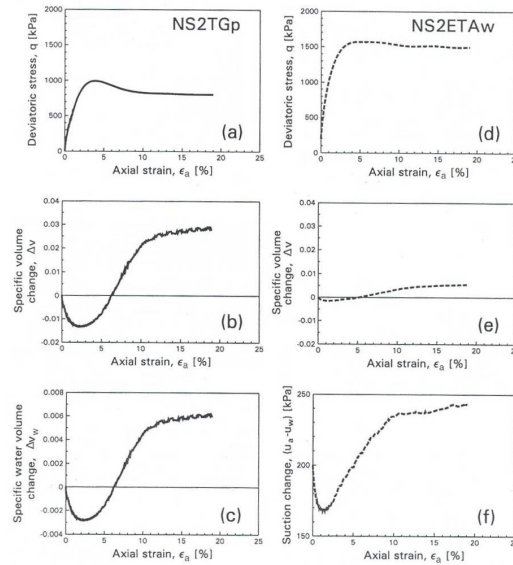


Figura 2.29. Risultati della fase di taglio per due prove: NS2TGp drenata con $p - u_a = \text{cost.}$, NS2ETAw non drenata con $q/(p - u_a) = 3 : 1$ (Rampino et al., 1999)

misurato nelle prove *TX10* e *TX15* effettuate alla stessa suzione è legato al diverso percorso di carico prima della fase di taglio. Il provino utilizzato nella prova *TX15* è stato prima compresso isotropicamente, in condizioni di completa saturazione, e poi è stata aumentata la suzione (Cattoni, 2003).

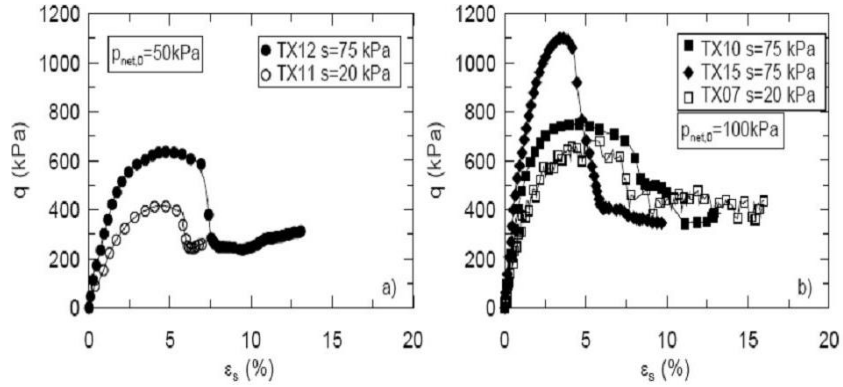


Figura 2.30. Risultati della fase di taglio effettuate su la Pozzolana Nera in condizioni di parziale saturazione (Cattoni et al., 2004)

In Fig. 2.31 sono riportati i risultati della fase di taglio in cella triassiale ottenuti da Pineda & Colmenares (2005) su un caolino compatto e Colmenares & Ridley (2002) su un limo argilloso ricostituito.

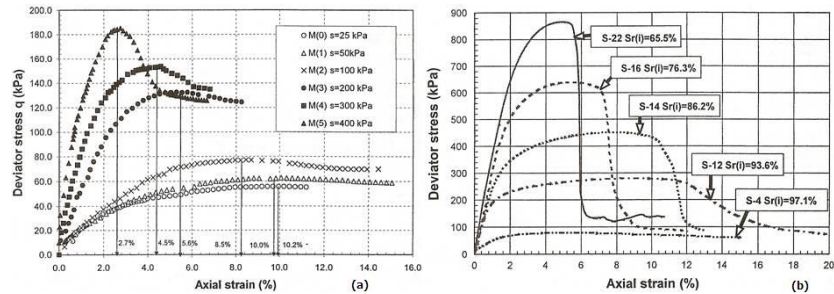


Figura 2.31. Risultati nel piano $\epsilon_a : q$ delle fasi di taglio realizzate: (a) caolino compatto (Pineda & Colmenares, 2005) ; (b) limo argilloso ricostituito (Colmenares & Ridley, 2002)

In Fig. 2.32 sono riportate, per ogni materiale il contenuto d'acqua iniziale w/c , il grado di saturazione S_r e la suzione iniziale S_i , il massimo deviatore q_{peak} e la suzione al picco S_f .

Entrambi i terreni mostrano un incremento di rigidità e resistenza al diminuire del grado di saturazione (aumento della suzione). La deformazione assiale di picco diminuisce all'aumentare della suzione. In entrambi i casi ciò è attribuibile a

Sample No.	w/c (%)	Sr (%)	S _i (kPa)	S _r (kPa)	q _{peak} (kPa)
M0	42.00	90.10	25	40	56.0
M1	41.10	88.90	50	58	62.9
M2	39.20	84.9	100	90	77.3
M3	35.51	80.00	200	195	131.5
M4	34.07	77.10	300	283.5	153.6
M5	33.20	75.10	400	383	185
S-2	19.67	100	20.15	32.99	65.92
S-4	19.02	97.11	26.57	42.15	80.30
S-6	18.61	98.02	56.81	59.57	109.91
S-8	17.65	96.64	68.74	77.91	151.79
S-12	16.16	93.59	200.75	122.84	281.00
S-14	14.20	86.18	314.43	214.59	453.27
S-24	13.11	82.33	527.13	313.53	595.63
S-16	12.18	76.29	690.30	377.69	640.83
S-28	11.25	70.30	944.23	520.71	778.95
S-22	10.42	65.54	1060.7	692.15	865.93
S-20	9.94	62.02	1127.6	793.90	925.34

Figura 2.32. Caratteristiche iniziali dei provini e risultati della fase di taglio da Pineda & Colmenares (2005) e Colmenares & Ridley (2002)

una struttura più rigida dovuta all'aumento della suzione (Pineda & Colmenares, 2006).

2.4 Modelli costitutivi per i terreni parzialmente saturi

Le osservazioni sul comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi hanno condotto alla formulazione di modelli costitutivi ad hoc per questi terreni. I modelli elasto-plastici proposti fanno uso della formulazione della teoria accoppiata che per questi tipi di terreni include la deformazione meccanica, il flusso delle due fasi fluide e in alcuni casi gli aspetti termici (Gawin et al., 1995) (Khalili & Loret, 2001) (Olivella et al., 1994) (Thomas & He, 1995).

2.4.1 Modelli elasto-plastici alle tensioni nette

Il primo modello costitutivo sviluppato nell'ambito della elasto-plasticità per descrivere il comportamento dei terreni parzialmente saturi è il Barcelona Basic Model (BBM), proposto in maniera concettuale da Gens et al. (1989) e formalizzato in equazioni costitutive nel successivo lavoro di Alonso et al. (1990). Il BBM è storicamente il primo modello costitutivo in grado di rappresentare tramite un approccio unificato diversi fenomeni tipici del comportamento dei terreni parzialmente saturi (volumetrico ed a rottura). A tale lavoro è da riconoscere una fondamentale importanza concettuale, al di là delle sue effettive possibilità di riprodurre appropriatamente la risposta tensio-deformativa di un elemento di volume parzialmente saturo. Proponendo l'estensione di un modello elasto-plastico per terreni saturi (nello specifico, il Cam-Clay modificato) alle condizioni di parziale saturazione, esso rappresenta infatti un importante passo in avanti nel campo della modellazione costitutiva ed è senza dubbio il punto di partenza grazie al quale questo settore ha visto notevoli sviluppi negli ultimi decenni. Il modello è stato formulato utilizzando la tensione netta $\sigma_{netij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$ e la suzione $s = u_a - u_w$ come variabili fondamentali (σ_{ij} è la tensione totale, u_a la pressione dell'aria, u_w la pressione dell'acqua e δ_{ij} il delta di Kronecker). In Fig. 2.33 è riportata una rappresentazione tridimensionale della superficie di incrudimento nello spazio $p-q-s$, dove p è la tensione media netta e q è $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

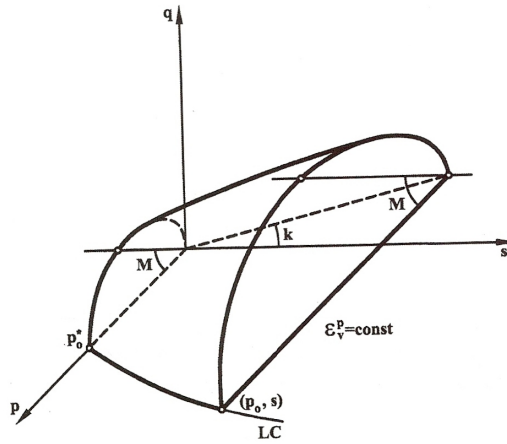


Figura 2.33. Rappresentazione tridimensionale della superficie di incrudimento del BBM

In condizione di completa saturazione ($s = 0$), la superficie di incrudimento corrisponde all'ellisse del Cam Clay Modificato (MCCM), all'aumentare della suzione il dominio elastico si espande (Fig. 2.34).

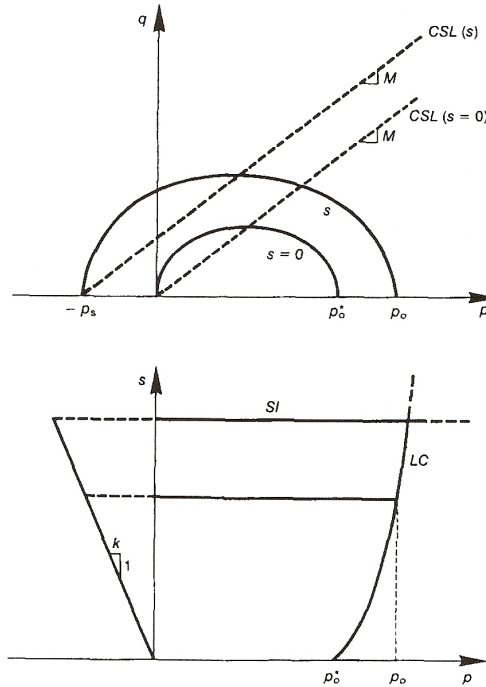


Figura 2.34. Superfici di incrudimento nel piano $p - q$ e nel piano $p - s$

La curva *loading-collapse* è la caratteristica fondamentale del modello. È rappresentata dall'equazione:

$$\left(\frac{p_0}{p_c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{[(\lambda(0)-\kappa)/(\lambda(s)-\kappa)]} \tag{2.12}$$

in cui p_c è il valore della pressione netta per cui si raggiunge la NCL in condizioni di completa saturazione, partendo da condizioni di parziale saturazione attraverso un percorso di imbibizione che prevede solo rigonfiamento (condizione elastica); p_0^* è la pressione di preconsolidazione in condizioni di completa saturazione; $\lambda(0)$ è il coefficiente di compressibilità in condizione di completa saturazione; $\lambda(s)$ è il coefficiente di compressibilità ad una suzione $s \neq 0$, κ è il coefficiente di rigonfiamento. Il modello (in accordo con i dati sperimentali) prevede una diminuzione di λ con la suzione nel piano $v - p$ data dall'equazione:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \tag{2.13}$$

in cui r è una costante legata alla massima rigidezza del terreno (per una suzione infinita) $r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0)$, e β è un parametro che controlla la rapidità con cui la rigidezza aumenta con la suzione (Fig. 2.35).

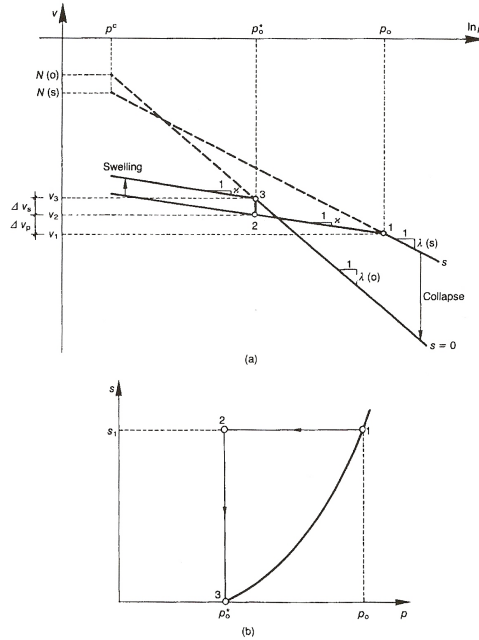


Figura 2.35. Relazione tra tensione preconsolidazione p_0 e p_0^* :(a) curve di compressione per terreni saturi e non saturi; (b) percorsi tensionali e curve di snervamento nel piano (p,s)

Il modello è in grado di riprodurre molti fenomeni tipici dei terreni in condizioni di parziale saturazione, quali il rigonfiamento o il collasso indotto da processi di

imbibizione in funzione dello stato tensionale a cui avvengono, l'aumento della resistenza con la suzione, l'aumento della pressione di preconsolidazione all'aumentare della suzione. Le principali limitazioni del BBM nella sua formulazione originaria sono:

- una relazione lineare nel piano $v - lnp$ (ciò implica un aumento monotono delle deformazioni di collasso per saturazione);
- un aumento lineare della coesione apparente con la suzione (parametro k in Fig. 2.35);
- la non inclusione dei fenomeni di isteresi della curva di ritenzione idrica

Al fine di migliorare la sua versione originale sono stati sviluppati altri modelli (che hanno come base il BBM). Ad esempio Josa et al. (1992) in cui si fa uso di una relazione non lineare nel piano $v - lnp$ cosicché le deformazioni di collasso non crescono in maniera monotona, ma esibiscono un massimo per poi ridursi a zero a elevati stati tensionali. Wheeler & Sivakumar (1995) hanno utilizzato funzioni più rappresentative dei dati sperimentali e Cui et al. (1995) hanno adottato una funzione di snervamento che tiene conto dell'anisotropia dei terreni compattati.

2.4.2 Modelli elasto-plastici che usano variabili tensionali alternative

La scelta di appropriate variabili tensionali per i terreni parzialmente saturi è da sempre stato argomento di discussione, soprattutto per quanto riguarda la possibilità di definire una singola variabile tensionale efficace (Gens et al., 2006) (Nuth & Laloui, 2007). Come sottolineato da Jommi (2000):

- di fatto non è stata trovata alcuna singola variabile tensionale, definita come tensione efficace, che semplicemente sostituita a σ'_{ij} permetta la descrizione di *tutti* gli aspetti del comportamento meccanico di un terreno in condizioni di parziale saturazione.

In generale è sempre richiesta una seconda variabile tensionale che rappresenti l'influenza della suzione sulle forze intergranulari e l'effetto sul comportamento volumetrico di una riduzione per imbibizione. Come sottolineato da Gens (1996), le due variabili usate da molti modelli costitutivi in condizioni di parziale saturazione possono essere espresse come:

$$\sigma_{ij} = u_a \delta_{ij} + \mu_1(s, \dots); \mu_2(s, \dots) \quad (2.14)$$

dove μ_1 e μ_2 sono funzioni della suzione e di altre variabili (ad esempio il grado di saturazione). In funzione dell'espressione che viene attribuita a μ_1 è possibile definire tre classi di modelli:

1. $\mu_1 = 0$;
2. $\mu_1 = \mu_1(s)$;
3. $\mu_1 = \mu_1(s, S_r)$.

Il primo caso corrisponde all'uso della tensione netta (BBM et al. Par. 2.4.1). Questa rappresenta una scelta semplice e pratica per rappresentare i percorsi tensionali, tuttavia risulta difficile tenere in conto gli effetti di isteresi della curva di

ritenzione idrica. Inoltre questo tipo di formulazione richiede una esplicita variazione della coesione apparente con la suzione. Questo attribuisce maggiore flessibilità al modello a costo di parametri aggiuntivi. Questo tipo di formulazione può incontrare difficoltà nella transizione dalla condizione di parziale saturazione a quella di completa saturazione che tuttavia può essere superata applicando tecniche speciali (Vaunat et al., 1997).

Nel secondo caso, la definizione delle variabili tensionali costitutive include esplicitamente la suzione ma non il grado di saturazione (Geiser et al., 2000) (Kohgo et al., 1993) (Loret & Khalili, 2002) (Modaressi & Abou-Bekr, 1994) (Pakzad, 1995) (Runesson, 2006). L'incremento della resistenza a taglio è implicita nella definizione delle variabili tensionali costitutive e non richiede una addizionale relazione esplicita. In questo caso la rappresentazione dei percorsi tensionali è meno semplice. Il passaggio dalla condizione di parziale saturazione a quella di completa saturazione anche in questo caso risulta comunque difficoltosa e non sono automaticamente riproducibili gli effetti dovuti all'isteresi idraulica che potrebbero tuttavia essere inclusi nelle leggi costitutive.

Nel terzo caso la transizione dalla condizione di parziale saturazione a quella di completa saturazione e viceversa non incontra particolari difficoltà in quanto le variabili tensionali costitutive includono una dipendenza dalla tensione e dal grado di saturazione (Jommi & di Prisco, 1994) (Bolzon et al., 1996) (Jommi, 2000) (Sheng et al., 2004) (Tamagnini, 2004) (Tamagnini & Pastor, 2005). Gli effetti dovuti all'isteresi idraulica se definita e l'incremento della resistenza a taglio con la suzione sono naturalmente incorporati nella definizione delle variabili tensionali costitutive. La rappresentazione dei percorsi tensionali, in questo caso, risulta particolarmente complicata.

In tutti i casi i modelli costitutivi finora sviluppati in elastoplasticità richiedono:

1. l'uso di due variabili tensionali indipendenti;
2. la formulazione di una superficie di incrudimento tipo LC;
3. l'uso di un modello di riferimento in condizioni di completa saturazione (come caso limite)

La classica equazione di Bishop per la tensione efficace eq. 2.4 è una peculiarità dei modelli del terzo tipo. Una forma semplice di tale equazione si ottiene quando χ è considerato pari al grado di saturazione S_r (Jommi, 2000) (Tamagnini, 2004). Con questa assunzione la eq. 2.4 può essere riscritta come:

$$(\sigma_{ij})_c = \sigma_{ij} - (1 - S_r)u_a\delta_{ij} - S_ru_w\delta_{ij} \quad (2.15)$$

Diversi autori hanno dimostrato che la eq. 2.15 rappresenta la tensione media agente sulla fase solida utilizzando procedure diverse, in particolare:

- Hassanizadeh & Gray (1980) a partire dal secondo principio della termodinamica attraverso la procedura di Noll-Colemann ;
- Lewis & Schrefler (1987) attraverso il volume medio;
- Hutter et al. (1999) sulla base della teoria delle miscele.

A tal proposito il contributo di Houlby (1997) è stato il più chiaro. Houlby (1997) ha dimostrato che, sotto ragionevoli ipotesi generali, la variazione di lavoro compiuto (W) per unità di volume da un terreno parzialmente saturo è (trascurando il lavoro dissipato dal flusso dei fluidi):

$$\dot{W} \equiv u_a n (1 - S_r) \dot{\rho}_a / \rho_a - (u_a - u_w) n \dot{S}_r + [\sigma_{ij} - (S_r u_w + (1 - S_r) u_a) \delta_{ij}] \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (2.16)$$

dove ρ_a è la densità dell'aria, n , la porosità e ε_{ij} le deformazioni. Trascurando il termine della compressibilità dell'aria, la eq. 2.17 indica che la tensione media agente sulla fase solida è coniugata con le deformazioni dello scheletro solido mentre la suzione è coniugata con la variabile deformativa $-n\dot{S}_r$. Si può comunque scegliere come variabile tensionale la quantità ns (detta suzione modificata in Wheeler et al. (2003), e come variabile coniugata la quantità $-\dot{S}_r$. Si può comunque riscrivere la eq. 2.17 facendo apparire esplicitamente la tensione netta e la suzione nel seguente modo:

$$\dot{W} \equiv u_a n (1 - S_r) \dot{\rho}_a / \rho_a - (u_a - u_w) (\dot{v}_w / v) + [\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}] \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (2.17)$$

dove la tensione netta è coniugata con le deformazioni dello scheletro solido e la quantità $-\dot{v}_w/v$ è coniugata con la suzione, v è il volume specifico ($1 + e$) e v_w è uguale a $(1 + S_r e)$, e è l'indice dei vuoti. Da questo punto di vista l'utilizzo della tensione netta o della tensione alla Bishop sono equivalenti e l'adozione dell'una o dell'altra può essere deciso in base a criteri di convenienza (Houlby, 1997), (Wheeler et al., 2003). In generale la scelta delle variabili tensionali che tengono conto dell'effetto della suzione, $\mu_2(s, \dots)$, sono quantità scalari. In realtà, il principale effetto della suzione è la formazione di forze interparticellari normali ai punti di contatto. Sarebbe ragionevole aspettarsi che, come sottolineato da Li (2003), la variabile tensionale incorpori una misura di tale effetto di struttura del terreno che non sia una variabile scalare ma occorrerebbe una variabile cinematica correttamente associata. Tuttavia, l'applicazione pratica di questo è complicata soprattutto perchè è difficile quantificare la struttura e la sua variazione con la deformazione del terreno. Ad un livello semplice, Gallipoli et al. (2003) hanno introdotto una nuova variabile scalare, ξ , che rappresenta una misura delle forze intergranulari dovute ai menischi d'acqua. In questo modo l'effetto delle forze capillari tra le particelle può essere facilmente considerata. La variabile ξ ha il ruolo di μ_2 ed è definita come $\xi = f(u_a - u_w)(1 - S_r)$ dove $f(u_a - u_w)$ rappresenta la variazione delle forze interparticellari con la suzione e $(1 - S_r)$ rappresenta il numero di menischi d'acqua per unità di volume dei vuoti. Dall'analisi dei risultati sperimentali, si nota come il rapporto tra l'indice dei vuoti e l'indice dei vuoti in condizione di completa saturazione sia una funzione unica della nuova variabile ξ (Fig. 2.36).

Sono stati sviluppati alcuni modelli al fine di includere gli effetti di isteresi nella modellazione costitutiva dei terreni parzialmente saturi Wheeler (1996) Dangla et al. (1997). Probabilmente il primo modello costitutivo che accoppia il comportamento idraulico con un modello meccanico per i terreni parzialmente saturi è stato presentato da Vaunat et al. (2000). Più recentemente Wheeler et al. (2003)

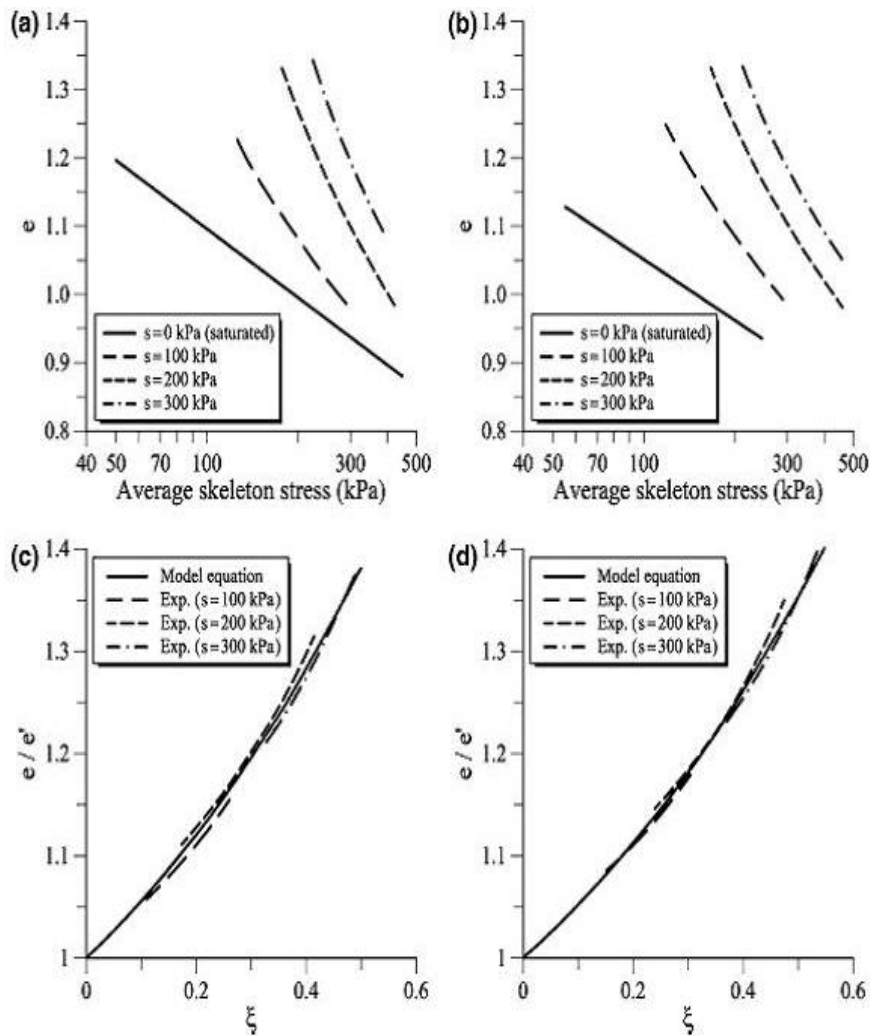


Figura 2.36. NCL a suzione costante usando la tensione di Bishop (average skeleton stress). (a) Dati da Sharma (1998). (b) Dati da Sivakumar (1993). Rapporto tra indice dei vuoti e indice dei vuoti in condizione di completa saturazione in funzione della variabile di struttura ξ . (c) Dati da Sharma (1998). (d) Dati da Sivakumar (1993) Gallipoli et al. (2003)

hanno presentato un modello costitutivo elastoplastico che include l'accoppiamento tra l'isteresi idraulica (Fig. 2.37(a)) e il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo. Gli autori hanno utilizzato come variabili tensionali la tensione di Bishop ($\sigma^* = \sigma - u_a + S_r(u_a - u_w)$) e la suzione modificata $s^* = ns$ (n porosità).

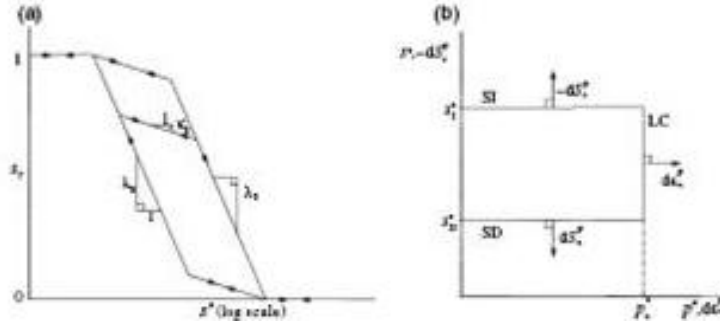


Figura 2.37. Modello proposto da Wheeler et al. (2003):(a) modello dell'isteresi idraulica, (b) proiezione nel piano $p^* s^*$ delle superfici di snervamento

Wheeler et al. (2003) suggeriscono, con l'adozione di queste variabili tensionali, che la superficie LC può essere descritta da una linea verticale e le superfici SI (suction increase) e SD (suction decrease), che dipendono dalla curva di ritenzione idrica e sono diverse per effetto dell'isteresi idraulica, possono essere semplificate a linee orizzontali (Fig. 2.37(b)). Le tre superfici di incrudimento sono accoppiate la una con le altre, il movimento dell'una causa il movimento delle altre. Sono stati presentati altri modelli da Sheng et al. (2004) Tamagnini (2004) che usano la tensione di Bishop, la suzione e possono includere fenomeni di isteresi idraulica.

Cam Clay modificato esteso ai terreni parzialmente saturi (Jommi, 2000) (Tamagnini, 2004)

Questo modello (in analogia al BBM) propone l'estensione del Cam Clay Modificato (MCC) (Roscoe & Burland, 1968) alle condizioni di parziale saturazione adottando però come variabili tensionali indipendenti (scritte per semplicità in termini di variabili tensionali triassiali) :

- $p' = p - u_a + S_r(u_a - u_w)$ tensione media efficace;
- $u_a - u_w$ suzione, legata al grado di saturazione dalla curva di ritenzione idrica.

L'elasticità (come nel MCC) è definita da:

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{1}{K} \dot{p}' \tag{2.18}$$

$$\dot{\epsilon}_d^e = \frac{1}{3G}\dot{q} \quad (2.19)$$

dove q è il deviatore, $\dot{\epsilon}_v^e$ e $\dot{\epsilon}_d^e$ sono gli incrementi di deformazione volumetrica elastica e deformazione distorsionale elastica rispettivamente, G il modulo di rigidezza a taglio.

$$K = \frac{v}{\kappa}p' \quad (2.20)$$

è la rigidezza volumetrica, v il volume specifico, κ è la pendenza della linea di scarico-ricarico. La superficie di snervamento ha l'usuale forma:

$$f = q^2 + M^2p'(p' - p'_c) = 0 \quad (2.21)$$

dove M è la pendenza della linea di stato critico nel piano $p' : q$, e p'_c è la tensione di preconsolidazione. Il flusso è associato, per cui il potenziale plastico coincide con la funzione di snervamento. L'evoluzione della tensione di preconsolidazione è governata da un doppio meccanismo di incrudimento:

$$\dot{p}_c = \dot{p}_{csat} + \dot{p}_{cunsat} \quad (2.22)$$

dove

$$\dot{p}_{csat} = \frac{vp'_c}{\lambda - \kappa}\dot{\epsilon}_v^p \quad (2.23)$$

descrive l'evoluzione della funzione di snervamento prodotta dalle deformazioni volumetriche plastiche (come nel caso di completa saturazione), dove λ è la pendenza della linea di normal consolidazione, e

$$\dot{p}_{cunsat} = -bp'_c\dot{S}_r \quad (2.24)$$

descrive l'evoluzione della funzione di snervamento prodotta dalle variazioni del grado di saturazione, che può avvenire anche se lo stato di sforzo si trova nel dominio elastico. Nella eq. 2.24, b è un l'unico parametro costitutivo aggiuntivo rispetto al caso saturo, che descrive quantitativamente la sensibilità del materiale a variazioni del grado di saturazione S_r . La rottura è modellata semplicemente da:

$$q = Mp' \quad (2.25)$$

Comunque S_r dipende dalla suzione, per cui si rende necessaria la definizione di una relazione costitutiva che legghi il grado di saturazione e la suzione (CRI curva di ritenzione idrica). Sostanzialmente possono essere utilizzate diverse relazioni per la CRI (Jommi & di Prisco, 1994) (Tamagnini, 2003). Tale scelta dipende dal tipo di terreno preso in esame, dalla rilevanza del ciclo di isteresi nonchè dalla necessità di semplificare l'implementazione numerica di equazioni che hanno notevoli sorgenti di non linearità derivanti sia dal comportamento dello scheletro solido, sia dalle equazioni stesse che governano il problema della consolidazione dei mezzi plurifase, nelle quali il grado di saturazione dipende dalla suzione.

Dalla integrazione della eq. 2.26 si ottiene la tensione di preconsolidazione:

$$p'_c = p'_{csat} \exp[b(1 - S_r)] \quad (2.26)$$

In cui p'_{csat} è la tensione di preconsolidazione in condizioni di completa saturazione. L'incrudimento dunque regolato in modo irreversibile dallo sviluppo delle deformazioni volumetriche plastiche (evoluzione di p'_{csat}) e in modo reversibile dalle variazioni del grado di saturazione. Il modello prevede che a un processo di desaturazione si accompagni una strutturazione del materiale che produce un incrudimento positivo e che un processo di saturazione si accompagni una destrutturazione (incrudimento negativo)(Fig. 2.38).

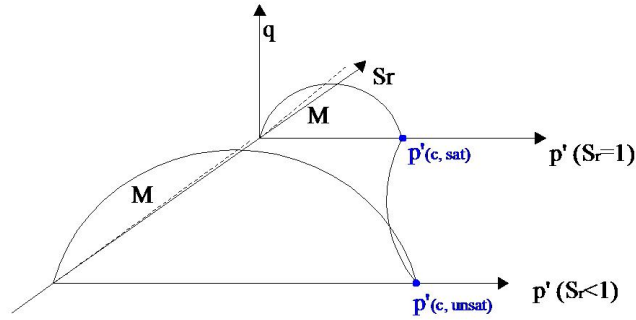


Figura 2.38. Evoluzione della superficie di snervamento nello spazio $p' : S_r : q$

Se si considera un elemento di terreno che si trova su una linea di normal consolidazione (NCL) e soggetto ad un incremento di p' , in analogia al caso di completa saturazione, la variazione del volume specifico $v = 1 + e$ è data da:

$$v = N(S_r) - \lambda \ln(p') \quad (2.27)$$

in cui $p' = p - u_a + S_r(u_a - u_w)$ e $N(S_r)$ è il volume specifico per $p' = 1kPa$. La relazione che definisce come cambia $N = N(S_r)$ al variare del grado di saturazione si ottiene dalla combinazione della eq. 2.27 e delle equazioni:

$$v_s = N - \lambda \ln(p'_{csat}) \quad (2.28)$$

$$v_s = v - \kappa \ln\left(\frac{p'_{csat}}{p'_c}\right) \quad (2.29)$$

in cui v_s è il volume specifico del terreno in condizioni di completa saturazione, N è il volume specifico a $p' = 1kPa$ in condizioni di completa saturazione. Dalla sostituzione, si ottiene:

$$N(S_r) = N + (\lambda - \kappa)b(1 - S_r) \quad (2.30)$$

In definitiva una variazione del grado di saturazione corrisponde a una traslazione della NCL parallela alla NCL in condizioni di completa saturazione. Tale traslazione è legata al parametro costitutivo b .

Interpretazione del comportamento di un limo parzialmente saturo

I risultati sperimentali ottenuti presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) di Napoli per la caratterizzazione della risposta meccanica di un limo costipato utilizzato come materiale da costruzione (Vassallo et al., 2007a) sono stati interpretati facendo riferimento al Cam Clay modificato esteso ai terreni parzialmente saturi (Casini et al., 2007). Il materiale oggetto della sperimentazione è un limo argilloso ($IP = 17.9\%$) utilizzato per la costruzione dell'argine del fiume Po. Il limo è stato costipato al contenuto d'acqua ottimo ($w = 23.12\%$, $\gamma_d = 15.60 kN/m^3$) con la procedura Proctor standard. I risultati della sperimentazione sono stati già analizzati in modo approfondito nell'ambito di modelli bitensoriali (Vassallo et al., 2007b).

Interpretazione dei risultati a medie deformazioni

In primo luogo l'attenzione è stata rivolta alle variazioni con il grado di saturazione della compressibilità del materiale. Nel piano $e-p'$ (Fig. 2.39) sono stati diagrammati i risultati delle prove di compressione isotropa eseguite, a diversi valori della suzione s ($s = u_a - u_w$), in cella triassiale ($s = 50, 100, 200, 400 kPa$) e in colonna risonante ($s = 100, 200, 400 kPa$). In quasi tutte le prove le condizioni di fine equalizzazione corrispondono a condizioni di sovraconsolidazione. Si nota come al crescere della suzione le condizioni di normale consolidazione vengano raggiunte su rette, all'incirca parallele a quella satura, traslate verso valori più elevati delle tensioni p' . Anche le rette di scarico-ricarico risultano grossomodo parallele. La dispersione tra curve relative allo stesso livello di suzione è da attribuire a leggere disomogeneità di indice dei vuoti e contenuto d'acqua dei provini ottenuti per costipamento dinamico.

Dai dati sperimentali sono stati ricavati i parametri $\lambda = 0.06$, $\kappa = 0.018$, $N = 2.015$ (per $S_r = 1$). La valutazione di b è stata effettuata misurando su una linea di rigonfiamento, la distanza tra le rette di normal consolidazione relative a ciascuna prova a suzione diversa da zero e la retta di normal consolidazione della prova in condizioni di completa saturazione (Fig. 2.40). Dall'interpolazione dei risultati sperimentali nelle fasi di compressione isotropa (25 in totale) è stato valutato un valore medio di $b = 7$.

I punti di fine equalizzazione di ciascuna prova sono stati diagrammati nel piano $S_r - s^*$ con $s^* = ns$ (suzione modificata) (Houlsby, 1997), (Wheeler et al., 2003). Per interpolare i dati sperimentali è stata utilizzata l'equazione di van Genuchten (1980) modificata:

$$S_r = \left[\frac{1}{1 + (\alpha ns)^r} \right]^t \quad (2.31)$$

in cui $r = 1$, $t = 0.8$, $\alpha = A \exp(Bn_0)$ con $A = 6e - 09 kPa^{-1}$, $B = 40$. n_0 è la porosità alla fine della fase di equalizzazione (Fig. 2.41).

In Fig. 2.42 sono confrontate le misure di 3 prove effettuate a tre diversi livelli di suzione con le previsioni del modello. Questi primi risultati indicano una buona corrispondenza sia qualitativa che quantitativa tra misure e previsioni, confermando la validità del modello per l'interpretazione del comportamento in condizioni

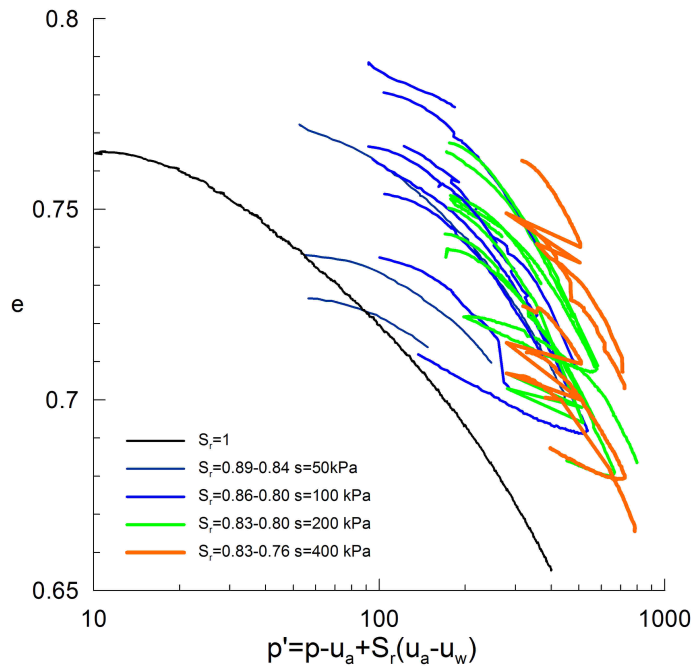


Figura 2.39. Curve di compressibilità nel piano $e - p'$ per diversi valori della suzione

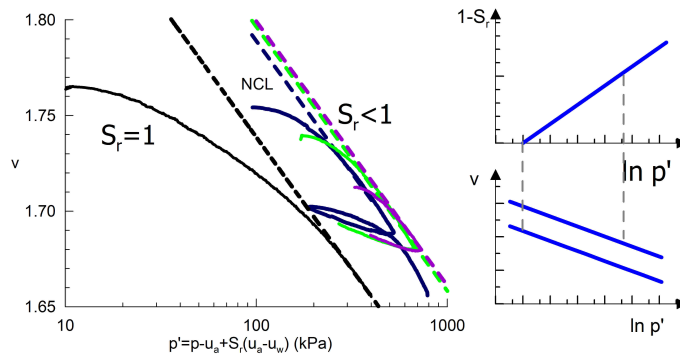


Figura 2.40. Posizione della NCL al variare di S_r

di parziale saturazione.

In Fig. 2.43 sono confrontate le misure di due prove che includono anche cicli di imbibizione ed essiccamento con le previsioni del modello. Nella prova1 il modello sovrastima le deformazioni plastiche prodotte dalla compressione e sottostima le deformazioni dovute alla prima variazione della suzione $s = 400 kPa$. Nella prova2 il modello prevede da subito uno stato di normal consolidazione, mentre i risultati sperimentali mostrano una leggera sovraconsolidazione nel piano $v - p'$. Le

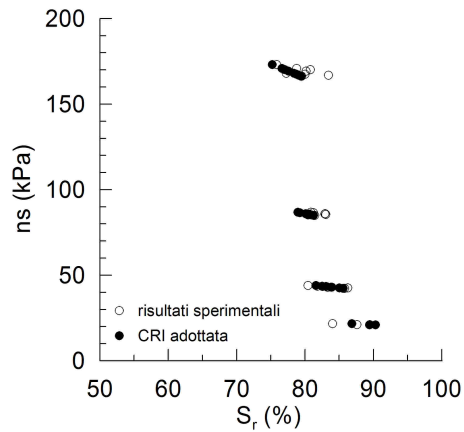


Figura 2.41. Curva di Ritenzione Idrica adottata e confronto con i punti di fine equalizzazione

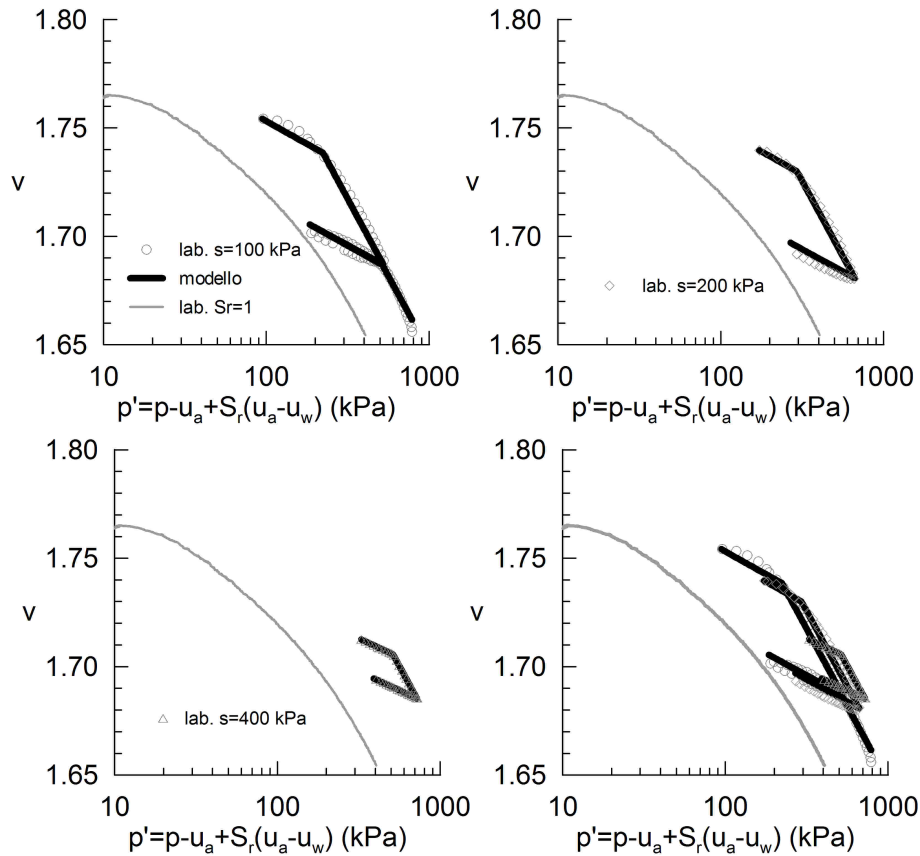


Figura 2.42. Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello: (a) $s = 100$ kPa, (b) $s = 200$ kPa, (c) $s = 400$ kPa

previsioni relative ai successivi cicli di imbibizione ed essiccamento sono in buon accordo con i dati sperimentali.

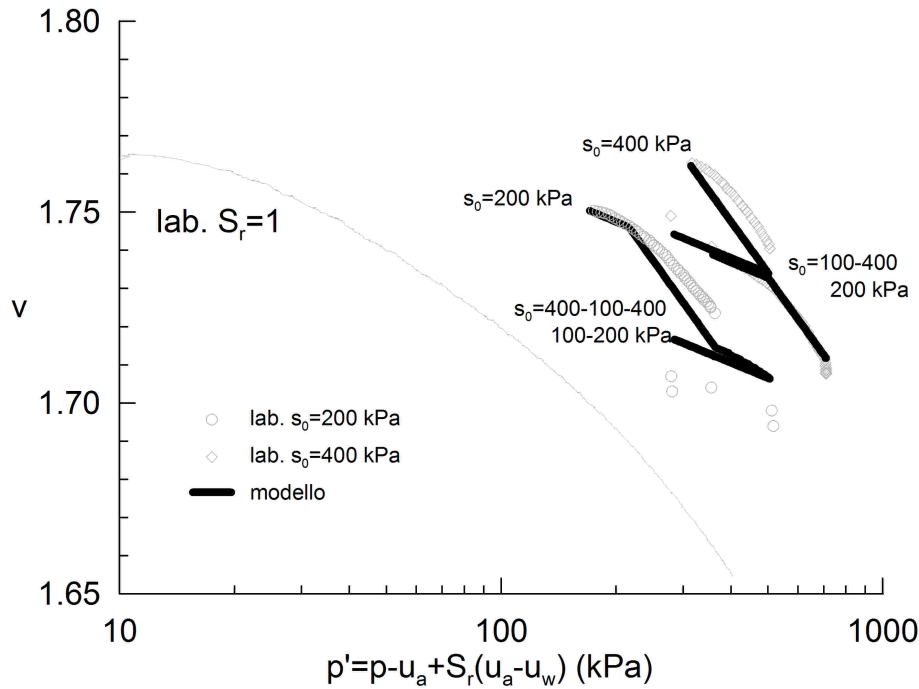


Figura 2.43. Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello per due prove con cicli di imbibizione ed essiccamento

Interpretazione dei risultati a piccole deformazioni

La seconda fase di questo studio è stata rivolta a G_0 per verificare se le misure ottenute per diversi valori della saturazione fossero inquadrabili nel modello in esame. La sperimentazione su terreni saturi mostra una dipendenza di G_0 da numerosi fattori. In primo luogo G_0 dipende dallo stato tensionale medio p' (Rampello et al., 1994b). Rampello et al. (1994b), nell'esaminare un'ampia serie di dati riguardanti materiali ricostituiti e indisturbati, propongono che i materiali indisturbati grazie alla loro *struttura* presentino a parità di p' valori più elevati di G_0 (Fig. 2.44(b) e Fig. 2.45(b)). L'effetto di questa struttura si va perdendo al crescere dello stato tensionale che destruttura il materiale. Inoltre, secondo gli stessi Autori, la sperimentazione su materiali ricostituiti normalmente consolidati e sovraconsolidati mostra comportamenti analoghi a quelli riscontrabili nel piano della compressibilità per la rigidità volumetrica (Rampello et al., 1994a). In questo caso, come evidenziato in Fig. 2.45(b), la relazione lineare tra il $\log G_0$ e il $\log p'$ dei materiali sovraconsolidati sembra essere caratterizzata da una pendenza inferiore a quella della relazione lineare delle condizioni di normale consolidazione.

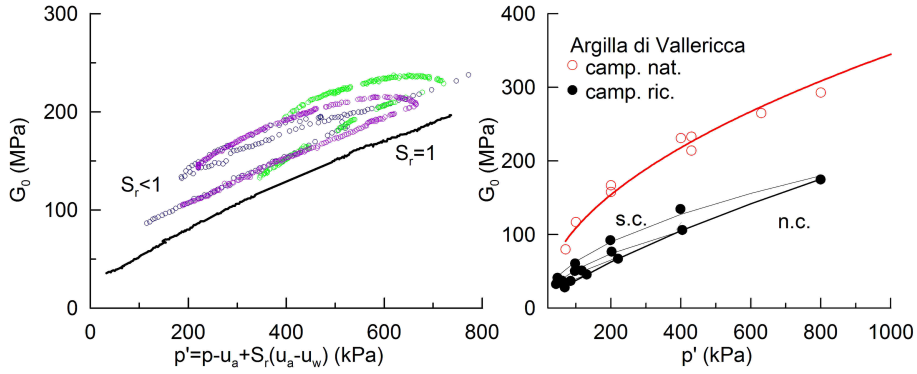


Figura 2.44. G_0 in funzione di p' : (a) confronto terreno saturo e parzialmente saturo (b) confronto terreno naturale e ricostituito

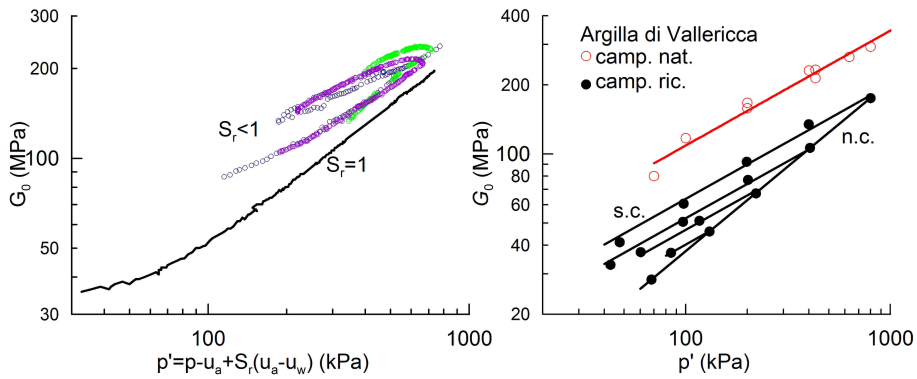


Figura 2.45. G_0 in funzione di p' nel piano $\log p' - \log G_0$: (a) confronto terreno saturo e parzialmente saturo (b) confronto terreno OC e terreno NC

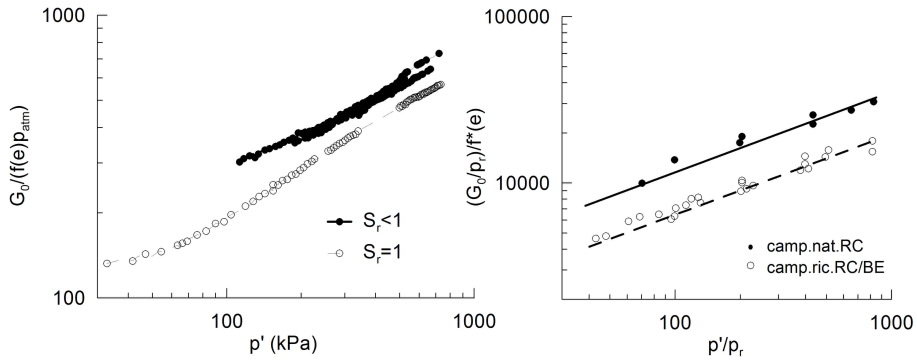


Figura 2.46. G_0 normalizzato rispetto ad $f(e)$ in funzione di p' nel piano $\log p' - \log G_0 / f(e)p_{atm}$: (a) confronto terreno saturo e parzialmente saturo (b) confronto terreno naturale e ricostituito

Utilizzando le stesse rappresentazioni di Rampello et al. (1994b), i valori di G_0 ottenuti dalle prove di colonna risonante sono stati diagrammati inizialmente nel piano $p' - G_0$. Si nota come il passaggio dalla condizione di completa saturazione a quelle di parziale saturazione provochi una traslazione delle curve verso l'alto; traslazione analoga a quella evidenziata da Rampello et al. (1994b) nel confronto delle misure effettuate su argille naturali e argille ricostituite. La parziale saturazione, analogamente all'invecchiamento e ad altri effetti naturali del tempo, sembrerebbe conferire allo scheletro solido una sorta di struttura. Questa struttura è ben evidenziata dalla rappresentazione di Fig. 2.46 dove i valori di G_0 sono normalizzati rispetto ad una funzione dell'indice dei vuoti (si utilizza l'espressione di $f(e)$ proposta da Hardin & Black (1968)). Si nota come tutti i punti con suzione diversa da zero si dispongano più o meno su una stessa curva ben distinta da quella satura, in modo analogo a quanto accade per terreni saturi valutando G_0 su campioni indisturbati e su materiale ricostituito (Rampello et al., 1994a). La rappresentazione nel piano nel piano $\log p' - \log G_0$ (Fig. 2.45) mostra che tra le condizioni di completa saturazione e quelle di parziale saturazione si hanno variazioni della relazione esistente tra G_0 e p' del tutto analoghe a quelle riscontrate nei terreni saturi tra le condizioni di sovraconsolidazione e normale consolidazione. Anche questi comportamenti sembrerebbero in accordo con gli stati di sovraconsolidazione, già evidenziati, relativi al termine dei processi di equalizzazione. Complessivamente dunque i confronti tra le relazioni esistenti tra G_0 e p' nelle diverse condizioni di saturazione sembrerebbero indicare che ad un processo di desaturazione è associato un fenomeno reversibile di strutturazione del materiale. Tale fenomeno può essere ben rappresentato dall'incrudimento previsto dal modello considerato. Anche gli stati di sovraconsolidazione presenti al termine dei processi di equalizzazione, ben colti dal modello considerato nella fase di compressione meccanica, trovano riscontro nelle relazioni esistenti tra G_0 e p' .

Modellazione fisica di un problema al finito

Modello fisico di una fondazione superficiale

3.1 Introduzione

Al fine di studiare l'influenza della parziale saturazione sul comportamento di una fondazione circolare si è ricorsi alla modellazione in centrifuga. Il prototipo che si vuole modellare è un deposito di terreno parzialmente saturo di altezza $H = 15m$ su cui poggia una fondazione circolare di diametro $D = 1.5m$ come riportato in Fig. 3.1.

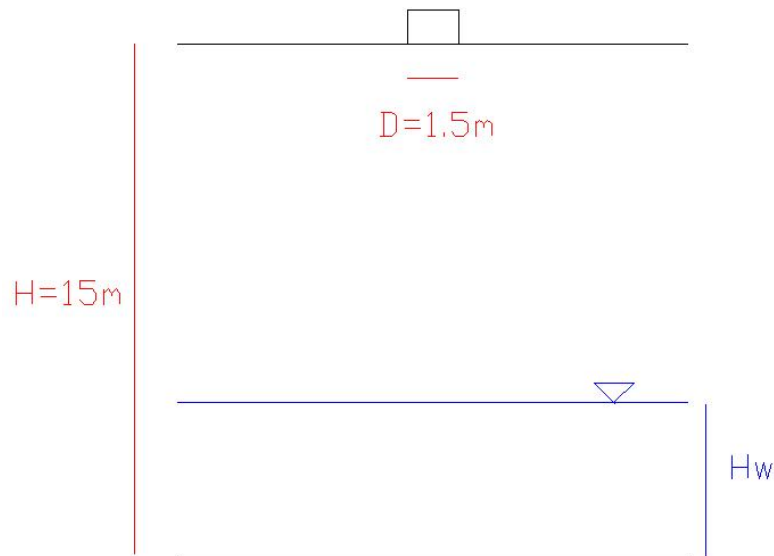


Figura 3.1. prototipo

Il carico della fondazione è stato effettuato per tre diverse posizioni della superficie libera. Definita H_w la posizione della superficie libera rispetto alla base del

deposito, il carico della fondazione è avvenuto per $H_w = 0$, $H_w = H/2$, $H_w = H$ come riportato in Fig. 3.2.

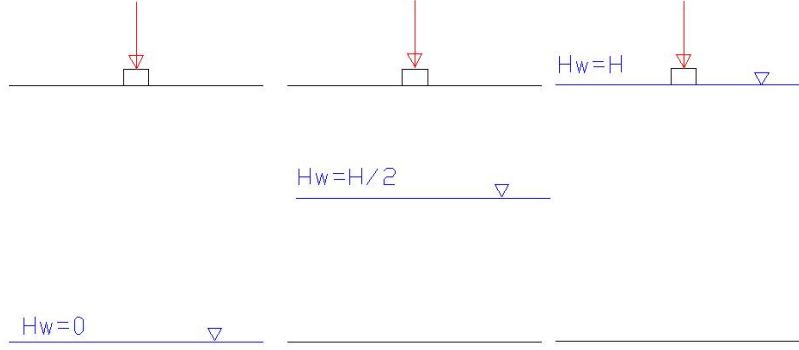


Figura 3.2. carico assiale della fondazione

3.2 Leggi di scala

Al fine di riprodurre nel modello lo stesso comportamento meccanico del prototipo è necessario fissare regole e condizioni per cui il comportamento del modello può essere messo in relazione con quello del prototipo: si tratta di condizioni di similitudine o *leggi di scala*. Il comportamento dei terreni, e dei mezzi granulari in genere, è governato essenzialmente dal livello tensionale. Pertanto al fine di riprodurre nel modello lo stesso comportamento meccanico del prototipo è necessario che il rapporto tra le tensioni sia lo stesso definito pari a:

$$\tilde{\sigma} = \sigma_m \setminus \sigma_p = 1 \tag{3.1}$$

dove sono indicate con il pedice p le grandezze relative al prototipo e con il pedice m quelle relative al modello. Essendo ricorsi alla modellazione in scala ridotta i rapporti tra le lunghezze sono noti e pari a:

$$\tilde{l} = l_m \setminus l_p = 1/N \tag{3.2}$$

dove N è il fattore di scala.

Se si utilizza lo stesso materiale nel modello e nel prototipo il rapporto tra le densità risulta pari a:

$$\tilde{\rho} = \rho_m \setminus \rho_p = 1 \tag{3.3}$$

Partendo dall'equazione dell'equilibrio verticale:

$$\nabla \sigma + \rho \cdot g = 0 \tag{3.4}$$

dove ρ è la densità (M/L^3), g l'accelerazione di gravità (L/T^2), considerando le eq. 3.1,eq. 3.2,eq. 3.3, effettuando l'analisi si ottiene:

$$\tilde{g} = \frac{g_m}{g_p} = N \quad (3.5)$$

Considerando il bilancio di massa dell'acqua

$$\frac{\partial}{\partial t}(nS_{rw}\rho_w) + \nabla(\rho_w \cdot q_w) = 0 \quad (3.6)$$

la legge di Darcy generalizzata

$$q = -\frac{Kk_{rw}}{\mu_w} \cdot (\nabla p_w - \rho_w \cdot g) \quad (3.7)$$

in cui g l'accelerazione di gravità (L/T^2), n è la porosità, S_{rw} il grado di saturazione dell'acqua, ρ_w è la densità dell'acqua (M/L^3), q_w è la velocità di filtrazione (L/T), K la permeabilità intrinseca (L^2) che dipende esclusivamente dalle caratteristiche del terreno, μ_w la viscosità del fluido (M/LT) rimane costante se il fluido è lo stesso, k_{rw} è la permeabilità relativa, p_w è la pressione dell'acqua (MLT^{-2}/L^2) ed effettuando l'analisi dimensionale si ottiene la legge di scala per i tempi:

$$\tilde{t} = \frac{t_m}{t_p} = 1/N^2 \quad (3.8)$$

Per quanto riguarda il fattore di scala della velocità di filtrazione esso risulta essere pari a:

$$\tilde{q} = \frac{q_m}{q_p} = N \quad (3.9)$$

In geotecnica si è soliti scrivere la legge di Darcy come

$$q = ki \quad (3.10)$$

dove k è il coefficiente di permeabilità (L/T) ed i il gradiente idraulico adimensionale. La velocità di filtrazione nel modello risulta N volte maggiore del prototipo, essendo il gradiente idraulico adimensionale, si ottiene che $k_m = Nk_p$.

Un altro modo di scrivere la legge di Darcy è data dall'eq. 3.7 in cui il gradiente idraulico è definito come una pressione su una lunghezza $i = \Delta p/l$ ($ML/T^2/L^3$) per cui si ottiene che $\tilde{i} = i_m/i_p = N$, $\tilde{k} = \overline{k_m}/\overline{k_p} = 1$ in cui $\overline{k} = Kk_{rw}/\mu_w$.

Comunque entrambi gli approcci conducono alla stessa conclusione ossia che la velocità di filtrazione ha un fattore di scala N .

Definito il *numero di Reynolds*, numero adimensionale, come il rapporto tra le forze di inerzia e le forze viscosi

$$Re = \frac{\rho_w q_w d}{\mu_w} \quad (3.11)$$

dove d è una lunghezza microscopica del terreno che non varia con la scala del modello. RE risulta essere N volte maggiore nel modello rispetto al prototipo. E' stato dimostrato che (Bear 1972) se il $Re < 1$ il flusso continua ad essere laminare, quindi nonostante la non uguaglianza del numero di Reynolds tra modello e prototipo, la legge di Darcy rimane valida e il flusso può essere accuratamente modellato.

Si può definire un altro numero adimensionale, *numero della capillarità effettiva* (Cooke & Mitchell, 1991) (Mitchell, 1994), come

$$Ce = \frac{\rho_w g L d}{T_w} \quad (3.12)$$

dove T_w è la tensione superficiale (F/L) e risulta la stessa nel modello e nel prototipo, L la lunghezza che rispetta la legge definita nell'eq. 3.2, d una lunghezza microscopica, g l'accelerazione la cui legge di scala è data dall'eq. 3.5, ρ_w la densità dell'acqua che è la stessa nel modello e nel prototipo. Dall'analisi dimensionale dell'eq. 3.12 questo numero risulta uguale nel modello e nel prototipo. Da questo deriva che la suzione è la stessa in punti simili nel modello e nel prototipo, quindi esistendo una relazione tra suzione e contenuto volumetrico d'acqua (CRI) anche quest'ultimo risulta lo stesso nel modello e nel prototipo. Il peso dell'unità di volume dell'acqua nel modello risulta N volte maggiore che nel prototipo dovuto all'aumento dell'accelerazione, quindi per mantenere la similitudine geometrica, la colonna d'acqua sostenuta dalla stessa suzione, definita come altezza capillare, risulta

$$\tilde{h}_c = \frac{h_{cm}}{h_{cp}} = 1/N \quad (3.13)$$

dove h_{cm} è l'altezza di risalita per capillarità del modello (L) e h_{cp} l'altezza di risalita per capillarità del prototipo (L). Sono stati condotti alcuni studi sperimentali per lo studio delle leggi di similitudine relative alla altezza di risalita capillare nei terreni in condizione di parziale saturazione (Khalifa et al., 2000) (Rezzoug et al., 2000), questi studi confermano che l'altezza di risalita capillare risulta essere scalata di un fattore $1/N$ (Par. 5.3.2)(Rezzoug et al., 2004) (Crançon et al., 2000).

3.3 Modello utilizzato

Il modello utilizzato per riprodurre il prototipo è un contenitore cilindrico di altezza $H_m = 30\text{cm}$ e diametro $D_m = 30\text{cm}$ (Fig. 3.3), la fondazione nel modello rappresentata da un disco circolare di $d_m = 3\text{cm}$ (Fig. 3.4).



Figura 3.3. Contenitore cilindrico rappresentativo del modello



Figura 3.4. Disco circolare rappresentativo della fondazione

Rispettando i rapporti di scala la sperimentazione è stata condotta ad una accelerazione pari a $50g$ ($H_p = 15\text{m}, d_p = 1.5\text{m}$, Fig. 3.1). La centrifuga utilizzata è una centrifuga a rotore del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) di Nantes (Fig. 3.5). Ha un raggio $R = 5.5\text{m}$ e può raggiungere una accelerazione massima di $200g$.



Figura 3.5. Centrifuga LCPC Nantes

3.3.1 Strumentazione

La strumentazione presente sul modello è composta di (Fig. 3.6):

- 6 tensiometri posti a tre diverse altezze in posizione diametralmente opposte forniti dall'università di Durham (DU) e dall'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) (Fig. 3.7)
- 1 trasduttore di pressione alla base del modello per misurare la pressione dell'acqua (Fig. 3.9)
- 4 LVDT alla sommità del modello per misurare gli spostamenti (Fig. 3.8)
- una cella di carico per misurare la forza sulla fondazione (Fig. 3.8).

I tensiometri forniti da DU sono mini tensiometri sviluppati in cooperazione con Wykeman Farrance (?), hanno diametro pari a 14 mm e lunghezza 35 mm . Il filtro è composto da un disco ceramico di spessore 10 mm con un valore di ingresso d'aria pari a 1500 kPa . I mini tensiometri forniti dall'ENPC sono del tipo DRUCK PDCR-81 modificati (Chiu et al., 2005), hanno diametro pari a 6.4 mm , una pietra porosa con un valore di ingresso d'aria pari a 500 kPa di spessore pari a 1.6 mm . Sono stati calibrati prima di ciascun volo ad $1g$ nell'intervallo positivo delle pressioni, immersi in un cella pressurizzata riempita di acqua a cui è stata applicata una pressione fino a 2 MPa . Prima della messa in opera del tensiometro la pietra porosa è stata ricoperta di un sottile strato di pasta satura per assicurare il contatto con il terreno (Fig. 3.10).

La pressione dell'acqua applicata alla base è stata monitorata da un trasduttore di pressione collocato nello strato di terreno a grana grossa posto al di sotto del modello a 0.10 mm dal fondo del contenitore (Fig. 3.9).

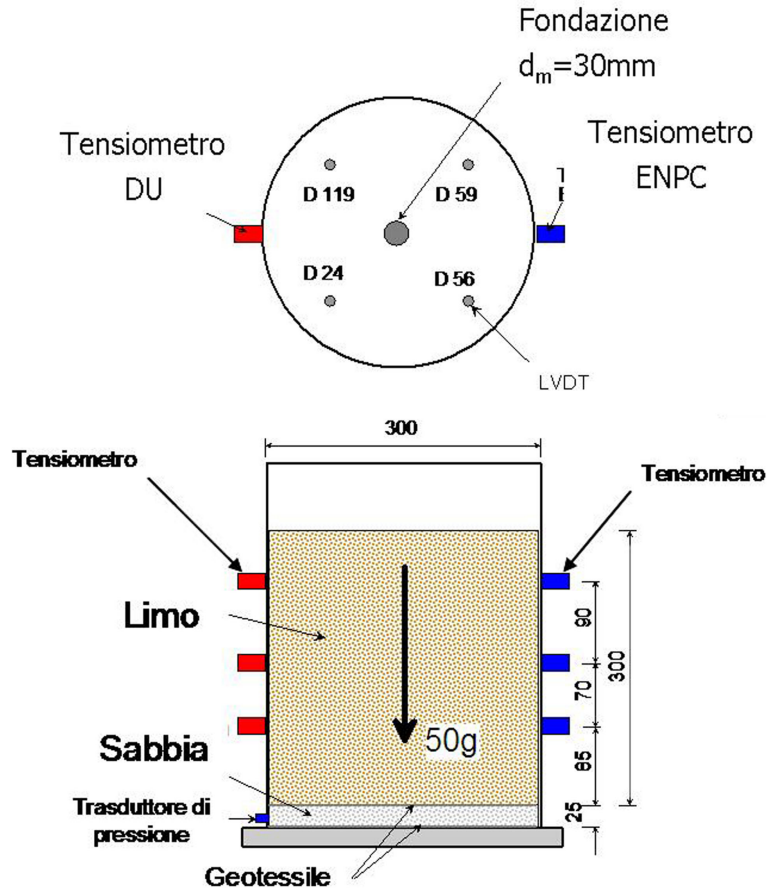


Figura 3.6. Strumentazione e relativa posizione

La fondazione è posta al centro del modello, il carico è stato applicato attraverso una cerniera sferica per evitare l'insorgere di momenti ed eccentricità (Fig. 3.8). I quattro LVDT utilizzati per misurare gli spostamenti verticali sono stati collocati ad una distanza di circa 10cm dal centro della fondazione in posizione diametralmente opposta (Fig. 3.8), nella seconda campagna uno dei quattro LVDT è stato posizionato ad una distanza di 3cm. I tensiometri sono stati disposti a una altezza di $\approx 11\text{cm}$, $\approx 18\text{cm}$, $\approx 27\text{cm}$ rispetto alla base del modello. Le posizioni precise della strumentazione sono specificate nel Cap. 6 dove sono descritte in dettaglio le singole prove.



Figura 3.7. Tensiometri

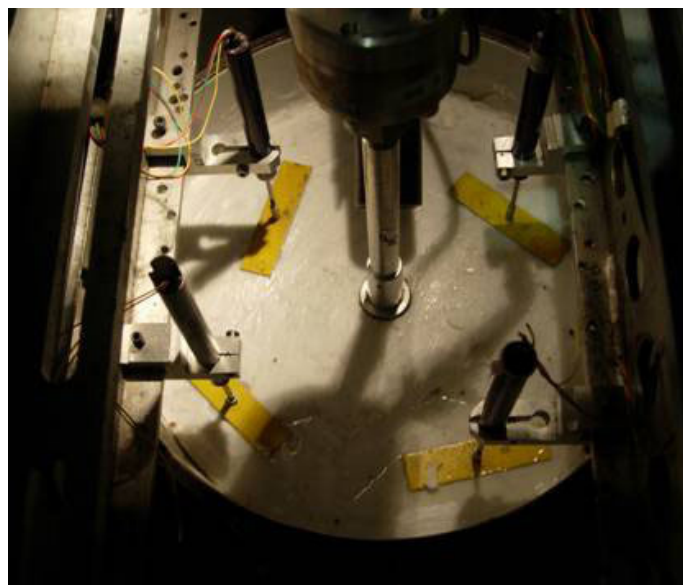


Figura 3.8. LVDT e testa di carico

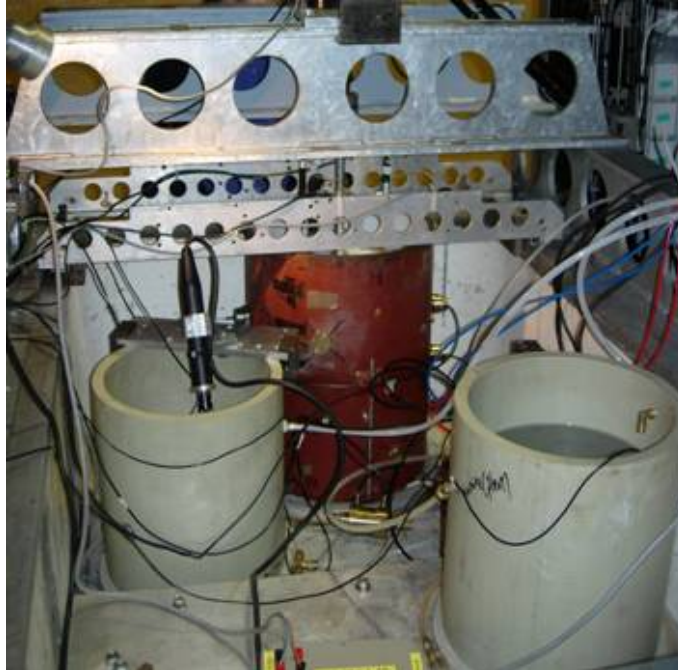


Figura 3.9. Sistema per il controllo del livello di acqua nel modello



Figura 3.10. Messa in opera del tensiometro

3.3.2 Programma sperimentale

Il programma sperimentale delle prove effettuate in centrifuga si è svolto in due campagne che sono riassunte nelle due tabelle riportate di seguito.

Tabella 3.1. Programma della prima campagna di prove in centrifuga

Prima campagna	
prova preliminare 1	penetrometro e saturazione a 1g
prova preliminare 2	volo a 50g, misura di suzione e spostamenti, prova penetrometrica dopo la saturazione
A	carico della fondazione in condizioni di saturazione
B	carico della fondazione con la falda alla base
C	equilibrio del modello con variazioni del livello di falda

Tabella 3.2. Programma della seconda campagna di prove in centrifuga

Seconda campagna	
D	carico della fondazione con la falda a metà
E	equilibrio del modello con la falda alla base
F	carico della fondazione con la falda alla base, applicazione di un carico fisso, variazione della posizione della falda a metà, nuovo carico della fondazione

Nella prova C era previsto il carico della fondazione a velocità controllata con la falda alla base fino ad un fissato spostamento, saturazione e proseguimento del carico in condizioni di saturazione. In seguito a un surriscaldamento della centrifuga il pistone per applicare il carico è sceso istantaneamente e non è stato possibile effettuare la fase di carico della fondazione. La prova E avrebbe dovuto riprodurre quanto previsto dalla prova C ma per un problema analogo ossia per un surriscaldamento della centrifuga non è stato possibile eseguire la fase di carico della fondazione.

3.3.3 Preparazione del modello

Il modello è costituito dal limo di Jossigny (Cui & Delage, 1996) la cui caratterizzazione è descritta nel Cap. 4. Sono stati prelevati 367kg di terreno *in-situ*. Il contenuto d'acqua naturale del terreno è $w = 22\%$. Il terreno è stato essiccato al forno ad una temperatura di 40°C . Il contenuto d'acqua igroscopico misurato dopo l'essiccamento varia tra il 3-4%. Poi il terreno è stato sgretolato attraverso

un rullo automatico presso l'ENPC fino ad ottenere un passante di $2mm$. Successivamente il passante ottenuto è stato disgregato a mano fino ad ottenere una curva granulometrica passante al setaccio di diametro $d = 800\mu m$. Il terreno così ottenuto è stato messo in buste di plastica. Per ottenere il contenuto d'acqua del 13%, è stata aggiunta acqua al terreno con un nebulizzatore su strati di terreno di altezza di $10cm$. Il terreno al contenuto d'acqua desiderato è stato messo in un contenitore ermetico per 24-48 ore al fine di renderlo omogeneo. La preparazione del modello è stata eseguita come segue:

1. un foglio di teflon di spessore $2mm$ è stato messo sulla superficie laterale del contenitore cilindrico come riportato in Fig. 3.7, per minimizzare l'attrito tra terreno e contenitore;
2. uno strato di sabbia di altezza $25mm$ stato messo sul fondo del contenitore cilindrico. Al di sopra e al di sotto dello strato di sabbia è stato posto un foglio di geotessile di altezza pari a $3mm$;
3. il terreno al contenuto d'acqua desiderato è stato compattato staticamente in 10 strati da $3.5kg$ ognuno;
4. uno strato di paraffina è stato collocato sulla superficie del modello per evitare l'evaporazione in volo.

Due provini di diametro $Dm = 30cm$ e spessore $Hm = 30cm$ sono stati preparati all'ENPC per le prove preliminari F1 e F2. Sono stati compattati staticamente utilizzando una pressa da $5ton$. È stata utilizzata la stessa procedura usata in precedenti campagne in centrifuga (Cui et al. 2005). Gli strati sono stati compattati controllando la velocità di spostamento del pistone pari a $2mm/min$ e misurando il carico. I successivi strati sono stati compattati applicando lo stesso carico registrato al termine della compattazione del primo strato, fino a raggiungere la prefissata densità secca di $\gamma_d = 14.5kN/m^3$.

I provini per le prove preliminari hanno le seguenti caratteristiche:

- provino F1 è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 13.17\%$ e una forza di compattazione massima di $21kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 296 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.36kN/m^3$;
- provino F2 è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 16.85\%$ e una forza di compattazione massima di $4.5kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 65 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.12kN/m^3$;

dopo la compattazione i provini sono stati ermeticamente sigillati per evitare l'evaporazione durante il trasporto all'LCPC di Nantes.

I sei provini A-F sono stati compattati presso l'LCPC di Nantes. Non potendo misurare la velocità di avanzamento del pistone durante la compattazione del primo strato è stato utilizzato un LVDT per stimare lo spostamento necessario a raggiungere la densità prefissata (Fig. 3.11). I sei provini utilizzati nelle due campagne di prove hanno le seguenti caratteristiche:

- provino A è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 13.9\%$ e una forza di compattazione massima di $13.5kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 189 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.30kN/m^3$;

- provino B è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 13.28\%$ e una forza di compattazione massima di $15.7kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 220 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.24kN/m^3$;
- provino C è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 13.9\%$ e una forza di compattazione massima di $4.5kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 65 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.12kN/m^3$;
- provino D è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 13.75\%$ e una forza di compattazione massima di $14.7kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 208 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.44kN/m^3$;
- provino E è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 15.1\%$ e una forza di compattazione massima di $12.7kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 180 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.29kN/m^3$;
- provino F è stato preparato ad un contenuto d'acqua $w = 12.54\%$ e una forza di compattazione massima di $15.3kN$, che corrisponde a una pressione di compattazione di 215 kPa e un $\gamma_{d0} = 14.57kN/m^3$;



Figura 3.11. Preparazione del modello (LCPC, Nantes)

Le caratteristiche dei provini in termini di contenuto d'acqua, densità secca e tensione di compattazione sono riassunte in tabella:

Tabella 3.3. Caratteristiche iniziali dei provini

provino	$w\%$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
F1	13.17	14.36	296
F2	16.85	14.12	65
A	13.9	14.30	189
B	13.28	14.24	220
C	13.75	14.54	196
D	13.75	14.44	208
E	15.10	14.29	180
F	12.54	14.57	215

Proprietà meccaniche del materiale utilizzato nella sperimentazione

4.1 Introduzione

Il materiale utilizzato nella sperimentazione è il limo di Jossigny (Vicol, 1993); (Cui, 1993); (Cui & Delage, 1996). È stata condotta un'attività sperimentale per la sua caratterizzazione geotecnica. Sono state effettuate prove di laboratorio per stabilire le caratteristiche iniziali del terreno da utilizzare nel modello in termini di contenuto di acqua ed indice dei vuoti iniziali e per conoscere i parametri necessari ad una previsione del comportamento del terreno in presenza di variazioni delle condizioni di saturazione e di carico. I provini sono stati preparati per compattazione statica, fissate le caratteristiche iniziali in termini di γ_{d0} e w_0 , è stata utilizzata una pressa controllando la velocità di avanzamento del pistone e misurando la forza.

Sono state effettuate:

- prove in edometro convenzionale presso l'Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) ;
- prove in edometro a suzione controllata presso l'UPC (Romero et al., 1995);
- prove ad intrusione di mercurio (MIP) presso l'UPC;
- prove in cella triassiale a suzione controllata presso il DISG dell'Università di Roma La Sapienza (Aversa & Nicotera, 2002);
- prove in cella triassiale ed edometro convenzionali presso il DISG dell'Università di Roma La Sapienza.

4.2 Apparecchiature di laboratorio

4.2.1 Edometro a suzione controllata

L'edometro a suzione controllata in dotazione al laboratorio di geotecnica della UPC è stato progettato e costruito presso lo stesso laboratorio (Romero et al., 1995). L'edometro consente l'esecuzione di prove edometriche controllando sia la suzione di matrice per mezzo della tecnica della traslazione degli assi, sia la suzione totale per mezzo della tecnica dell'equilibrio di vapore.

Nella Fig. 4.1 è raffigurata una sezione dell'apparato sperimentale, mentre nella Fig. 4.2 è riportata una sezione della cella. La cella edometrica, è formata da quattro parti: una base, l'anello edometrico, un corpo centrale e un corpo superiore dove è alloggiato il pistone di carico. Tra il corpo intermedio e quello superiore viene posta una membrana impermeabile di 1 mm di spessore, forata al centro per potere essere poggiata, prima della sua collocazione all'interno dello strumento, sulla base superiore del pistone di carico. La presenza della membrana impermeabile assicura la possibilità di controllare indipendentemente la pressione dell'aria che circonda il provino u_a e il carico verticale agente sul pistone σ_d . Sulla base inferiore del pistone viene collocata una pietra porosa ad alta permeabilità, fissata al pistone per mezzo di quattro viti, che poggia durante la prova direttamente sulla base superiore del provino.

Al centro della base dell'edometro è presente una pietra porosa ad alto valore di pressione di ingresso dell'aria ($u_{aing} = 1.5MPa$) di diametro 50 mm e di altezza 7.15 mm. La base inferiore dell'edometro ha forma circolare ed è di acciaio inossidabile. Nella parte centrale, sottostante la piastra porosa è ricavato un solco a forma di spirale, di 3 mm di profondità per consentire le operazioni di spurgo delle bolle d'aria che possono svilupparsi al di sotto della piastra durante la prova. Il provino di terreno è collocato sulla piastra di ceramica, attraverso la quale si controlla la pressione dell'acqua interstiziale.

Il carico verticale è applicato sul provino per mezzo del pistone che viene spinto da aria compressa. L'edometro può essere usato con due tipi diversi di pistone. Uno permette di applicare al terreno una pressione verticale, netta, uguale alla differenza tra la pressione agente sul pistone e la pressione d'aria attorno al provino. L'altro, invece, consente di raddoppiare la pressione che agisce sul terreno senza modificare la pressione sul pistone.

Gli spostamenti verticali del terreno vengono misurati con un micrometro avente una risoluzione di $1\mu m$, che poggia direttamente sul pistone di carico. Le misure delle variazioni di volume dell'acqua interstiziale vengono effettuate con una buretta graduata (risoluzione $0.02cm^3$) racchiusa in un cilindro di Perspex. All'interno di questo sistema sono presenti due liquidi immiscibili: acqua deareata e olio. Il menisco che si forma tra i due liquidi si muove all'interno della buretta, la quale è direttamente connessa al provino. L'acqua può essere diretta nel cilindro di Perspex oppure nella buretta graduata manovrando le due valvole a tre vie che collegano il misuratore di volume d'acqua al circuito drenante dell'edometro. Quest'ultimo è stato realizzato con tubi di poliammide di 2 mm (diametro interno) x 4 mm (diametro esterno), aventi lunghezza ridotta in modo da rendere minimi gli effetti delle variazioni di volume dei tubi nel corso delle prove. Inoltre, per collegare fra loro i tubi del circuito drenante sono state utilizzate il minor numero possibile di connessioni e valvole onde evitare quanto più possibile, le eventuali fughe d'acqua. Inoltre, nel circuito drenante tra il misuratore di volume d'acqua e l'edometro è stata posta una trappola d'aria per salvaguardare il provino e il misuratore di volume d'acqua dalle eventuali bolle d'aria che si possono formare nel circuito stesso, principalmente durante la fase di montaggio. La pressione dell'acqua è incrementata per mezzo di un'interfaccia a due componenti aria compressa-acqua. L'interfaccia è stata realizzata con un cilindro di acciaio inossidabile e Perspex; all'interno del recipiente si trova una membrana che ha la funzione di separare

l'aria mandata alla base inferiore dall'acqua che riempie la parte superiore. Prima di entrare nella cella edometrica, l'aria per l'applicazione della pressione della fase aeriforme interstiziale viene fatta passare all'interno di un umidificatore, al fine di elevarne la umidità relativa per minimizzare i fenomeni di evaporazione dal provino e dalla piastra ad alto valore di ingresso dell'aria.

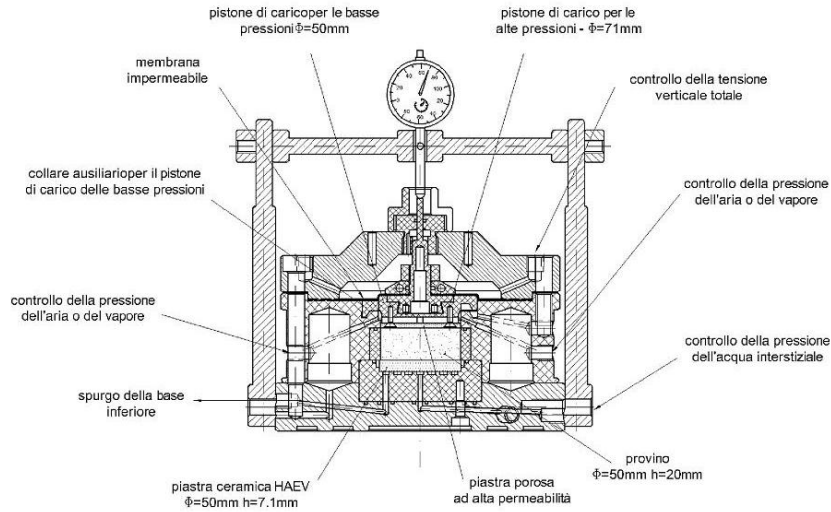


Figura 4.1. Sezione della cella edometrica a suzione controllata

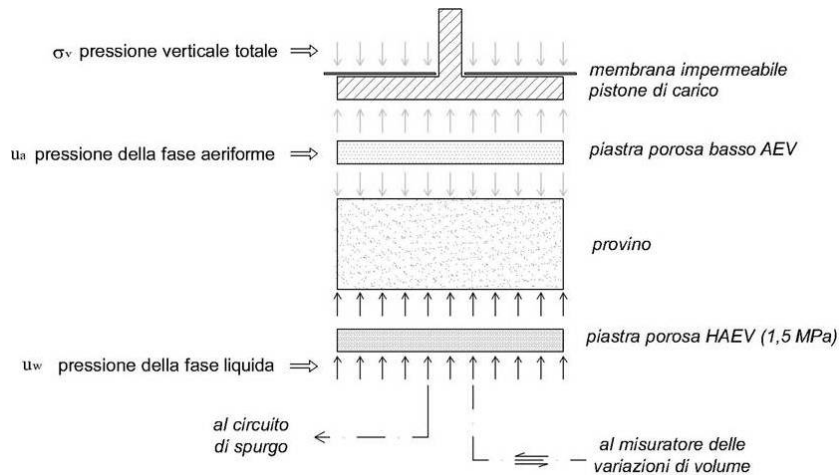


Figura 4.2. Schema per l'applicazione delle pressioni

4.2.2 Cella triassiale a percorso di carico e suzione controllata

La cella triassiale a percorsi di tensione e suzione controllati disponibile presso il DISG dell'Università di Roma La Sapienza è del tipo Bishop & Wesley (1975) a percorso di tensione controllato, adottando le modifiche proposte da Aversa e Nicotera (2002). La cella triassiale è dotata di un sistema di applicazione dei carichi che permette il controllo indipendente della pressione di cella, del carico assiale, delle pressioni dell'acqua e dell'aria, e di un sistema di misura che consente la misura indipendente delle variazioni di volume e delle variazioni del contenuto d'acqua del provino. L'apparecchiatura è provvista di un sistema elettronico di acquisizione dei dati e di regolazione e controllo delle pressioni. Il sistema è servo-controllato (feedback); il programma di acquisizione e controllo è compilato in Q - Basic.

Sistema di applicazione dei carichi

I circuiti di applicazione delle pressioni sono quattro (pressione di cella, pressione assiale, pressione dell'acqua, pressione dell'aria), tutti alimentati da un circuito di aria compressa con pressione di linea pari a $800 - 1000 \text{ kPa}$. La pressione dell'aria nel circuito a monte del sistema triassiale viene regolata da un regolatore manuale ad un valore di circa 800 kPa . L'aria in ingresso viene quindi regolata da quattro convertitori elettropneumatici (tipo Watson-Smith 101XA, con segnale di controllo input 1 - 10 V, output 14 - 827 kPa e massima pressione di ingresso 1034 kPa). All'uscita dei convertitori si dipartono quattro circuiti di applicazione delle pressioni, di cui si riporta uno schema in Fig. 4.3

Il fluido di cella è aria; per motivi di sicurezza la cella in perspex trasparente è circondata da una gabbia cilindrica in acciaio inox forato, in modo che si possa osservare l'interno durante la sperimentazione.

I quattro circuiti di applicazione delle pressioni riportati in Fig. 4.3 sono:

- *circuito della pressione assiale*: il circuito ha caratteristiche differenti a seconda che la fase di taglio della prova triassiale venga condotta a tensione o a deformazione controllata. Nel primo caso l'aria in uscita dal convertitore elettropneumatico W1 in Fig. 4.3, va ad alimentare un'interfaccia aria - acqua: la pressione dell'aria si trasferisce all'acqua attraverso l'interfaccia e quindi si trasmette all'acqua contenuta nella camera inferiore di pressione di un pistone idraulico, in grado di applicare il carico assiale dal basso verso l'alto (valvole V1, V2 e V3 aperte in Fig. 4.3). Nel secondo caso l'interfaccia aria - acqua viene esclusa dal circuito mediante la chiusura di un rubinetto posto a monte (valvola V2 chiusa) ed un motore elettrico passo - passo aziona un pistone di carico (Bishop ram) a velocità costante regolabile; il pistone invia direttamente una portata d'acqua nella camera inferiore di pressione del pistone assiale (valvola V3 aperta) consentendo di stabilire condizioni di prova a deformazione assiale controllata;
- *circuito della pressione di cella*: rappresenta il collegamento tra l'uscita del convertitore elettropneumatico, W2 in Fig. 4.3, sia con la cella sia con una buretta di riferimento posta esternamente alla gabbia di acciaio e in comunicazione con

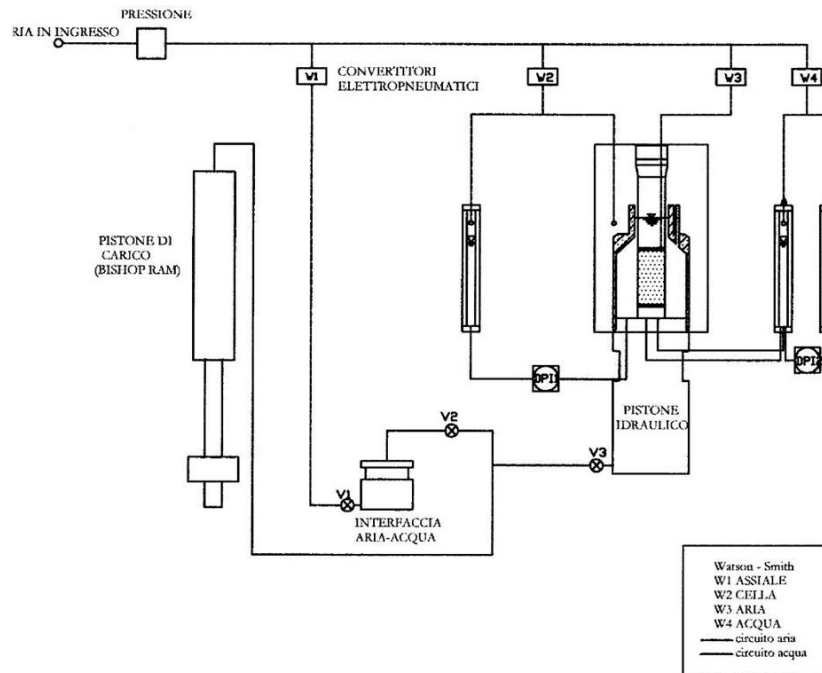


Figura 4.3. Schema del sistema di applicazione delle pressioni

l'interno della cella; tale circuito consente la misura delle deformazioni radiali;

- *circuitto della pressione dell'aria:* consente l'applicazione della pressione dell'aria sulla base superiore del provino. L'aria del circuito in uscita dal convertitore elettropneumatico, W3 in Fig. 4.3, giunge in prossimità della testa di carico ($d = 70 \text{ mm}$ e $h = 140 \text{ mm}$) posta al di sopra del provino, la quale presenta un foro longitudinale che termina in corrispondenza della propria base inferiore. Su quest'ultima vi sono una serie di scanalature interconnesse che consentono la circolazione dell'aria (Fig. 4.7). Tra la testa di carico ed il provino viene collocata una pietra porosa tradizionale (a basso valore di ingresso dell'aria) al carburo di silicio;
- *circuitto della pressione dell'acqua:* è rappresentato dal collegamento tra il convertitore elettropneumatico, W4 in Fig. 4.3, e due burette esterne alla cella; una delle burette di riferimento, l'altra viene messa in comunicazione inferiormente con il circuito di drenaggio presente al di sotto della pietra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria, posta sul piedistallo di base su cui viene alloggiato il provino; tale sistema di collegamento consente la misura delle variazioni di contenuto d'acqua del terreno.



Figura 4.4. gabbia cilindrica di protezione

Sistemi di misura del carico assiale e delle pressioni dei fluidi interstiziali

La misura del carico assiale viene effettuata mediante una cella di carico (modello MIL 4958, alimentazione 12 V) con fondo scala di $10kN$. Sulla base superiore del provino, al di sopra della pietra porosa convenzionale al carburo di silicio, viene collocata la testa di carico che, nella fase in cui il pistone idraulico fa avanzare il basamento del provino, resta ad esso solidale; la cella di carico consente la misura del carico assiale nel momento in cui la testa di carico viene a contatto con essa. Per la misura della pressione di cella e delle pressioni dei fluidi interstiziali nei circuiti sono utilizzati tre trasduttori di pressione posti esternamente alla cella (Druck,

modello PDCR810, alimentati da una tensione di 10 V e con un fondoscala di 1000 kPa).

Sistemi di misura del carico assiale e delle pressioni dei fluidi interstiziali

Il sistema di misura della cella consente la valutazione indipendente delle variazioni di volume e delle variazioni del contenuto d'acqua del provino (Fig. 4.5).

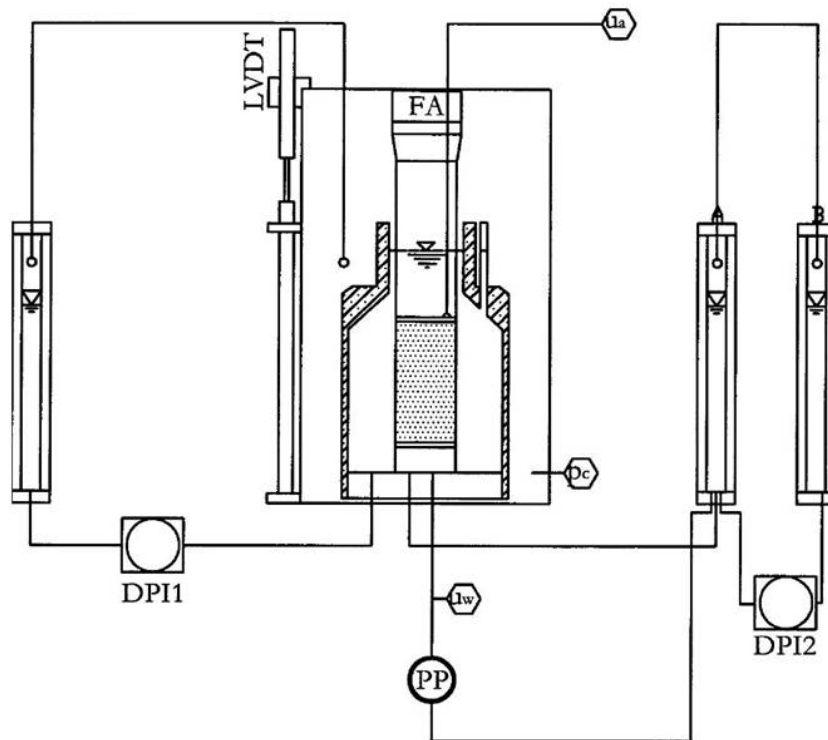


Figura 4.5. Rappresentazione schematica del sistema di misura nella cella triassiale

- **misura delle deformazioni assiali:** viene usato un LVDT (modello RDP tipo LDC1000A, con alimentazione di 12 V e con un campo di linearità di 25mm) posizionato esternamente alla cella di contenimento; l'estremità inferiore del trasduttore di misura è a contatto con la base superiore di un'asta rigidamente collegata al pistone che avanza solidalmente con esso;
- **misura degli deformazioni radiali:** il provino di terreno, confinato lateralmente da una membrana di lattice deformabile e impermeabile, è contenuto all'interno di un bicchiere cilindrico di alluminio; all'inizio della prova il bicchiere viene riempito quasi completamente di acqua (è possibile osservarne il

livello grazie ad un tubicino di vetro posto sulla sommità del bicchiere), ed è in collegamento idraulico con una buretta esterna di riferimento. La variazione del livello dell'acqua all'interno del bicchiere (misurata da DPI1 Fig. 4.3); è correlata alle deformazioni radiali del provino (all'interno della buretta di riferimento l'aria al di sopra del livello dell'acqua è mantenuta alla stessa pressione dell'aria all'interno della cella) come mostrato in Fig. 4.5;

- **misura delle variazioni di contenuto d'acqua:** il sistema usato per valutare le variazioni di contenuto d'acqua è formato da due burette (Fig. 4.3) con la stessa pressione (pari alla pressione dell'acqua); una è connessa con il circuito di drenaggio mentre l'altra è usata come buretta di riferimento;

Un trasduttore differenziale di pressione (DPI2 Fig. 4.3), analogo a quello usato per la determinazione delle deformazioni radiali, misura la differenza del livello d'acqua ΔI_w tra le due burette. La variazione del contenuto volumetrico d'acqua, $\nabla\theta_w$, correlata a ΔI_w attraverso la relazione

$$\Delta\theta = -\Delta I_w \cdot \frac{A_{bu}}{V_{s0}} \quad (4.1)$$

in cui A_{bu} è l'area della buretta e V_{s0} il volume iniziale del provino.

Al fine di evitare che l'aria filtri all'interno del circuito di drenaggio dell'acqua si interpone tra quest'ultimo ed il provino una pietra porosa ad elevato valore d'ingresso d'aria (*h.a.e.v.*) che impedisce all'aria presente all'interno dei pori del terreno di filtrare nel circuito sottostante, purchè la suzione applicata non superi il valore d'ingresso d'aria della pietra porosa (Fig. 4.6).

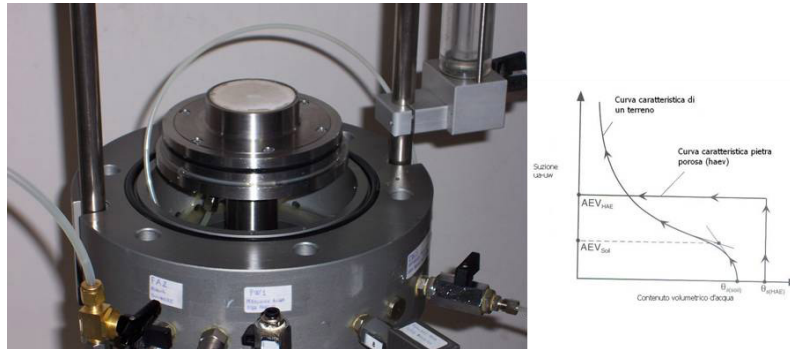


Figura 4.6. Particolare del piedistallo di base e della pietra porosa *h.a.e.v.*

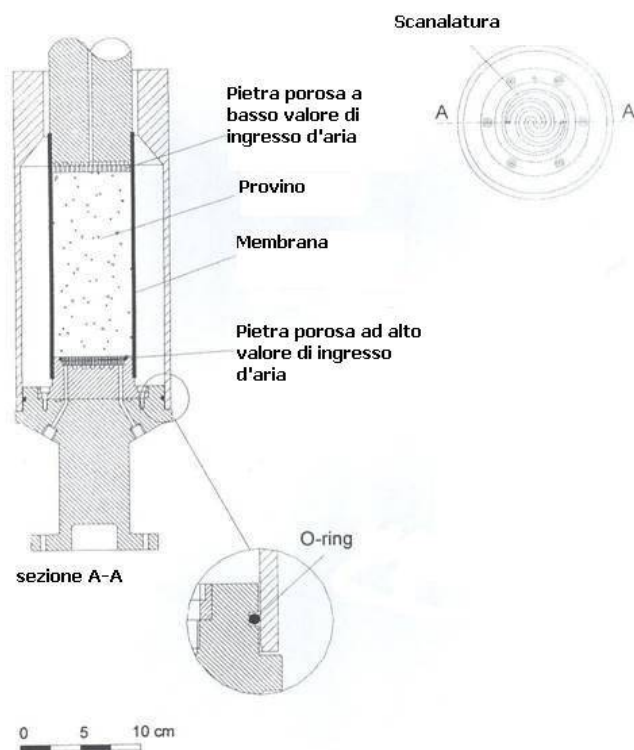


Figura 4.7. Posizionamento del provino sul piedistallo e particolare della scanalatura al di sotto della *h.a.e.v.*

4.3 Risultati sperimentali

4.3.1 Classificazione del materiale oggetto di prova

Il limo di Jossigny è classificabile come un limo con argilla di bassa plasticità.

$w_L\%$	$w_P\%$	$I_P\%$	$\gamma_s kN/m^3$
32.3	17.0	15.3	26.4

In Fig. 4.8 è riportata la curva granulometrica del materiale oggetto della sperimentazione in laboratorio.

4.3.2 Prove di compressione edometrica e successiva saturazione

Al fine di decidere le caratteristiche iniziali del modello (Cap. 3) in termini di contenuto d'acqua ed indice dei vuoti e di esaminare gli effetti di un processo di saturazione condotto ad uno stato tensionale prossimo a quello presente nella parte bassa del modello ($\sigma_v \simeq 200kPa$) sono state condotte 10 prove edometriche variando le condizioni iniziali (indice dei vuoti e contenuto d'acqua). Ciascuna prova prevede una fase di compressione fino ad una $\sigma_v = 200kPa$ e una fase di

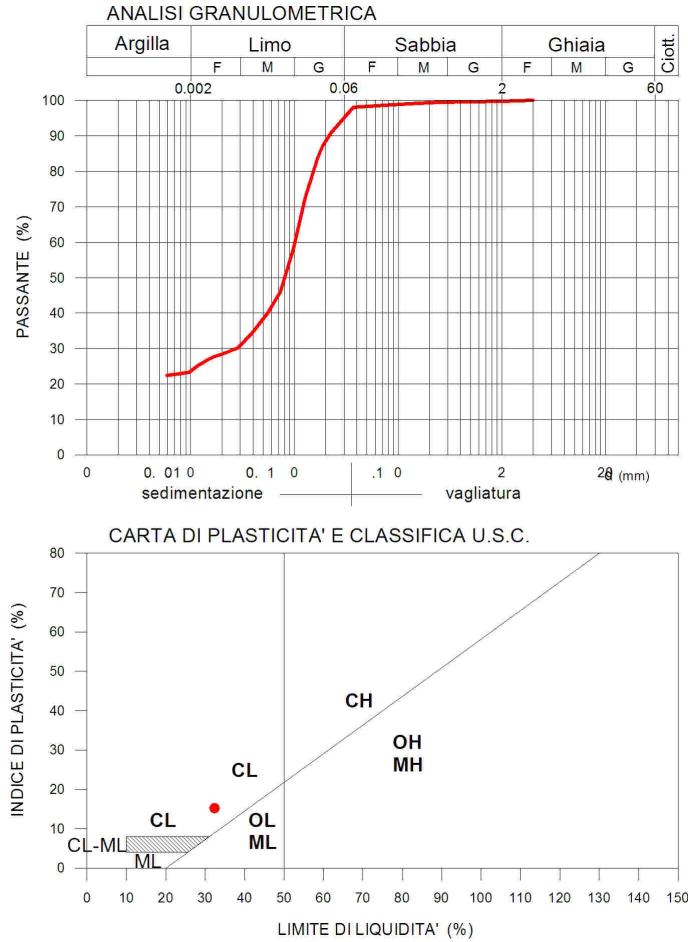


Figura 4.8. Curva granulometrica del limo di Jossigny

saturazione con la stessa tensione verticale totale. In una prova la saturazione è stata eseguita con una tensione totale di $\sigma_v = 100kPa$.

In Fig. 4.9 sono riportati i risultati sperimentali della fase di compressione fino ad una $\sigma_v = 200kPa$ e della successiva saturazione.

I risultati mostrano chiaramente che il processo di saturazione produce riduzioni di volume (*collasso per saturazione*). Al diminuire dell'indice dei vuoti iniziale diminuisce la variazione dell'indice dei vuoti legata al collasso per saturazione. In Fig. 4.10 è diagrammata la deformazione assiale prodotta dalla saturazione in funzione del peso di volume secco iniziale γ_{d0} . Si osserva che l'entità delle deformazioni di collasso diminuisce all'aumentare di γ_{d0} , fino ad annullarsi per $\gamma_{d0} \geq 15.9kN/m^3$.

Alla luce dei risultati sperimentali si è deciso di preparare il modello con $\gamma_{d0} = 14.5kN/m^3$ e un contenuto d'acqua iniziale $w_0 = 13\%$. A cui corrisponde un grado di saturazione $S_r \approx 42\%$.

Tabella 4.1. Caratteristiche iniziali dei provini

$\gamma_{d0}(kN/m^3)$	$w_0\%$	e_0	$S_{r0}\%$
12.42	12.83	1.13	30.09
13.32	12.83	0.98	34.49
14.19	12.83	0.86	39.36
14.55	12.38	0.81	40.13
14.55	12.41	0.81	40.23
15.01	13.50	0.76	46.97
15.90	13.37	0.66	53.45
16.02	15.60	0.65	55.01
16.56	11.45	0.60	68.64
17.00	13.50	0.55	64.46

Queste condizioni di addensamento iniziali rientrano infatti tra quelle possibili per un deposito naturale e contemporaneamente evidenziano ancora un significativo effetto di riduzione di volume per saturazione anche per livelli tensionali più modesti (prova con saturazione ad una $\sigma_v = 100kPa$ Fig. 4.11).

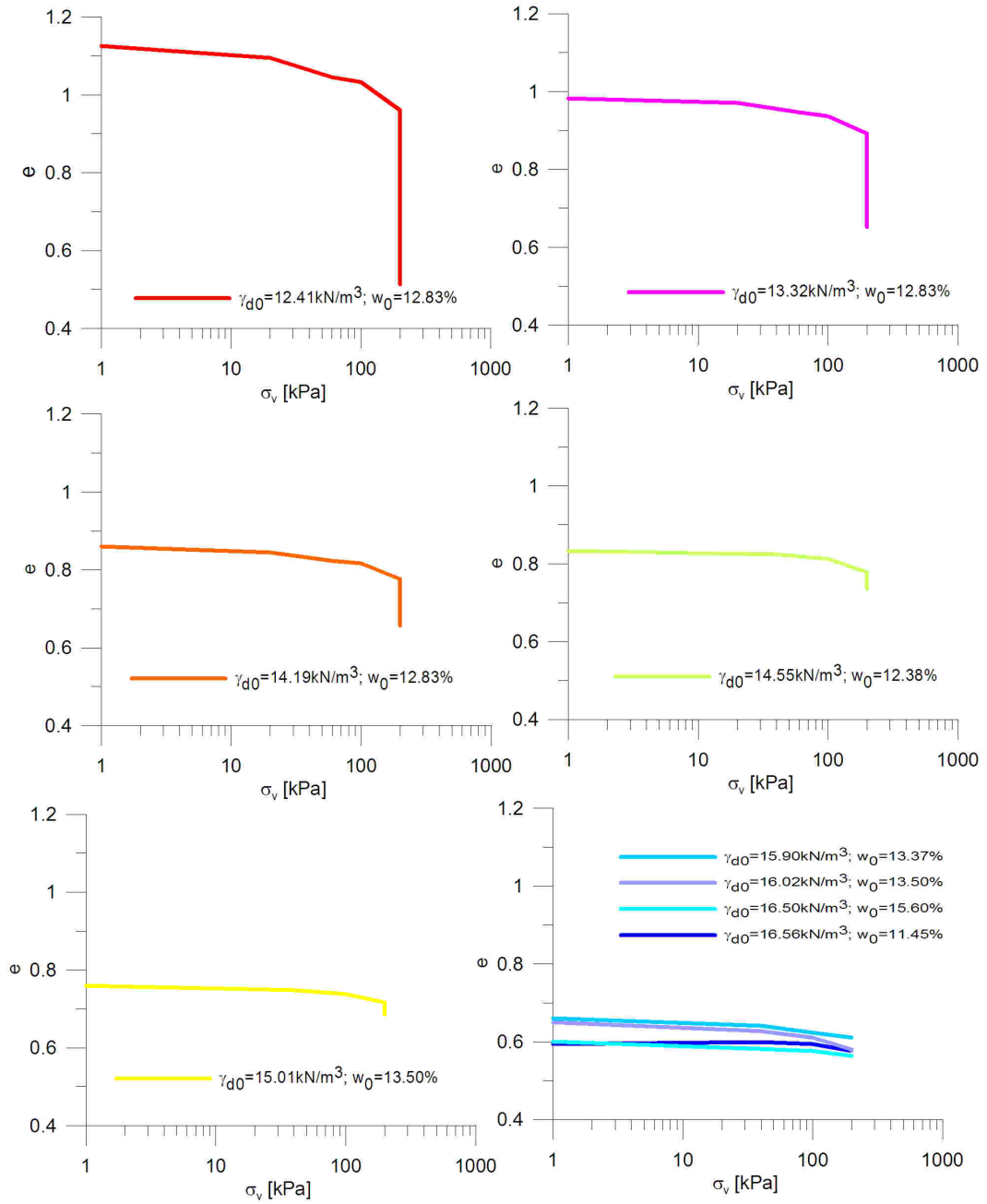


Figura 4.9. Compressione edometrica e saturazione

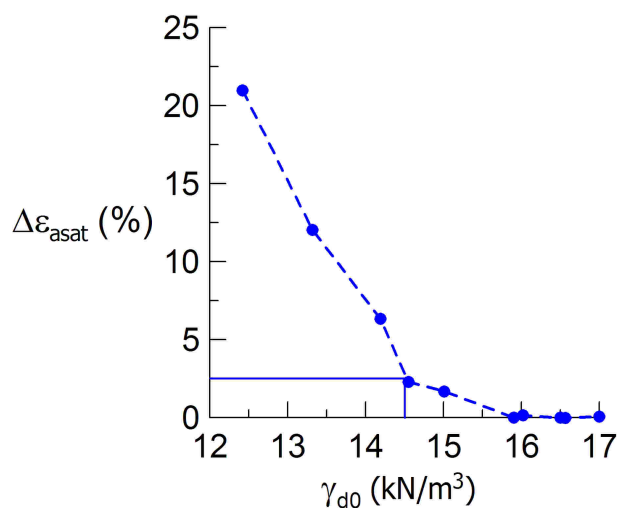


Figura 4.10. Deformazioni prodotte dal processo di saturazione

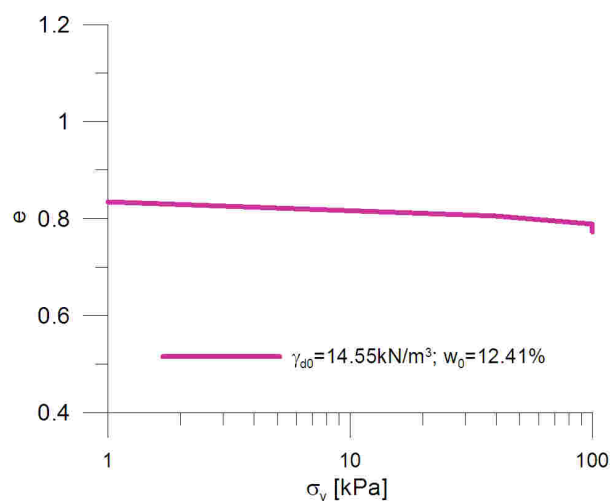


Figura 4.11. Prova di compressione fino a $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$ e saturazione

4.3.3 Prove di compressione edometrica in condizioni di parziale saturazione

Sono state eseguite presso l'UPC quattro prove di compressione edometrica a suzione controllata e una in condizioni di saturazione.

prova in condizioni di saturazione EDO1

Partendo dalle condizioni iniziali riportate in Tab. 4.2, utilizzando un edometro convenzionale, il provino è stato saturato ad una tensione verticale $\sigma_v = 20 \text{ kPa}$. È

Tabella 4.2. Caratteristiche iniziali dei provini

<i>prova</i>	$w_0\%$	e_0	$S_{r0}\%$	<i>s imposta (kPa)</i>
EDO1	13.00	0.821	41.82	0
EDO2	11.96	0.823	38.35	10
EDO3	12.74	0.823	40.88	50
EDO4	12.61	0.823	40.85	100
EDO5	11.64	0.810	38.30	200

seguita una fase di compressione edometrica fino ad una tensione di $\sigma_v = 800kPa$, poi un ciclo di scarico-ricarico fino ad una $\sigma_v = 1600kPa$.

prova a $s = 10$ kPa EDO2

Partendo dalle condizioni iniziali riportate in Tab. 4.2, utilizzando un edometro a suzione controllata, è stata imposta una suzione $s = 10kPa$ ($u_a = 400kPa, u_w = 390kPa$) ed una tensione verticale netta iniziale $\sigma_{vnetta} = 20kPa$. È seguita una fase di compressione edometrica fino ad una tensione di $\sigma_{vnetta} = 800kPa$, poi un ciclo di scarico-ricarico fino ad una $\sigma_{vnetta} = 1200kPa$.

prova a $s = 50$ kPa EDO3

Partendo dalle condizioni iniziali riportate in Tab. 4.2, utilizzando un edometro a suzione controllata, è stata imposta una suzione $s = 50kPa$ ($u_a = 400kPa, u_w = 350kPa$) ed una tensione verticale netta iniziale $\sigma_{vnetta} = 20kPa$. È seguita una fase di compressione edometrica fino ad una tensione di $\sigma_{vnetta} = 800kPa$, poi un ciclo di scarico-ricarico fino ad una $\sigma_{vnetta} = 1080kPa$.

prova a $s = 100$ kPa EDO4

Partendo dalle condizioni iniziali riportate in Tab. 4.2, utilizzando un edometro a suzione controllata, è stata imposta una suzione $s = 100kPa$ ($u_a = 400kPa, u_w = 300kPa$) ed una tensione verticale netta iniziale $\sigma_{vnetta} = 20kPa$. È seguita una fase di compressione edometrica fino ad una tensione di $\sigma_{vnetta} = 800kPa$, poi un ciclo di scarico-ricarico fino ad una $\sigma_{vnetta} = 1080kPa$.

prova a $s = 200$ kPa EDO5

Partendo dalle condizioni iniziali riportate in Tab. 4.2, utilizzando un edometro a suzione controllata, è stata imposta una suzione $s = 200kPa$ ($u_a = 400kPa, u_w = 200kPa$) ed una tensione verticale netta iniziale $\sigma_{vnetta} = 20kPa$. È seguito un ciclo di imbibizione ed essiccamento $s = 200 - 100 - 50 - 10 - 50 - 100 - 200kPa$. Poi una fase di compressione edometrica ad una suzione $s = 200kPa$ fino ad una tensione di $\sigma_{vnetta} = 800kPa$ a cui seguito un ciclo di scarico e ricarico fino a tornare a $\sigma_{vnetta} = 800kPa$. E un successivo ciclo di imbibizione ed essiccamento

$s = 200 - 100 - 50 - 100 - 200kPa$ a $\sigma_{vnetta} = 800kPa$.

In Fig. 4.12 sono riportati i punti di fine equalizzazione delle prove edometriche relativi ai cicli di imbibizione ed essiccamento (EDO5) relativi a due diverse tensioni nette, i punti di fine equalizzazione delle altre prove edometriche (EDO2-3-4) e i punti di fine equalizzazione delle prove triassiali successivamente illustrate.

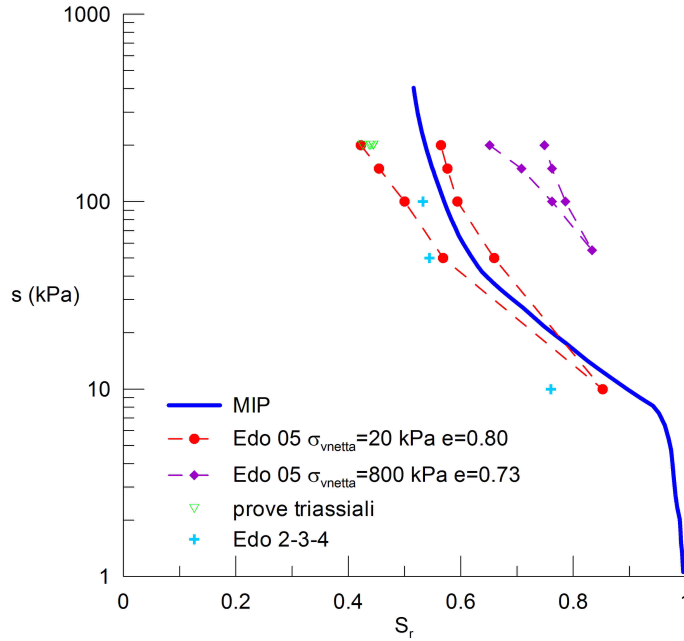


Figura 4.12. Relazione tra grado di saturazione S_r e suzione s

I valori ottenuti dai due cicli di imbibizione ed essiccamento (EDO5) identificano due diverse Curve di Ritenzione Idrica (CRI) a conferma che la relazione $S_r - s$ non è unica e risulta influenzata dalla porosità e dal percorso di variazione della saturazione (isteresi) (Vaunat & Romero, 2000).

In Fig. 4.13 sono riportati i risultati delle fasi di compressione edometrica al variare della suzione imposta nel piano $e - \log(\sigma_v - u_a)$. In Fig. 4.14 sono riportati i risultati nel piano $e - \log(\sigma'_v)$ dove $\sigma'_v = \sigma_v - u_a + S_r(u_a - u_w)$.

Si nota che le curve di compressibilità si spostano verso destra all'aumentare della suzione, spostamento che conferma l'effetto di sovraconsolidazione indotto dalla parziale saturazione. Ad elevati stati tensionali le curve sembrano riavvicinarsi con progressiva perdita dell'effetto di sovraconsolidazione (ad eccezione della prova a $s = 10kPa$), esibendo un comportamento tipico dei terreni strutturati (Casini et al. 2007).

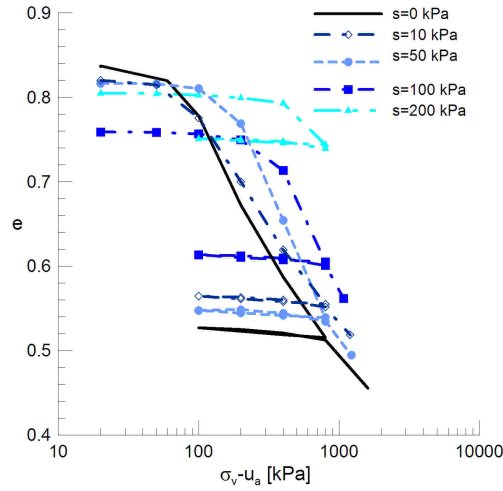


Figura 4.13. Fasi di compressione edometrica al variare della suzione nel piano $e - \log(\sigma_v - u_a)$

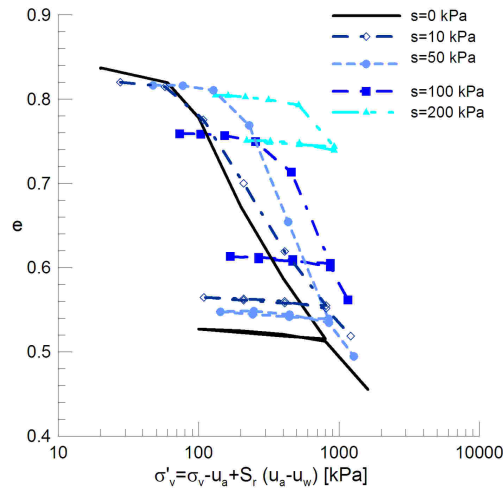


Figura 4.14. Fasi di compressione edometrica al variare della suzione nel piano $e - \log(\sigma'_v)$

4.3.4 Prove di compressione triassiale in condizioni di parziale saturazione

Presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica di Roma (DISG) sono state eseguite nove prove triassiali in condizioni di parziale saturazione a suzione controllata ad una suzione $s = 200\text{kPa}$. I provini sono stati preparati per compattazione statica in maniera analoga alla preparazione dei provini utilizzati in centrifuga (Cap. 3). La tensione di compattazione è compresa tra $150 - 200\text{kPa}$. Sono riportati i risultati relativi alle tre fasi principali di una prova triassiale com-

pleta: fase di equalizzazione, fase di compressione e fase deviatorica. Il programma sperimentale riassunto Tab. 4.3.

Tabella 4.3. Caratteristiche iniziali dei provini

prova	$w_0\%$	e_0	$S_{r0}\%$	$\eta = \frac{q}{(p - u_a)}$	s_0 (kPa)	$\Delta p/\Delta h$ (kPa/h)	$p - u_a$ (kPa) $_{f_c}$	fase deviatorica $\Delta h/\Delta t$ (mm/h)
TX01	14.04	0.844	44.93	0	200	5	10	0.2
TX02	13.51	0.835	42.68	0	200	5	20	0.2
TX03	14.03	0.857	43.21	0	200	5	260	22.75
TX04	13.07	0.825	41.85	0.375	200	5	285	0.2
TX05	12.41	0.850	38.56	0.750	200	-	20	-0.2
TX06	12.60	0.833	39.91	0.750	200	5	100	0.2
TX07	12.60	0.833	39.91	0.750	200	5	200	0.2
TX08	14.61	0.869	44.39	0.750	200	5	370	-
TX09	12.95	0.815	41.92	0.875	200	5	370	0.2

Fase di equalizzazione

I risultati del processo di equalizzazione che si instaura dopo aver imposto una suzione $s=200$ kPa sono stati diagrammati in termini di grado di saturazione S_r e del contenuto volumetrico d'acqua $\theta_w = nS_r$ in funzione del tempo.

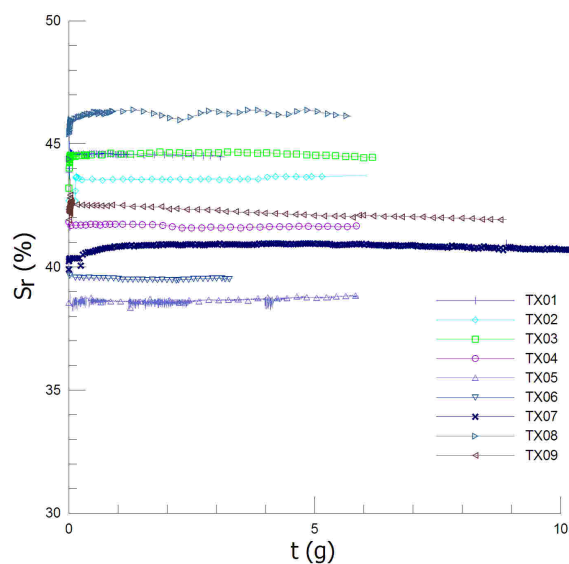


Figura 4.15. Fase di equalizzazione: evoluzione del grado di saturazione nel tempo

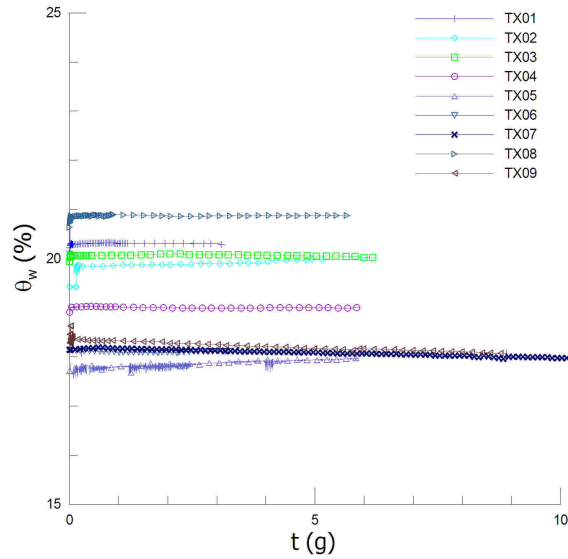


Figura 4.16. Fase di equalizzazione: evoluzione del contenuto volumetrico d'acqua nel tempo

Si nota come, ad una suzione imposta $s = 200kPa$ il grado di saturazione per tutte le prove tende ad aumentare, da ciò si deduce che la suzione indotta dal processo di costipamento è maggiore di quella imposta. Il $\Delta S_r \simeq 1 - 2\%$ per tutte le prove. A parità di suzione imposta si raggiungono diversi valori di equilibrio sia per S_r che per θ_w .

Fase di compressione

I risultati ottenuti dalla fase di compressione al variare di $\eta = q/(p - u_a)$ ad una suzione $s = 200kPa$ sono stati diagrammati nel piano $e - (p - u_a)$ e nel piano $e - p'$ come riportato in Fig. 4.17 e Fig. 4.18.

La fase di compressione delle prove:

- TX03 ($\eta = 0$, $p - u_{a0} = 20kPa$, $p - u_{af} = 260kPa$), evidenzia un'iniziale tratto a minore pendenza seguito da un tratto a maggiore pendenza in entrambi i piani $e - (p - u_a)$ ed $e - p'$. Il punto di snervamento, definito come il punto di intersezione delle due rette che interpolano i risultati sperimentali, nel piano $e - (p - u_a)$ è dato da $(p - u_a)c = 140kPa, q = 0kPa$, nel piano $e - p'$ è dato da $p'c = 234kPa, q = 0kPa$;
- TX04 ($\eta = 0.375$, $p - u_{a0} = 20kPa$, $p - u_{af} = 285kPa$) mostra, anche essa, un'iniziale tratto a minore pendenza seguito da un tratto a maggiore pendenza, anche se in questo caso il cambiamento di pendenza è meno brusco. Il punto di snervamento nel piano $e - (p - u_a)$ è dato da $(p - u_a)c = 166kPa, q = 62kPa$, nel piano $e - p'$ è dato da $p'c = 250kPa, q = 62kPa$;

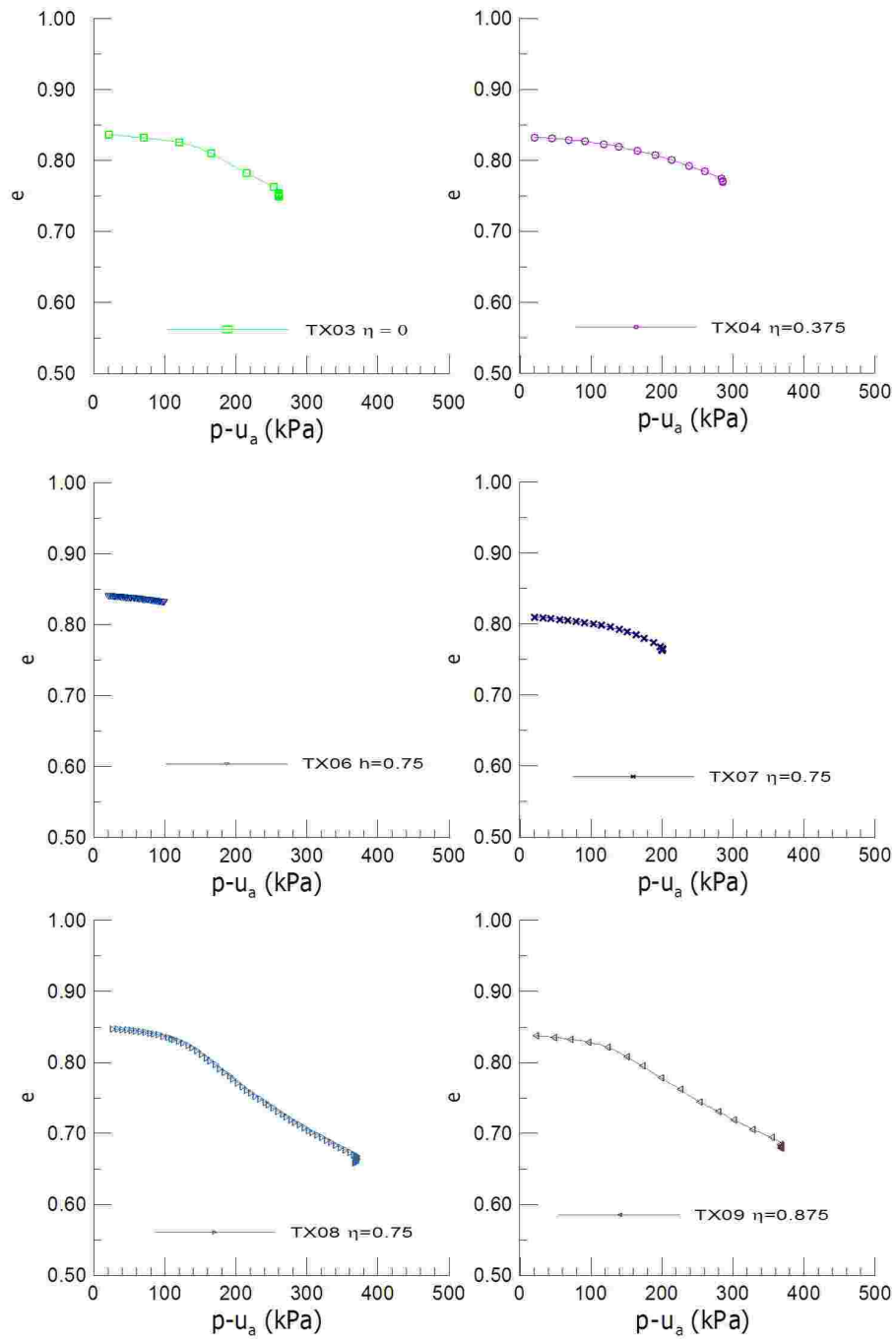


Figura 4.17. Fase di compressione: evoluzione dell'indice dei vuoti in funzione di $p - u_a$

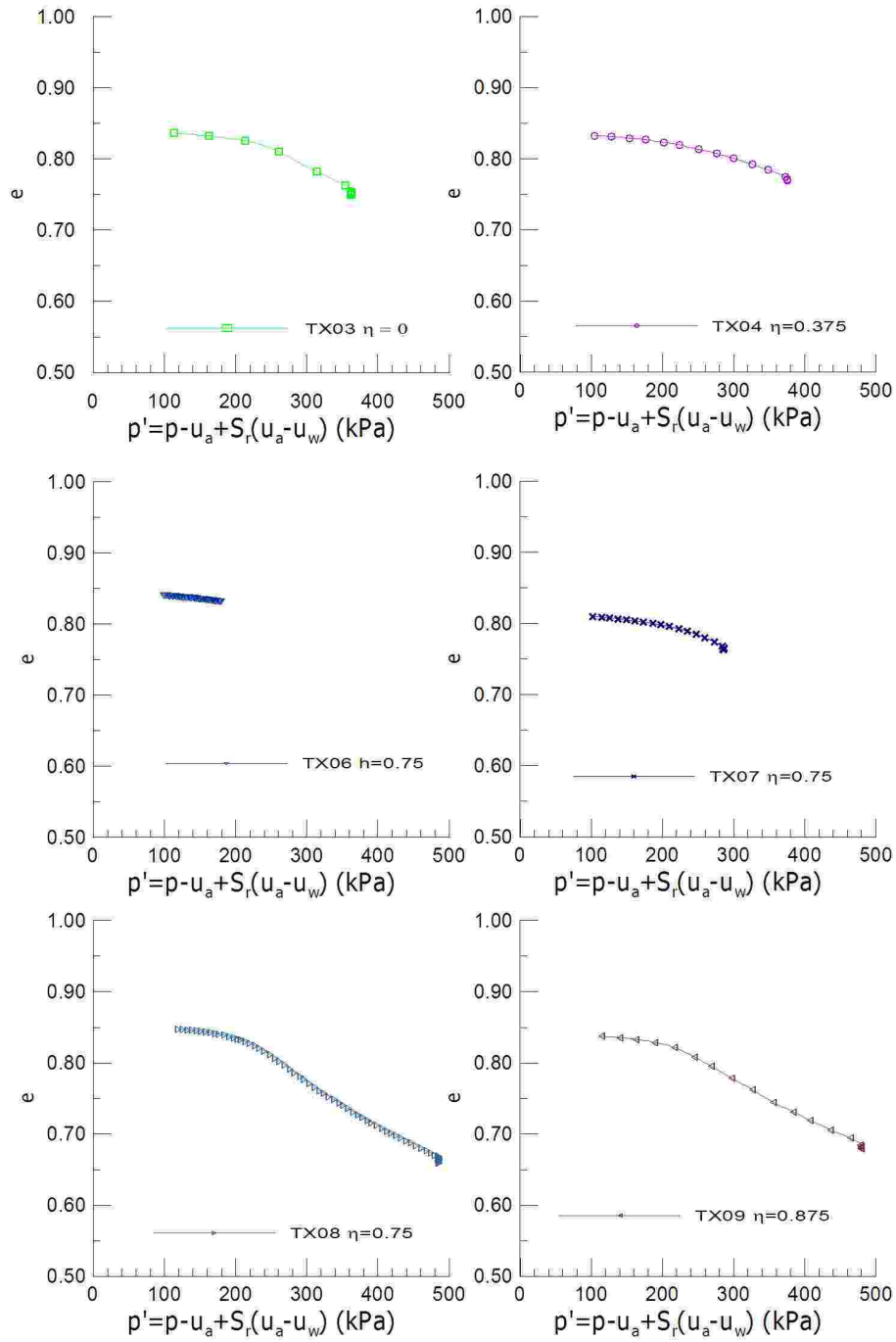


Figura 4.18. Fase di compressione: evoluzione dell'indice dei vuoti in funzione di p'

- TX07 ($\eta = 0.75$, $p - u_{a0} = 20kPa$, $p - u_{af} = 200kPa$), evidenzia un'iniziale tratto a minore pendenza seguito da un tratto a maggiore pendenza. Il punto di snervamento nel piano $e - (p - u_a)$ è dato da $(p - u_a)c = 146kPa$, $q = 110kPa$, nel piano $e - p'$ è dato da $p'c = 229kPa$, $q = 110kPa$;
- TX08 ($\eta = 0.75$, $p - u_{a0} = 20kPa$, $p - u_{af} = 370kPa$) mostra un'iniziale tratto a minore pendenza seguito da un tratto a maggiore pendenza. Il punto di snervamento nel piano $e - (p - u_a)$ è dato da $(p - u_a)c = 115kPa$, $q = 86kPa$, nel piano $e - p'$ è dato da $p'c = 208kPa$, $q = 86kPa$;
- TX09 ($\eta = 0.875$, $p - u_{a0} = 20kPa$, $p - u_{af} = 370kPa$) mostra un'iniziale tratto a minore pendenza seguito da un tratto a maggiore pendenza. Il punto di snervamento nel piano $e - (p - u_a)$ è dato da $(p - u_a)c = 118kPa$, $q = 103kPa$, nel piano $e - p'$ è dato da $p'c = 211kPa$, $q = 103kPa$;

Fase deviatorica

I risultati della fase deviatorica delle prove triassiali vengono rappresentati in termini del deviatore delle tensioni q e delle deformazioni di volume ε_v , entrambi in funzione delle deformazioni assiali ε_a ; i risultati sono anche diagrammati nel piano degli invarianti $q - (p - u_a)$, $q - p'$ e nel piano della compressibilità $e - (p - u_a)$, $e - p'$.

Dalla Fig. 4.19 si osservano i seguenti aspetti:

- nella prova TX01 ($p - u_{a0} = 10kPa$; $q_0 = 0kPa$) il provino mostra un comportamento fragile, raggiunge lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = 100kPa$, le ε_v sono inizialmente di compressione, poi di dilatazione. In corrispondenza del picco del deviatore si verifica un brusco cambiamento di pendenza della curva $\varepsilon_v - \varepsilon_a$, che probabilmente evidenzia un fenomeno di localizzazione delle deformazioni come riportato in Fig. 4.21 ;
- nella prova TX02 ($p - u_{a0} = 20kPa$; $q_0 = 0kPa$) il provino mostra un comportamento fragile, raggiunge lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = 135kPa$, le ε_v sono inizialmente di compressione, poi di dilatazione. In corrispondenza picco del deviatore si verifica, anche in questo caso, un brusco cambiamento di pendenza della curva $\varepsilon_v - \varepsilon_a$, che probabilmente evidenzia un fenomeno di localizzazione delle deformazioni come riportato in Fig. 4.21 ;
- nella prova TX05 ($p - u_{a0} = 20kPa$; $q_0 = 15kPa$) il provino mostra un comportamento duttile, raggiunge lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = -27kPa$, le ε_v sono di dilatazione;
- nella prova TX06 ($p - u_{a0} = 100kPa$; $q_0 = 75kPa$) il provino mostra un lieve picco del deviatore, raggiunge lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = 290kPa$, le ε_v sono di compressione;

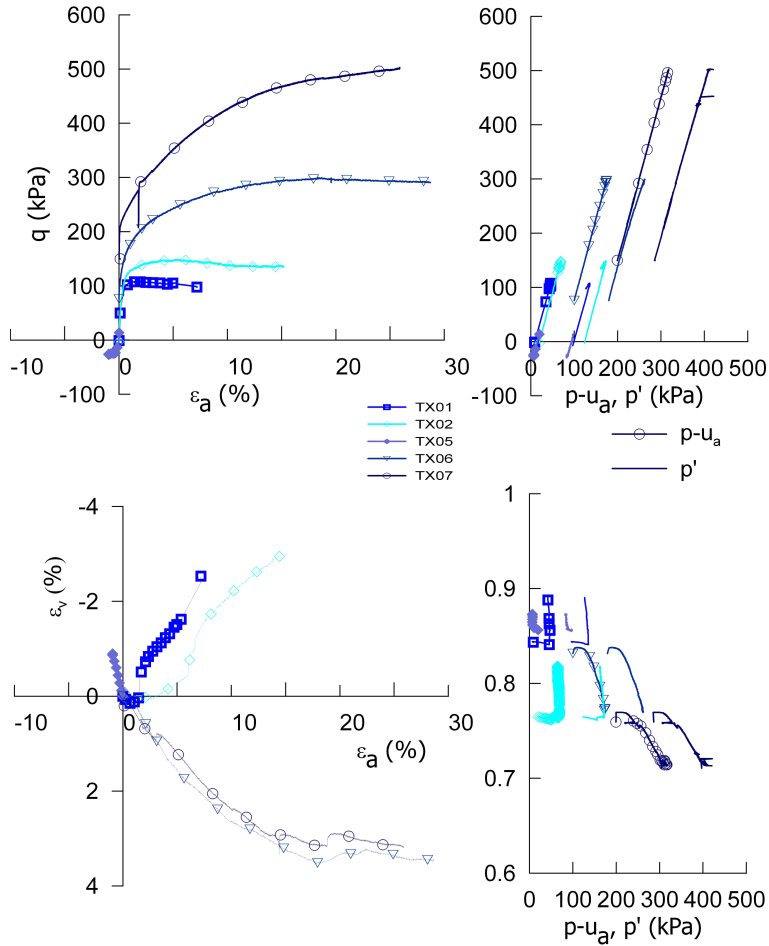


Figura 4.19. Risultati della fase deviatorica delle prove triassiali TX01-02-05-07

- nella prova TX07 ($p - u_{a0} = 200kPa; q_0 = 150kPa$) il provino mostra un comportamento duttile, raggiunge lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = 500kPa$, le ε_v sono di compressione.

Dalla Fig. 4.20 si nota come:

- nella prova TX03 ($p - u_{a0} = 260kPa; q_0 = 0kPa$) il provino non raggiunge lo stato stazionario nell'intervallo delle deformazioni $\varepsilon_a = 0 - 15\%$;
- nella prova TX04 ($p - u_{a0} = 285kPa; q_0 = 107kPa$) il provino mostra un comportamento duttile, sembra raggiungere lo stato stazionario per un valore del deviatore $q = 900kPa$, le ε_v sono i di compressione;
- nella prova TX09 ($p - u_{a0} = 285kPa; q_0 = 323kPa$) il provino non raggiunge lo stato stazionario nell'intervallo delle deformazioni $\varepsilon_a = 0 - 13\%$.

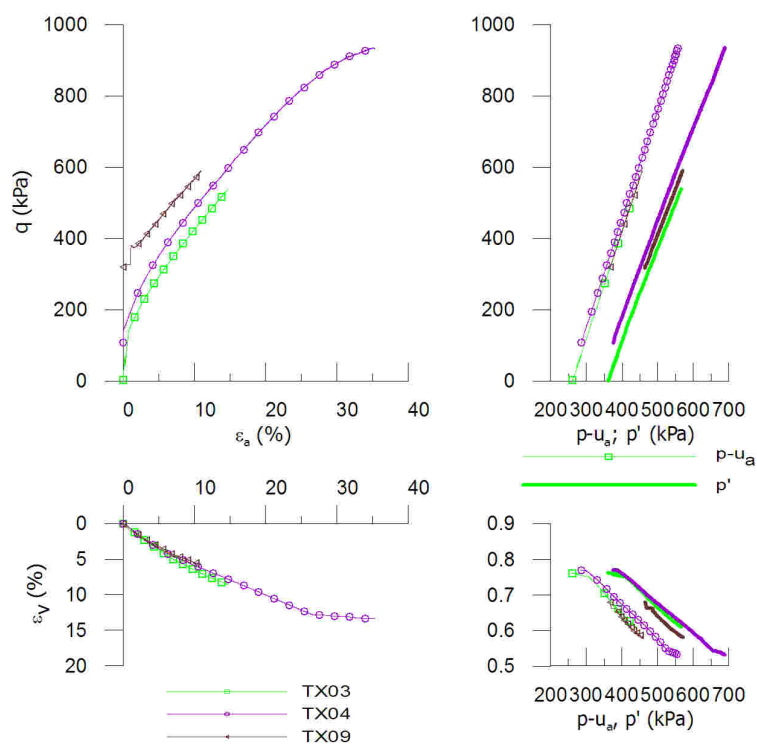


Figura 4.20. Risultati della fase deviatorica delle prove triassiali TX03-04-09

Interpretazione dei risultati

La condizione di snervamento, definita come il punto in cui c'è un brusco cambiamento della rigidità, è stata ricavata nei piani $e - (p - u_a)$, $e - p'$ per le prove TX 03-04-07-08-09, e nel piano $q - \varepsilon_a$ per le prove TX 01-02-06.

In Tab. 4.4 sono riportati i punti di snervamento ottenuti.

Tabella 4.4. punti di snervamento

prova	$(p - u_a)_c$ (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)
TX01	46	135	106
TX02	60	163	120
TX03	140	234	0
TX04	166	250	62
TX05	8	85	-25
TX06	125	204	150
TX07	146	229	110
TX08	115	208	86
TX09	118	211	103

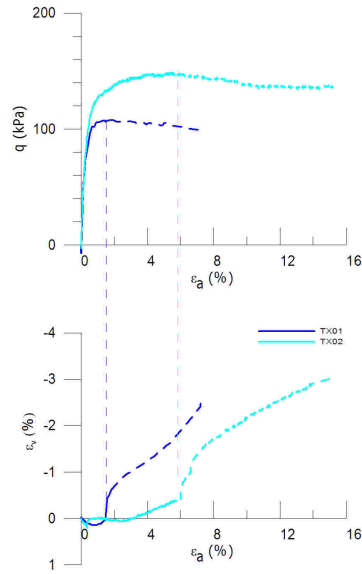


Figura 4.21. Particolare delle prove TX01-02

I punti ottenuti sono stati riportati nel piano $q - (p - u_a)$ (Fig. 4.22 e nel piano $q - p'$ (Fig. 4.23). I risultati ottenuti sono di difficile interpretazione. Per poter definire la forma e la posizione del luogo di snervamento bisogna proseguire la sperimentazione anche per diversi valori della suzione e prendere in considerazione altri criteri di snervamento (Cui et al., 1995).

Dai risultati della fase deviatorica si sono ricavati i punti di rottura sia per lo stato di picco che per lo stato stazionario (Tab. 4.5).

Tabella 4.5. condizioni di rottura

prova	$p - u_{astaz}$ (kPa)	p'_{staz} (kPa)	q_{staz} (kPa)	$p - u_{picco}$ (kPa)	p'_{picco} (kPa)	q_{picco} (kPa)
TX01	42	127	98	46	135	108
TX02	66	163	137	68	172	149
TX05	7	84	-27			
TX06	173	261	290	175	262	299
TX07	317	412	500			

Dai punti di rottura è stato ricavato l'involuppo per lo stato stazionario (Fig. 4.24) nel piano $q - (p - u_a)$.

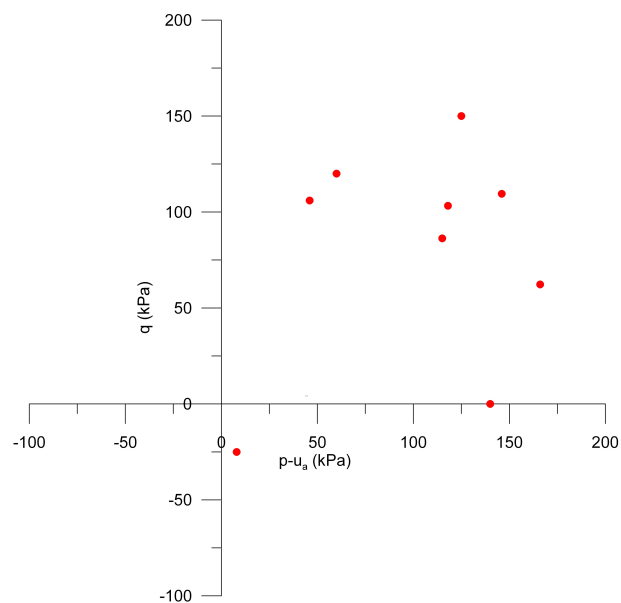


Figura 4.22. Superficie di snervamento nel piano $q - (p - u_a)$

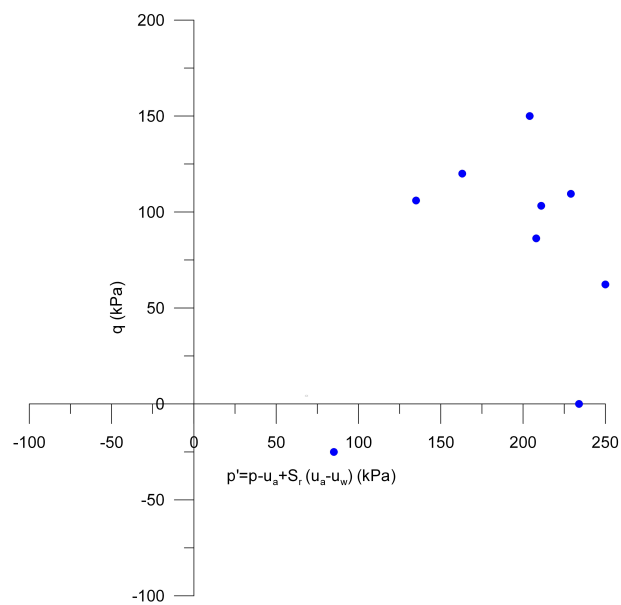


Figura 4.23. Superficie di snervamento nel piano $q - p'$

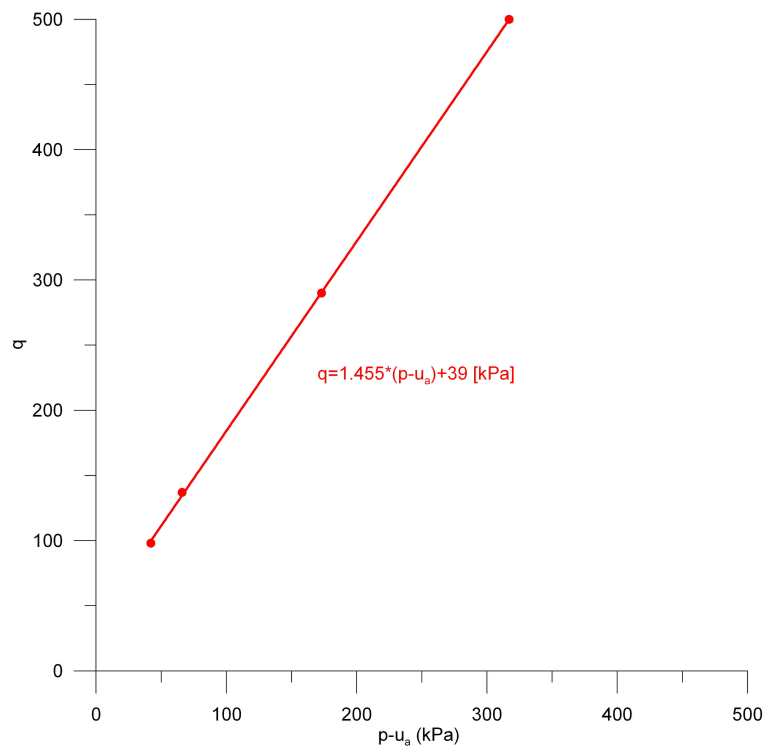


Figura 4.24. Inviluppo a rottura per lo stazionario nel piano $q - (p - u_a)$

Condizioni di equilibrio idraulico in condizioni di parziale saturazione

5.1 Introduzione

Nello studio dei terreni in condizioni di parziale saturazione riveste particolare importanza conoscere la distribuzione della pressione dell'acqua nella zona al di sopra della superficie libera della falda al variare delle condizioni idrauliche al contorno. Nel presente capitolo si vuole confrontare quanto previsto ipotizzando che la fase acqua sia sempre continua con quanto succede nella realtà. In particolare vengono presentati alcuni studi sperimentali (Tremblay, 1996) (Rezzoug et al., 2004) (Crançon et al., 2000), effettuati in laboratorio. Al fine di effettuare tale confronto sono prima richiamati alcuni concetti fondamentali che regolano il flusso in condizioni di parziale saturazione.

5.2 Curva di ritenzione idrica e pressione capillare

In condizioni di parziale saturazione sono in genere utilizzate due variabili per definire la quantità di acqua presente in un punto (volume di controllo REV per il quale tale punto ne è il centroide):

$$\theta_w = \frac{\text{volume d'acqua nel REV}}{\text{volume del REV}} = \frac{V_w}{V}; \quad 0 \leq \theta_w \leq n \quad (5.1)$$

$$S_r = \frac{\text{volume d'acqua nel REV}}{\text{volume dei vuoti nel REV}} = \frac{V_w}{V_v}; \quad 0 \leq S_r \leq 1 \quad (5.2)$$

θ_w è chiamato contenuto volumetrico d'acqua; S_r è definito grado di saturazione dell'acqua. Le due grandezze sono legate dalla relazione:

$$\theta_w = nS_r \quad (5.3)$$

dove n è la porosità ($n = \frac{V_v}{V}$).

5.2.1 Angolo di contatto e bagnabilità

Quando un liquido è in contatto con un'altra sostanza (un altro liquido immiscibile con il primo, un gas o un solido), esiste un'energia libera di interfaccia tra loro. L'energia libera di interfaccia cresce con la differenza tra l'attrazione molecolare di ciascuna fase e quella presente sulla superficie di contatto. Una superficie che possiede energia libera contrae se può farlo, l'energia libera di interfaccia si manifesta come una *tensione di interfaccia*. La *tensione di interfaccia* σ_{ik} tra due sostanze i e k è definita come la quantità di lavoro che bisogna compiere per unità di area per separare la sostanza i dalla sostanza k . La tensione di interfaccia tra aria ed acqua è pari a $\sigma_{aw} = 0.072N/m$ a $T = 20^\circ C$.

In Fig. 5.1 sono riportati due fluidi immiscibili in contatto con una superficie solida piana.

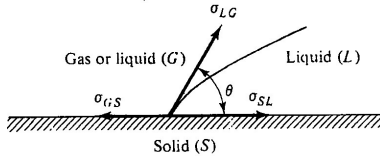


Figura 5.1. Tensioni di interfaccia

L'angolo θ detto *angolo di contatto*, è l'angolo tra la superficie solida e l'interfaccia del fluido più denso. L'equilibrio richiede che:

$$\sigma_{LG}\cos\theta + \sigma_{SL} = \sigma_{GS} \longrightarrow \cos\theta = (\sigma_{GS} - \sigma_{SL})/\sigma_{LG} \tag{5.4}$$

La eq. 5.4 è nota come equazione di Laplace. Da questa deriva che non c'è equilibrio se $(\sigma_{GS} - \sigma_{SL})/\sigma_{LG} > 1$. In questo caso il liquido L si espande sulla superficie solida (concetto di bagnabilità). Il prodotto $\sigma_{LG}\cos\theta$, detto tensione di adesione, stabilisce quale dei due fluidi (L o G) bagna il solido o meglio vi aderisce e si espande su di esso. Quando $\theta < 90^\circ$, il fluido (L in Fig. 5.1) bagna il solido ed è detto *fluido bagnante*. Quando $\theta > 90^\circ$, il fluido (G in Fig. 5.1) bagna il solido ed è detto *fluido non bagnante*. Nei terreni parzialmente saturi (aria-acqua), l'acqua è il fluido bagnante e l'aria il fluido non bagnante. La tensione di interfaccia e la bagnabilità possono essere diversi quando un'interfaccia fluido-fluido (interfaccia aria-acqua) avanza o recede su una superficie solida. Questo fenomeno è chiamato isteresi.

In un terreno parzialmente saturo è possibile definire tre intervalli tra i limiti $0 \leq S_w \leq 1$. In Fig. 5.2 sono riportati i tre possibili stati dell'acqua in un terreno granulare. Per bassi valori di S_w (Fig. 5.2a) l'acqua forma degli anelli, detti *anelli pendolari*, intorno ai punti di contatto tra i granuli. Per bassi valori di S_r tali anelli sono isolati e l'acqua è presente nel terreno in forma non continua, a eccezione di un sottile strato (dell'ordine molecolare) sulla superficie solida. Praticamente la trasmissione della pressione tra un anello e l'altro avviene attraverso l'aria umida. In Fig. 5.2b è riportato un anello pendolare tra due sfere. Per questo caso ideale è

possibile relazionare il volume dell'anello con il raggio di curvatura dell'interfaccia aria-acqua; quest'ultima è legata alla pressione capillare (Par. 5.2.2).

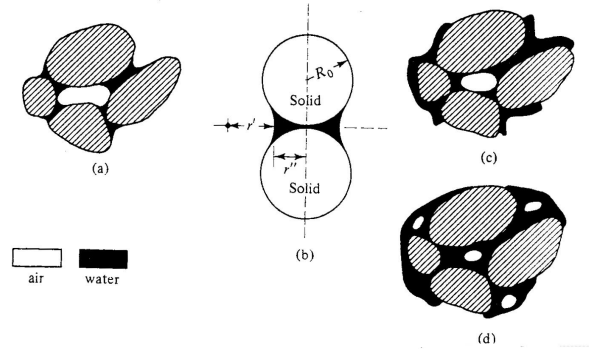


Figura 5.2. Possibili stati dell'acqua in un terreno

All'aumentare del grado di saturazione, l'anello pendolare si espande fino a formare una fase acqua continua. La saturazione a cui questo avviene è detta *saturazione di equilibrio dell'acqua*. Al di sopra di tale valore critico, la saturazione è detta *funicolare* ed è consentito il flusso dell'acqua (Fig. 5.2c). In questo intervallo sia la fase acqua che la fase aria sono continue. All'aumentare ulteriore del grado di saturazione, la fase aria diventa discontinua ed è presente soltanto in forma di bolle nei pori più grandi (Fig. 5.2d). L'aria è presente in uno *stato di saturazione insulare*. Una bolla di aria, in questo stato, può essere rimossa solo se la differenza di pressione applicata nella fase acqua è tale da comprimerla. Se la fase aria non è presente nello spazio dei vuoti si ha completa saturazione.

5.2.2 Pressione capillare

Quando due fluidi immiscibili (aria e acqua in questo caso) sono in contatto, esiste una discontinuità di pressione all'interfaccia che li separa. Ciò è conseguenza della tensione di interfaccia che esiste tra due fasi in contatto. La differenza di pressione esistente dipende dalla curvatura dell'interfaccia in quel punto (che a sua volta dipende dal grado di saturazione). In questo caso il punto è inteso da un punto di vista microscopico. La differenza in pressione è chiamata *pressione capillare* (p_c)

$$p_c = p_{aria} - p_{acqua} \tag{5.5}$$

dove le pressioni sono considerate nelle due fasi al manifestarsi dell'interfaccia nelle rispettive fasi. In generale in un sistema bi-fase, p_c è la differenza tra la pressione della fase non bagnante e di quella bagnante. Esistono diversi modi per ricavare la relazione tra la curvatura, la tensione di interfaccia e le pressioni, o più in generale le tensioni, in due fluidi separati da interfaccia. In tutti metodi, l'interfaccia è considerata come un corpo materiale (bi-dimensionale) con sue proprietà reologiche. Il suo comportamento è simile a quello di una membrana in

tensione in contatto con i due fluidi adiacenti. Sotto questa ipotesi, l'equilibrio della tensione di interfaccia porta alla conclusione che la sua componente normale sia discontinua. In Fig. 5.3 è riportato un elemento infinitesimale dell'interfaccia curva aria-acqua.

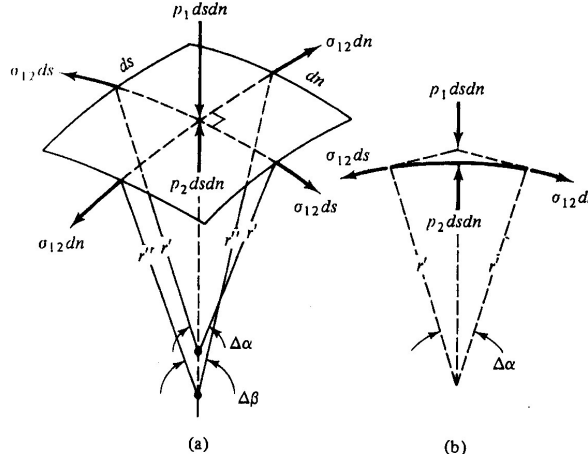


Figura 5.3. Equilibrio all'interfaccia aria-acqua

Assumendo che la tensione di interfaccia, σ_{12} , sia costante dall'equilibrio delle forze sull'elemento si ottiene che

$$p_c = p_2 - p_1 = \sigma_{12}(1/r' + 1/r'') = 2\sigma_{12}/r^* \tag{5.6}$$

dove r^* è il raggio di curvatura medio definito come $2/r^* = 1/r' + 1/r''$. La eq. 5.6 è nota come formula di Laplace per la pressione capillare. La pressione capillare è una misura del mezzo poroso parzialmente saturo di assorbire acqua o repellere aria. In geotecnica il valore negativo dell'altezza di risalita capillare è detto suzione. Un semplice modello per capire che cosa accade nello spazio dei vuoti è l'acqua in un tubo capillare (che simula lo spazio vuoto tra i grani) riportato in Fig. 5.4.

Nell'acqua al di sotto del menisco la pressione p_w è data da

$$p_c = p_{aria} - p_w; p_w = -p_c; p_{aria} = 0 \tag{5.7}$$

La pressione dell'acqua è negativa lungo il tubo fino alla superficie $p_w = 0$. In Fig. 5.5 è riportato cosa accade al contatto tra l'interfaccia aria-acqua e il terreno (in confronto con il contatto aria-acqua-vetro in in Fig. 5.4). Dall'equilibrio delle forze agenti su una colonna d'acqua in un tubo capillare di Fig. 5.4 di ottiene

$$h_c \pi R^2 \rho g = 2\pi R \sigma \cos\theta; h_c = 2\sigma \cos\theta / (R\rho g) \tag{5.8}$$

dove σ è la tensione superficiale e ρ è la densità dell'acqua ($\equiv \rho_w$). Ponendo il raggio di curvatura medio r^* , pari a $R/\cos\theta$, si ottiene dalla eq. 5.6

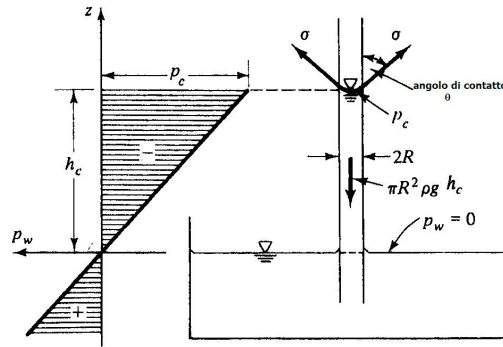


Figura 5.4. Tubo capillare

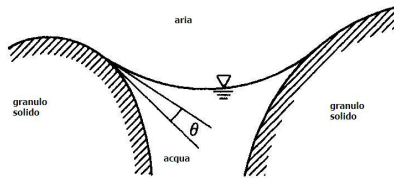


Figura 5.5. Contatto in un anello pendolare

$$h_c = p_c / \rho g \tag{5.9}$$

detta altezza di pressione capillare. Per $p_a = 0$, si ottiene $h_c = -p_w / \gamma_w$. Come nel caso di flusso in terreni in condizioni di completa saturazione si può definire l'altezza piezometrica $\phi = z + p_w / \gamma_w$ in ogni punto del dominio di flusso.

5.2.3 Ritenzione idrica

In Fig. 5.6 sono riportate le diverse fasi di drenaggio dell'acqua da un terreno completamente saturo (1-5) e di una fase di successiva imbibizione (6-7).

La fase iniziale è denotata con 1. I menischi (interfacce) si formano quando l'acqua inizia a drenare. Il raggio di curvatura delle interfacce dipende dalla suzione. Al proseguire del drenaggio le interfacce si approfondiscono e aumentano la curvatura. All'aumentare della suzione che le interfacce devono mantenere corrisponde una maggiore curvatura. Queste sono fasi di equilibrio dinamico in transitorio e l'acqua continua a drenare fino a che non raggiunge una condizione di equilibrio al variare della suzione. Se tutti i pori fossero uguali all'aumentare della suzione dovrebbe drenare tutta l'acqua nel terreno. In realtà parte dell'acqua rimane nel terreno sotto forma di anelli pendolari. Alcuni di essi sono parzialmente isolati, la

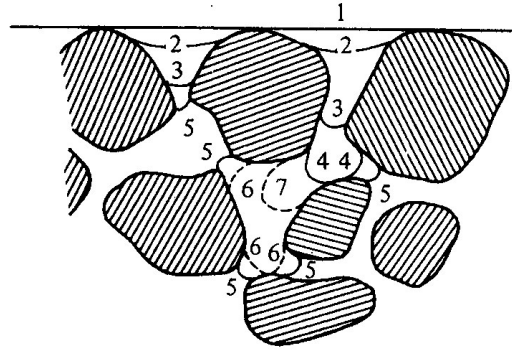


Figura 5.6. Fasi di drenaggio (dopo Childs, 1969)

pressione è dipendente dalla fase vapore. In generale, i pori hanno diverse dimensioni e non sono svuotati allo stesso modo per una stessa suzione. I pori più larghi si svuotano per suzioni minori mentre i pori più stretti sono in grado di supportare interfacce con curvature maggiori e si svuotano per suzioni più alte. In un processo inverso (imbibizione) si riduce la suzione per riempire i pori (transizione dalla fase 5 alle fasi 6-7 Fig. 5.6). Le interfacce diventano meno curve.

In Fig. 5.7 sono riportati alcuni esempi di curve di drenaggio $p_c = p_c(S_r)$ o $h_c = h_c(S_r)$.

Il punto A nella Fig. 5.7a è l'altezza capillare critica h_{cc} . L'acqua nei terreni non inizia a drenare fino a che non è raggiunta l'altezza capillare critica (o valore di ingresso d'aria se espresso in termini di pressione). All'aumentare di h_c si ha una riduzione di θ_w , associata al ritrarsi dei menischi nei pori dalla superficie esterna del provino. Quando è raggiunto il valore critico h_{cc} , i pori più grandi iniziano a drenare. La pendenza della curva di ritenzione, il valore di soglia della pressione, dipendono dalla granulometria e dalla forma dei pori del mezzo poroso (Fig. 5.7). Al progredire del drenaggio una parte di acqua rimane nel terreno anche per pressioni molte elevate (sotto forma di anelli pendolari isolati). Questo valore di θ_w , indicato con θ_{w0} è detto contenuto d'acqua residuo. In termini di grado di saturazione, è indicato con $S_{r0}(= \theta_{w0}/n)$ è detto grado di saturazione residuo (Fig. 5.7a).

Se si effettua un ciclo di imbibizione si osserva che la curva $h_c = h_c(\theta_w)$ differisce da quella ottenuta durante il drenaggio, tale fenomeno è chiamato isteresi. L'isteresi dipende essenzialmente da due fenomeni. Il primo, detto *effetto inchiostro nella bottiglia* (Fig. 5.8a) dipende dal fatto che l'acqua per entrare nei pori più stretti richiede un incremento locale di suzione. Nel terreno in questa fase (Fig. 5.6) si verifica un fenomeno di instabilità e l'acqua non può avanzare fino a che l'intero poro non è riempito. L'equilibrio può essere ottenuto per valori diversi di θ_w . Il secondo effetto, detto *effetto goccia di pioggia*, l'angolo di contatto di un interfaccia che avanza è diverso da quello di una che recede. Un'altra causa dell'isteresi è l'aria intrappolata.

La Fig. 5.9 mostra l'isteresi nella relazione $h_c = h_c(\theta_w)$. Le curve principali di drenaggio e di imbibizione formano un ciclo chiuso. In terreni a grana fine,

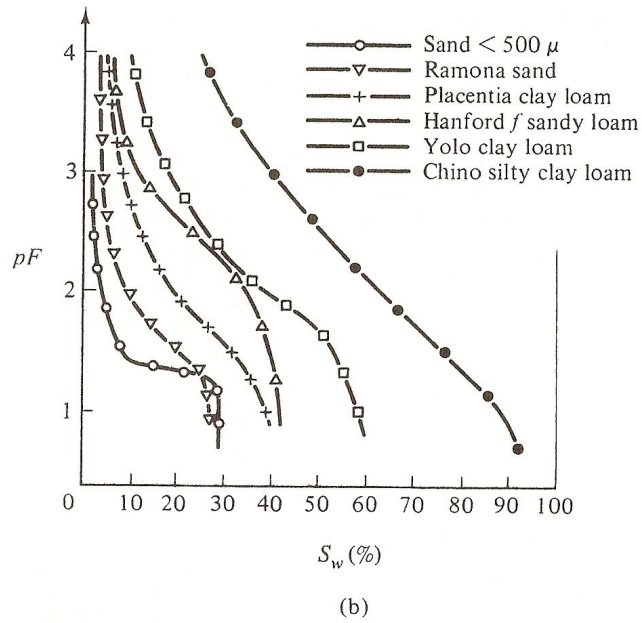
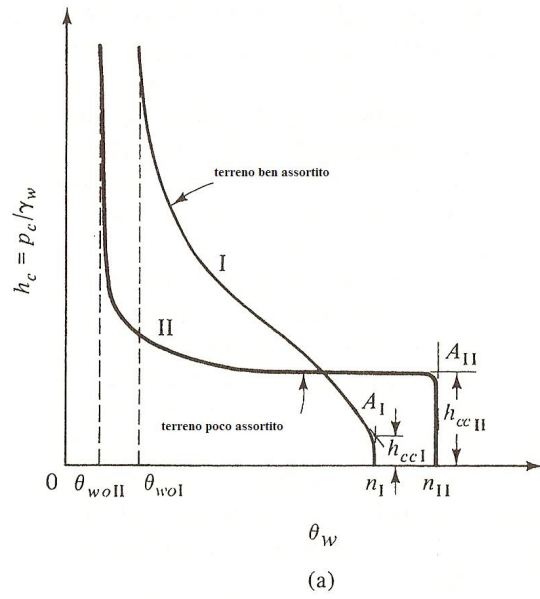


Figura 5.7. Tipiche curve di ritenzione durante il drenaggio (a) curve schematiche (b) curve ottenute durante l'essiccamento (dopo Richards e Weaver, 1944)

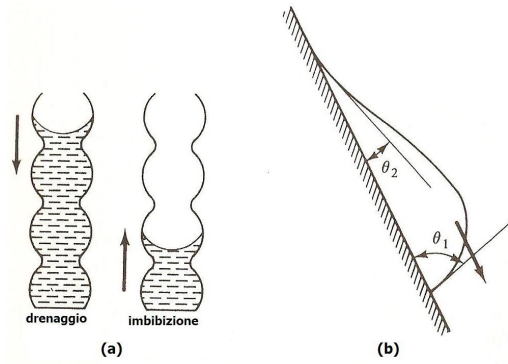


Figura 5.8. Fattori che causano l'isteresi (a) effetto inchiostro (b) effetto goccia di pioggia

l'effetto indicato in Fig. 5.9, come aria intrappolata, può essere causato anche da subsidenza o ritiro (Bear, 1972) (Bear, 1979).

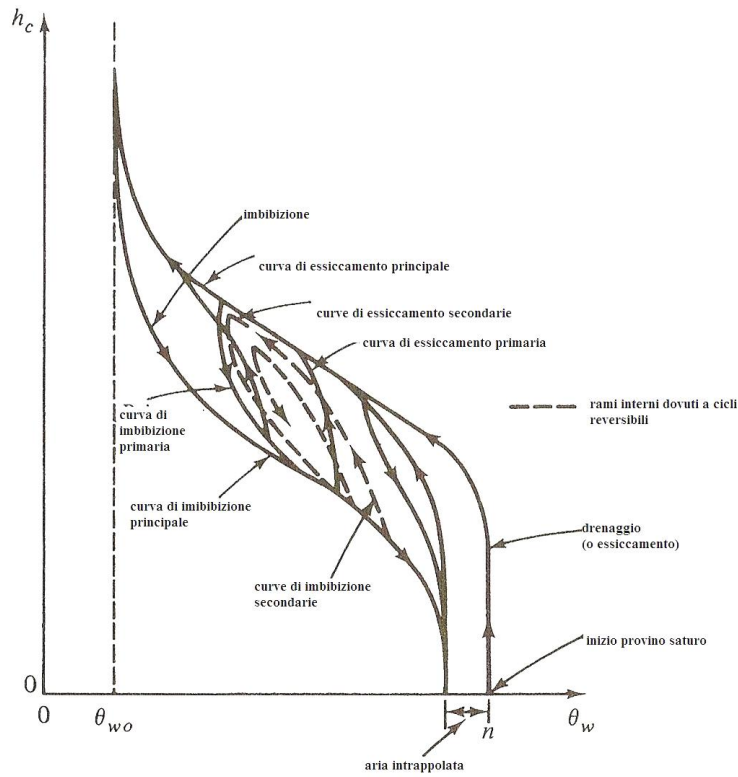


Figura 5.9. Isteresi della curva $h_c = h_c(\theta_w)$ per un terreno a grana grossa

La curva di ritenzione può essere ottenuta utilizzando diverse apparecchiature in laboratorio. Ad esempio, (Par. 4.3.3), l'edometro a suzione controllata. Ogni punto rappresentativo della CRI è un punto di equilibrio. In un terreno parzialmente saturo, all'equilibrio l'altezza piezometrica, ϕ , è la stessa. Presi due punti 1 e 2 con p_{c1} , ϕ_1, p_{c2} , ϕ_2 rispettivamente. Si ottiene

$$\phi_1 = z_1 + \frac{p_{w1}}{\gamma_w} \quad \phi_2 = z_2 + \frac{p_{w2}}{\gamma_w} \quad \gamma_w = \text{cost.} \quad (5.10)$$

Ponendo $\phi_1 = \phi_2$, la pressione dell'aria uguale a quella atmosferica, si ottiene

$$z_1 - z_2 = \frac{p_{w2} - p_{w1}}{\gamma_w} = \frac{p_{c1} - p_{c2}}{\gamma_w}; \quad (5.11)$$

Se $z_2 = 0$ è preso come punto di riferimento per la superficie libera, $p_{c2} = 0$, e posto $z_1 \equiv z$, $p_{c1} \equiv p_c$, si ottiene

$$z = p_{c1}(S_w)/\gamma_w \quad z = z(S_w) = h_c \quad (5.12)$$

Ne consegue che immediatamente al di sopra della superficie libera ($p_w = 0$) si ha una zona sostanzialmente satura fino al raggiungimento di una certa suzione (valore di ingresso d'aria) oltre tale valore si ha una massiccia riduzione del contenuto d'acqua a cui corrisponde una piccola crescita della risalita capillare. Questa zona contiene gran parte dell'acqua presente nella zona di aerazione. Dalla Fig. 5.7a e b è evidente come tutto ciò accade con maggiore chiarezza per un terreno poco assortito o a grana grossa. Questo fenomeno è simile alla risalita in un tubo capillare per questo la zona al di sopra della superficie libera è chiamata frangia capillare (Fig. 5.10). La frangia capillare è la zona immediatamente al di sopra della superficie libera nella quale parte dei vuoti sono pieni di acqua che ha una pressione minore di quella atmosferica e che è continua con l'acqua al di sotto della superficie libera (Meinzer 1926). La frangia capillare è tipicamente satura fino ad una certa distanza dalla superficie libera poi progressivamente di desatura fino ad un limite superiore. Tale limite superiore viene spesso fissato arbitrariamente. Ad esempio può essere definito come l'altezza alla quale il 50% dei pori è riempito con acqua.

5.2.4 Capacità residua

La capacità residua (θ_{w0}) è definita come quel valore del contenuto d'acqua che rimane in un unità di volume di terreno quando il drenaggio per gravità termina. È difficile stabilire quando un processo di drenaggio per gravità termina in un terreno parzialmente saturo. La capacità residua di un terreno dipende dalla struttura, dalla granulometria etc. e naturalmente dalla elevazione rispetto alla superficie libera. Inoltre nella zona adiacente al piano campagna l'equilibrio è governato da fenomeni quali la presenza di vegetazione e la variazione delle condizioni climatiche. La capacità residua è l'equivalente del contenuto d'acqua residuo soltanto che si riferisce a problemi in sito. Il complemento della capacità residua è la porosità effettiva pari a $n_e = n - \theta_{w0}$ definita come il volume d'acqua drenato per gravità da un'unità di volume del terreno saturo. In ogni punto una volta che il processo di drenaggio ha raggiunto l'equilibrio rimane una certa quantità di acqua nel terreno.

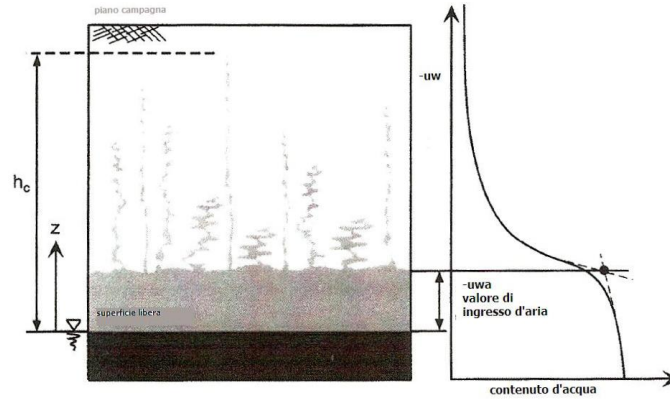


Figura 5.10. Modello di risalita capillare associata alla curva di ritenzione (Lu & Likos, 2004)

Questa quantità può essere utilizzata per definire il contenuto d'acqua non drenato $\theta_r(z, t)$ e la porosità aerata $n_a(z, t)$ (Fig. 5.11). Entrambi θ_r e n_a variano con la distanza dalla superficie libera e quando l'altezza di quest'ultima varia dal tempo (Zaslavsky e Irmay 1968).

5.2.5 Limite specifico

Il limite specifico è definito come il volume d'acqua per unità di area del terreno, drenato da una colonna di terreno che si estende dalla superficie libera al piano campagna, per unità di abbassamento della superficie libera. La complementare quantità di acqua che rimane nel terreno si chiama ritenzione specifica. Esprimendo il tutto in termini di contenuto volumetrico d'acqua in ogni istante si ha

$$\theta_{wy} + \theta_{wr} = n \quad (5.13)$$

dove θ_{wy} è il limite specifico, θ_{wr} è la ritenzione specifica. Dalle eq. 5.14 dividendo per la porosità si ottiene la relazione in termini di grado di saturazione

$$S_{wy} + S_{wr} = 1 \quad (5.14)$$

Anche la ritenzione specifica è un concetto riferito al sito, ottenuto mediando ciò che succede in un terreno naturale nella zona di aerazione quando la superficie libera viene abbassata. In Fig. 5.12 è riportato l'effetto della profondità e del tempo sul limite specifico.

Dalla Fig. 5.12 si ottiene

$$S_y(d', d'') = \frac{1}{(d'' - d')} \left[n(d'' - d') + \int_{z'=0}^{z'=d'} \theta'(z', t) dz' - \int_{z'=0}^{z'=d''} \theta''(z'', t) dz'' \right] \quad (5.15)$$

dove $S_y \equiv \theta_{wy} = nS_{wy}$. Il volume d'acqua drenato è indicato con la linea tratteggiata nella Fig. 5.12(c). Per un terreno omogeneo ed isotropo le due curve

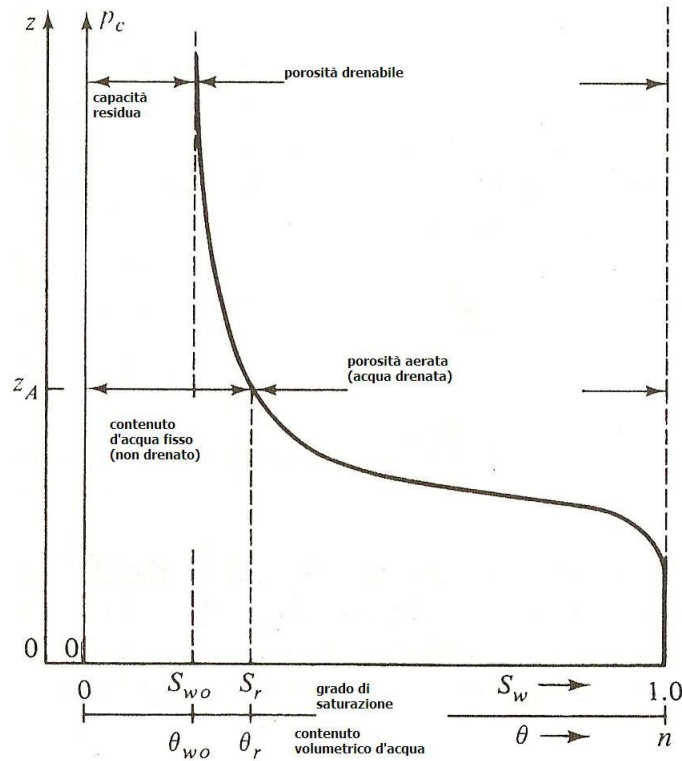
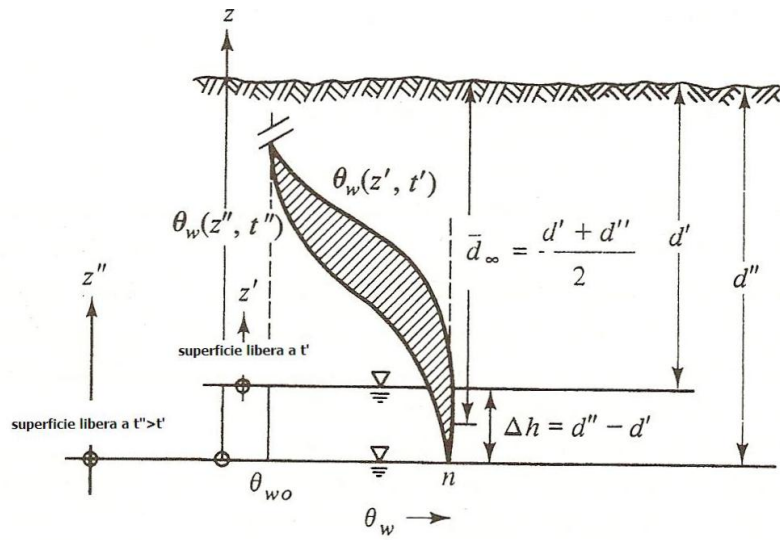


Figura 5.11. Capacità residua e porosità effettiva

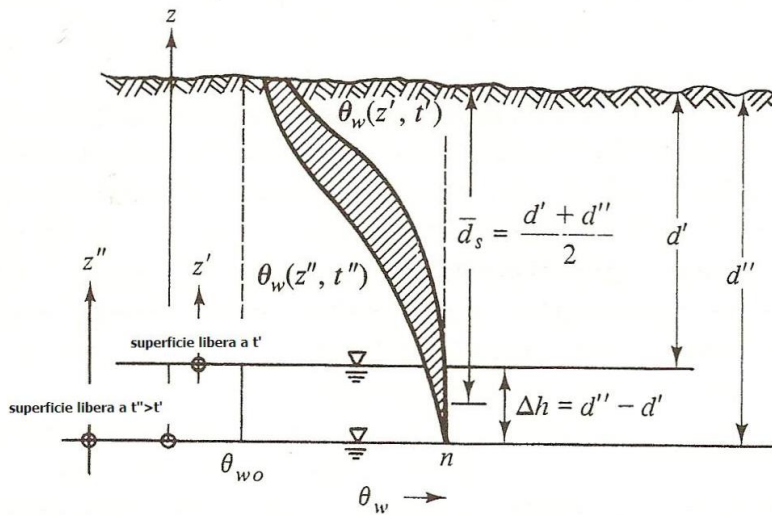
$\theta'_w = \theta'_w(z', t')$ e $\theta''_w = \theta''_w(z'', t'')$ hanno una forma simile. Se d' e d'' sono molto profondi si ha

$$S_{y\infty} = n - \theta_{w0} = n(1 - S_{w0}) \quad (5.16)$$

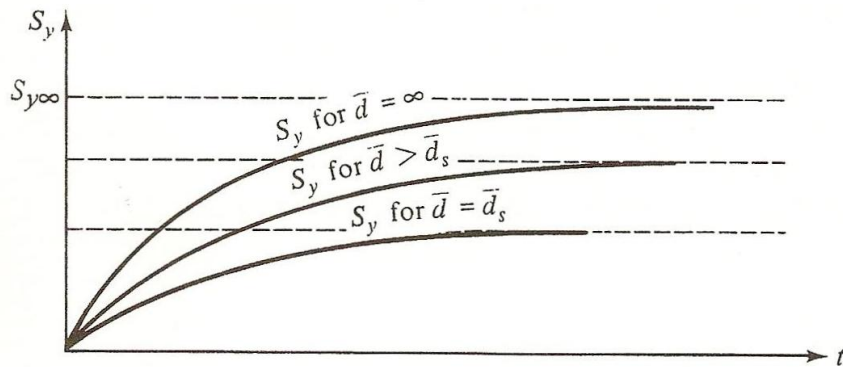
Quindi per un terreno omogeneo e isotropo e con una falda molto profonda, la ritenzione specifica è identica al limite specifico. Nei processi di drenaggio o di infiltrazione l'equilibrio viene raggiunto dopo un certo tempo (ritardo) che dipende dalle caratteristiche del terreno quali la permeabilità che a sua volta nei terreni parzialmente saturi dipende dal grado di saturazione. Un innalzamento o un abbassamento della superficie libera della falda Δh induce un cambiamento del profilo di contenuto d'acqua che non avverrà istantaneamente ma in un tempo necessario a raggiungere il nuovo equilibrio. Anche se al di sopra della frangia capillare ($S_w \leq 0.5$) l'acqua è presente sotto forma di anelli pendolari, per cui le variazioni idrauliche al contorno quali variazioni della superficie libera della falda non sono trasmesse come se la fase acqua fosse continua.



(a) superficie libera profonda



(b) superficie libera poco profonda



(c)

Figura 5.12. Effetto del tempo e della profondità sul limite specifico

5.3 Alcune evidenze sperimentali

Al fine di capire fino a che altezza dalla superficie libera della falda sia possibile ritenere continua la fase acqua, ossia fino a che altezza si trasmettono le variazioni di pressione indotte (legate alla curva di ritenzione idrica) dalle variazioni delle condizioni idrauliche al contorno quali abbassamento o innalzamento della superficie libera sono riportate due esperienze di laboratorio sull'altezza di risalita capillare:

1. una colonna d'infiltrazione in cui viene abbassata la superficie libera della falda a partire da condizioni di completa saturazione (Tremblay 1996);
2. alcune sperimentazioni in centrifuga finalizzata allo studio delle leggi di scala per l'altezza di risalita capillare al variare di N (Rezzoug et al. 2004; Crançon et al. 2000)

5.3.1 Colonna d'infiltrazione Tremblay 1996

Prova 1- Sabbia

La colonna di infiltrazione utilizzata (Tremblay, 1996), la relativa strumentazione utilizzata e la granulometria del terreno oggetto di studio sono riportate in Fig. 5.13

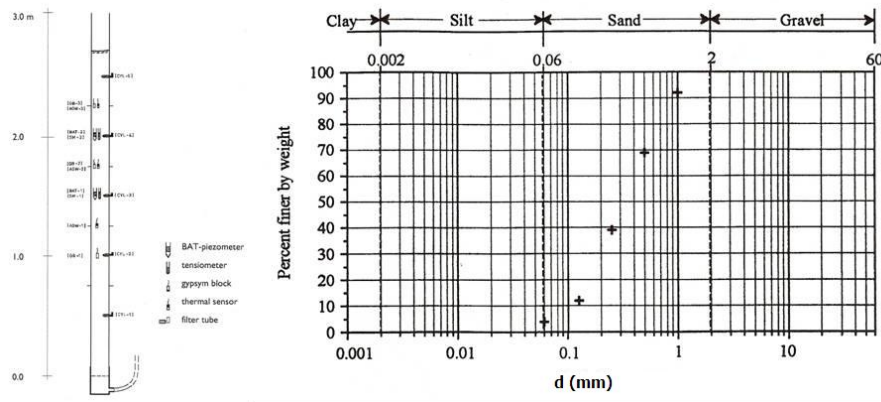


Figura 5.13. Strumentazione utilizzata e granulometria del terreno oggetto di studio

Il terreno è una sabbia con la permeabilità $k \simeq 1 \cdot 10^{-6} m/s$. In Fig. 5.14 è riportata la curva di ritenzione idrica relativa a cicli di imbibizione ed essiccamento.

L'altezza della colonna di terreno è di $h = 2.6m$. Il livello d'acqua iniziale, misurato dalla base della colonna è pari a $h_w = 2.6m$. La prova è consistita nell'abbassare h_w in due fasi: nella fase 1 (step1) di $1m$ quindi $h_{w1} = 1.6m$, nella fase 2 (step2) di $1.2m$ ossia $h_{w1} = 0.4m$. In Fig. 5.15 sono riportate le misure effettuate durante la prova.

Tutti gli strumenti misurano correttamente l'abbassamento della superficie libera durante la prima fase ad eccezione di CYL5 probabilmente dovuto ad una

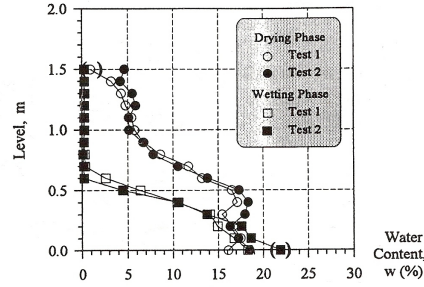


Figura 5.14. Curva di ritenzione idrica della sabbia

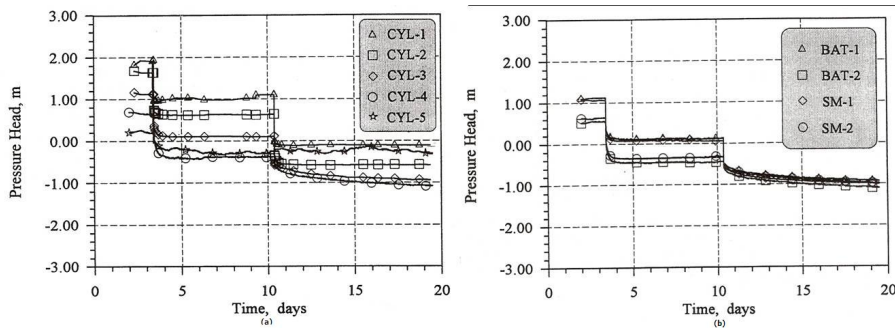


Figura 5.15. Misure effettuate durante la prova 1

perdita di contatto dello strumento. Nella fase 2 i due trasduttori nella parte bassa della colonna misurano un caduta di pressione pari a quella imposta (CLY1-2), mentre quelli nella parte alta (CLY3-4-5) della colonna si stabilizzano per valori di altezza piezometrica maggiori di quella imposta (Fig. 5.15 (a)). Lo stesso andamento è confermato dalla misura dei tensiometri e piezometri in Fig. 5.15(b).

Prova 2- Limo con sabbia

La colonna di infiltrazione utilizzata, la relativa strumentazione utilizzata e la granulometria del terreno oggetto di studio sono riportate in Fig. 5.16

Il terreno è un limo con sabbia, la permeabilità $k \simeq 1 \cdot 7 \cdot 10^{-7} m/s$. In Fig. 5.17 è riportata la curva di ritenzione idrica relativa a un ciclo di essiccamento (effettuato su una colonna di $h_c = 3m$).

L'altezza della colonna di terreno su cui è stata effettuata la è di $h = 2.7m$. Il livello d'acqua iniziale, misurato dalla base della colonna è pari a $h_w = 2.7m$. La prova è consistita nell'abbassare h_w in tre fasi: nella fase 1 (step1) di $0.7m$ quindi $h_{w1} = 2m$, nella fase 2 (step2) di $0.65m$ ossia $h_{w1} = 1.35m$, nella fase 3 (step3) di $0.9m$ quindi $h_{w3} = 0.45m$. In Fig. 5.18 sono riportate le misure effettuate durante la prova.

Tutti gli strumenti mostrano una diretta corrispondenza con l'abbassamento di h_w durante tutte le fasi ad eccezione di CYL5. I risultati della prova 2 differiscono

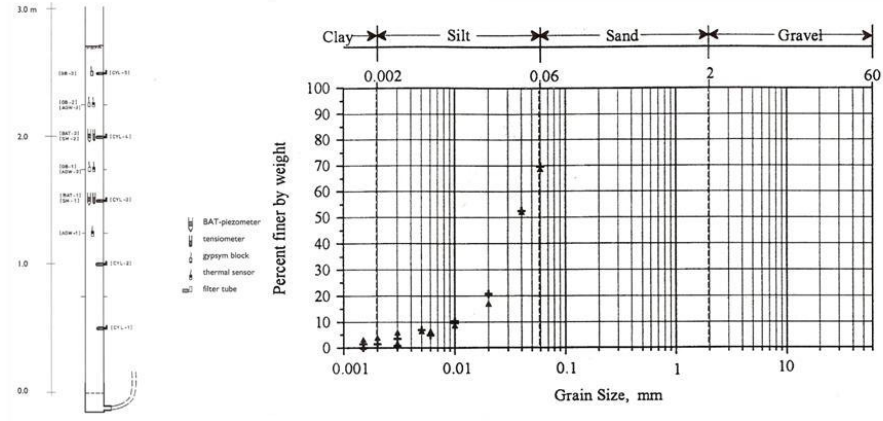


Figura 5.16. Strumentazione utilizzata e granulometria del terreno oggetto di studio

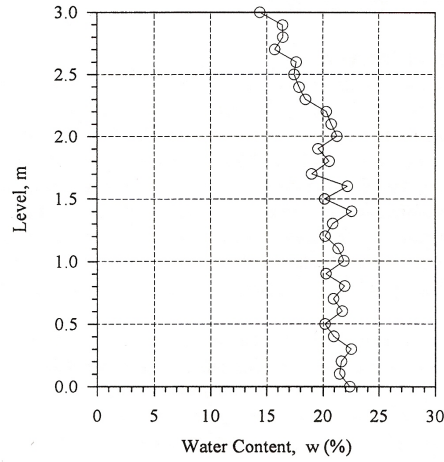


Figura 5.17. Curva di ritenzione idrica del limo con sabbia

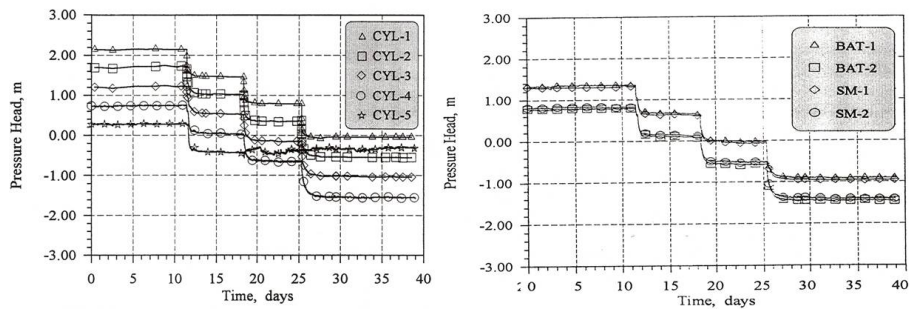


Figura 5.18. Misure effettuate durante la prova 2

da quelli della prova 1, nella quale soltanto gli strumenti nella parte bassa del modello mostrano una diretta corrispondenza con le variazioni di h_w in particolare nella fase 2.

Questo diverso comportamento può essere spiegato sulla base della curva di ritenzione dei due terreni. Dalla Fig. 5.17 si osserva il limo con sabbia mostra un valore di ingresso d'aria di $\simeq 20kPa$, questo significa che la zona al di sopra della superficie libera è praticamente satura anche quando h_w viene abbassato di $2m$. Mentre dalla Fig. 5.14 si può stimare un valore di ingresso d'aria pari a $\simeq 3 - 4kPa$. Gli strumenti posti fino ad $1m$ di altezza dalla base del modello mostrano una diretta corrispondenza con le variazioni di h_w , mentre quelli al di sopra misurano valori di h_w più alti. Probabilmente perchè l'acqua presente nella zona in alto non è in perfetto contatto con l'acqua presente nella zona satura. Questi risultati mostrano che la distribuzione della pressione dell'acqua al di sopra della frangia capillare non è controllata (esclusivamente) dalla posizione della superficie libera. La reale difficoltà è di riuscire a stabilire il limite fino al quale si estende la frangia capillare.

5.3.2 Altezza di risalita capillare in centrifuga

Rezzoug et al. 2004

Lo scopo di tale studio è stato quello di valutare l'altezza di risalita per capillarità per diversi valori di N lungo processi di imbibizione. In Fig. 5.19 è riportata la strumentazione utilizzata. In questi esperimenti la superficie libera della falda è stata fissata nella prima parte della prova (attraverso l'utilizzo della camera di Mariotte) ad un livello costante nella parte bassa della colonna. La posizione della superficie libera e del fronte bagnato sono state osservate attraverso le due macchine fotografiche. L'altezza di risalita per capillarità è stata definita come la differenza tra l'altezza del fronte bagnato e quella della superficie libera.

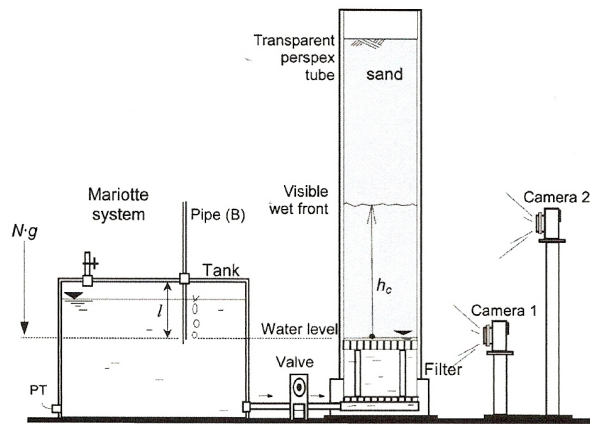


Figura 5.19. Strumentazione utilizzata per una colonna d'infiltrazione in centrifuga

In Fig. 5.20 sono riportate le caratteristiche fisiche e geometriche delle prove effettuate a vari N e la granulometria del terreno oggetto di studio, la sabbia di Congleton.

Test program (g level)	32	24	16	8	1 g
Density of the sand samples for Figs. 7–11 (g/cm^3)	1.64	1.71	1.69	1.68	1.54
Sand sample heights (cm)	15	20	30	60	140
Phreatic surface heights x_0^m (model cm)	2.3	3	5	9	10
Phreatic surface heights x_0^p (prototype cm)	73.6	72	80	72	10

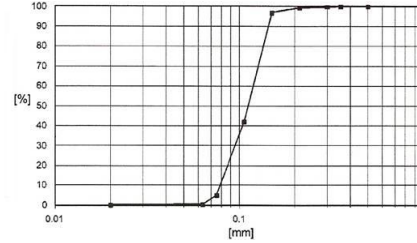


Figura 5.20. Caratteristiche fisiche e geometriche dei provini e granulometria

In Fig. 5.21 sono riportati i risultati delle prova a diversi N (livelli di g) sia nel piano $h_c - t$ del modello, sia nel piano del prototipo $h_c N - t N^2$. La prova a $1g$ mostra che $h_c \simeq 52cm$.

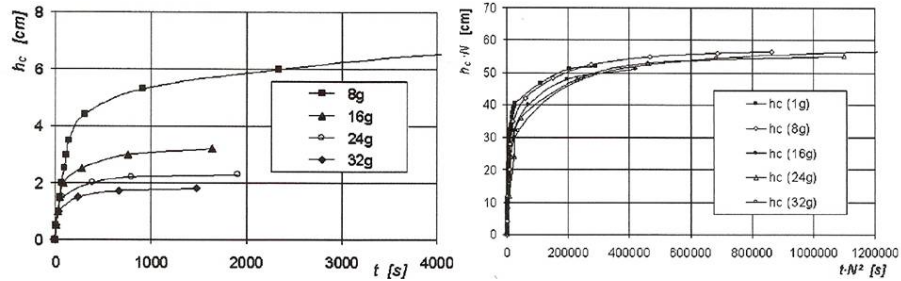


Figura 5.21. Altezza di risalita capillare in funzione del tempo nel piano del modello e del prototipo

Dalla Fig. 5.21 si può dedurre che h_c è correttamente scalata del fattore $1/N$ (eq. 3.13), i tempi di risalita sono correttamente scalati del fattore $1/N^2$ (eq. 3.8). Come confermato anche dal confronto tra la relazione teorica e i dati sperimentali in Fig. 5.22.

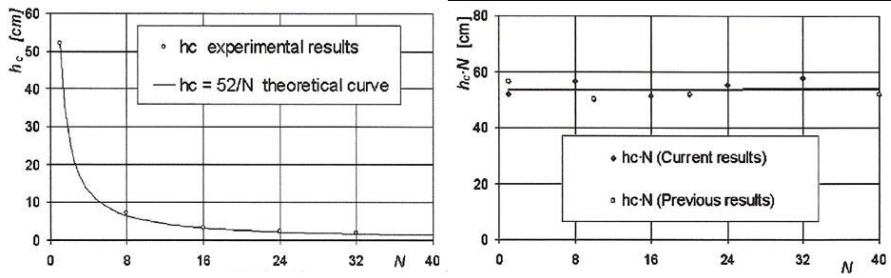


Figura 5.22. Leggi di similitudine di h_c

Crançon et al. 2000

In questo studio si è valutata la relazione tra il grado di saturazione S_w e l'altezza $h_c = -p_w/\gamma_w$ in una modellazione in centrifuga con N che varia a 1 a 20. Il materiale oggetto di studio è la sabbia di Landes. In tutte le prove il provino era inizialmente saturo. Per misurare il contenuto d'acqua sono stati utilizzati dei TDR (Time Domain Reflectometry). In Fig. 5.23 sono riportate le misure effettuate dai TDR in funzione dell'altezza a cui sono posizionati. A tratto continuo sono riportate le curve di interpolazione usando la funzione di Van Genuchten (Leong & Rahardjo, 1997).

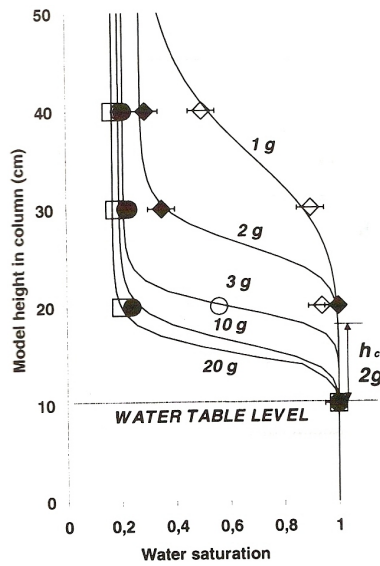


Figura 5.23. Profili di grado di saturazione al variare di N

Analoghi risultati sono deducibili da Knight et al. (2000) e da Esposito et al. (2000).

Analisi dei risultati del modello fisico

6.1 Introduzione

In questo capitolo sono descritte le prove eseguite in centrifuga (LCPC, Nantes) del modello descritto nel Cap. 3, sono rappresentati i risultati delle misure eseguite. Le prove sono state eseguite in due campagne.

La prima serie è iniziata il 13/04/06 ed è terminata il 03/08/06. Sono state realizzate le seguenti operazioni:

- dal 13/04/06 al 13/05/06 (ENPC, Parigi): preparazione del materiale per le prove preliminari, per la prima e seconda serie; preparazione dei provini per le prove preliminari (due complessivamente F1-F2);
- dal 29/05/06 al 02/06/06 (LCPC, Nantes): esecuzione delle prove preliminari F1 e F2; preparazione dei provini per la prima serie (tre in totale A-B-C);
- dal 06/06/06 al 09/06/06 (LCPC, Nantes): esecuzione della prova A e B della prima serie;
- dal 31/07/06 al 04/08/06 (LCPC, Nantes): esecuzione della prova C della prima serie; preparazione dei provini per la seconda serie (tre in totale D-E-F).

La seconda serie è iniziata il 06/11/06 ed è terminata il 13/11/06. Sono state realizzate le seguenti operazioni (tutte eseguite presso LCPC di Nantes):

- 06/11/06 calibrazione dei tensiometri con il GPS;
- 07/11/06 mattina calibrazione dei tensiometri in volo;
- 07-08/11/06 dalle 12h alle 9h esecuzione della prova D per la seconda serie;
- 08/11/06 dalle 13h 39m alle 23h 30m esecuzione del test E per la seconda serie;
- 09-10/11/06 dalle 12h 50m (09/11) alle 20h 50m (10/11) esecuzione del test F per la seconda serie;
- 10-11/11/06 preparazione dei provini in cella edometrica a diversi contenuti d'acqua e densità (12 in totale) per misurare la suzione in volo;
- 13/11/06 i provini sono stati messi in volo (6 in totale). I provini sono stati utilizzati per determinare la curva di ritenzione in volo.

Le proprietà del materiale utilizzato sono state descritte nel Cap. 4. Le caratteristiche dei provini e della strumentazione utilizzata sono state descritte nel Cap. 3. Nei successivi paragrafi sarà descritta ogni singola prova.

Tabella 6.1. Programma della prima serie di prove in centrifuga

Prima serie di prove	
prova preliminare 1	penetrometro e saturazione a 1g
prova preliminare 2	volo a 50g, misura di suzione e spostamenti, prova penetrometrica dopo la saturazione
A	carico della fondazione in condizioni di completa saturazione
B	carico della fondazione con la falda alla base
C	equilibrio del modello con variazioni del livello di falda

Tabella 6.2. Programma della seconda serie di prove in centrifuga

Seconda serie di prove	
D	carico della fondazione con la falda a metà altezza
E	equilibrio del modello con la falda alla base
F	carico della fondazione con la falda alla base, applicazione di un carico fisso, variazione della posizione della falda a metà, nuovo carico della fondazione

6.2 Prima serie di prove

Nelle prove F1, F2, A e B sono stati installati cinque tensiometri (tre forniti dall'ENPC e due da DU) a tre diverse altezze in posizione diametralmente opposta, per la prova C è stato installato un ulteriore tensiometro (fornito da DU). In Tab. 6.3 è riportata la posizione esatta di ciascun tensiometro rispetto alla base del modello (Fig. 3.6).

Tabella 6.3. Tensiometri e relativa altezza rispetto alla base del deposito di limo

<i>Prova</i>	<i>Basso_DU(mm)</i>	<i>Medio_DU(mm)</i>	<i>Alto_DU(mm)</i>	<i>Basso_{ENPC}(mm)</i>	<i>Medio_{ENPC}(mm)</i>	<i>Alto_{ENPC}(mm)</i>
F1	-	-	-	-	-	-
F2	-	155	245	85	155	245
A	-	152	242	85	152	242
B	-	155	243	85	155	243
C	85	155	243	85	155	243

Sono stati installati quattro LVDT per la misura degli spostamenti verticali a piano campagna del modello (Fig. 3.6) ad una distanza di circa 10cm dalla fondazione. I valori precisi delle distanze sono riportati in Tab. 6.6.

Tabella 6.4. LVDT e relativa distanza dal centro della fondazione

Prova	LVDT1 (D1)	LVDT2 (D2)	LVDT3 (D3)	LVDT4 (D4)
A	9.5cm	10.5cm	9.7cm	10.2cm
B	9.5cm	10.5cm	9.7cm	10.2cm
C	9.5cm	10.5cm	9.7cm	10.2cm

La fondazione è rappresentata da un disco metallico circolare di diametro $d_m = 3\text{cm}$ (Fig. 3.4).

6.2.1 Prova preliminare F1

La prova F1 è stata eseguita ad 1g. L'obiettivo della prova è stato quello di studiare:

1. la procedura di saturazione a 1g;
2. l'omogeneità del provino dopo la saturazione.

È suddivisa in quattro fasi:

1. prova CPT sul provino parzialmente saturo, in condizioni di dopo compattazione;
2. saturazione del provino a 1g, connessione alla base con un recipiente esterno il cui livello d'acqua, mantenuto costante, è pari al piano campagna del provino;
3. prova CPT sul provino saturo;
4. campionamento lungo tre verticali del provino per valutarne il contenuto d'acqua in peso w .

Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.7.

Tabella 6.5. Caratteristiche iniziali del provino F1

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
13.17	14.36	296

La saturazione è avvenuta in circa un'ora. Le prove CPT sono state eseguite utilizzando un penetrometro a punta conica di diametro $\phi = 12\text{mm}$ riportato in Fig. 6.1.

I risultati delle prove CPT effettuate prima e dopo la saturazione sono riportati in Fig. 6.2.

In condizioni di parziale saturazione, la resistenza alla punta appare pressochè costante e pari a $q_c = 1200\text{kPa}$ per $0.05 < z < 0.25\text{m}$, dove non si risente del disturbo provocato dalle condizioni al contorno. Ciò sembra confermare che l'indice dei vuoti e il contenuto d'acqua sono costanti nel terreno dopo la compattazione. Dopo la saturazione, la resistenza alla punta esibisce una variazione pressochè lineare nella stessa zona, che può essere espressa come:



Figura 6.1. Penetrometro utilizzato per le prove CPT

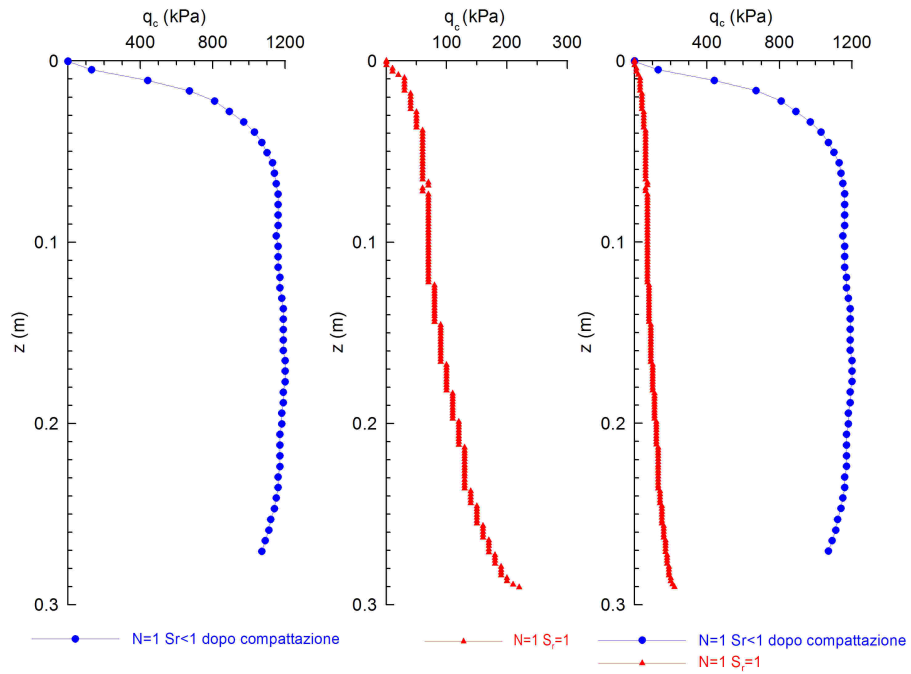


Figura 6.2. Resistenza alla punta q_c in funzione della profondità

$$q_c(kPa) = 58 + 410(z_m - 0.05) \quad (6.1)$$

Alla fine della prova sono stati infissi tre tubi cilindrici (diametro $\phi = 12mm$) nel provino per campionare il terreno (Fig. 6.3).



Figura 6.3. Infissione dei tubi utilizzati per campionare il terreno

I profili di contenuto d'acqua w ottenuti dalle tre verticali indagate sono riportati in Fig. 6.4.

Il contenuto d'acqua varia tra $w \cong 19\%$ e $w \cong 36\%$. Il valore medio è $w_{sat} = 23.5\%$. Si nota un leggero incremento di w con la profondità. In questa prova non è stata misurata la suzione.

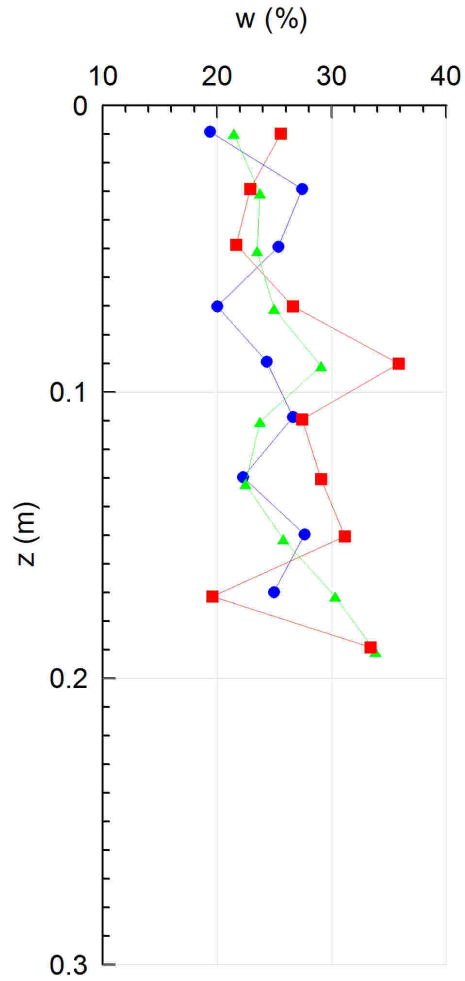


Figura 6.4. Profili di w con la profondità

6.2.2 Prova preliminare F2

L'obiettivo della prova F2 è quello di verificare la validità della misura della pressione dell'acqua in volo e della sua evoluzione nel tempo e di verificare la misura della cella di carico utilizzata per la fondazione. È suddivisa in tre fasi:

1. equilibrio della pressione dell'acqua a $50g$ con la superficie libera alla base del modello, carico della fondazione;
2. saturazione del provino del provino a $50g$, aumentando la pressione dell'acqua alla base del modello;
3. CPT a $50g$ sul provino saturo.

Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.6.

Tabella 6.6. Caratteristiche iniziali del provino F2

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
16.85	14.12	65

Fasi della prova F2

La prova è stata effettuata in $10h30min$. I tensiometri sono stati installati alle $8h$ circa che corrisponde al tempo di riferimento $t = 0$. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $1h6min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;
- $34min(1h6min - 1h40min)$ provino in volo a $15g$;
- $1h(1h40min - 2h40min)$: provino in volo a $50g$ (con due brevi interruzioni di qualche minuto). Il provino non è connesso con acqua;
- $4h40min(2h40min - 7h20min)$: provino in volo a $50g$ con connessione con acqua, $p_w = 0$ alla base del modello;
- $40min(7h20min - 8h)$: il volo è stato fermato;
- $1h(8h - 9h)$: provino in volo a $50g$ con $p_w = 0$ alla base del modello, prova della cella di carico;
- $1h30min(9h - 10h30min)$: provino in volo a $50g$ saturazione del modello con $p_w \cong 150kPa$ alla base del modello.

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.5 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo.

I tensiometri DU, dopo circa $1h$ di misura ad $1g$, misurano una $\overline{p_{w0DU}} \cong -70kPa$, mentre i tensiometri ENPC misurano una $\overline{p_{w0ENPC}} \cong -30kPa$. La messa in volo del modello provoca un'istantaneo aumento della pressione dell'acqua, che poi torna ai valori iniziali, simile a quello che si verifica in condizioni non drenate. Anche se tale effetto sembra verificarsi anche quando il volo viene fermato per i tensiometri ENPC, mentre i tensiometri DU registrano una diminuzione della p_w .

In Fig. 6.6 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 245mm$ rispetto alla base del deposito di limo. I due tensiometri nella parte alta del modello, al di fuori dell'effetto di messa in volo, misurano la stessa p_w di prima del volo, anche dopo $\sim 40min$ con $N = 50$ ma di entità diversa. La connessione con acqua alla base, che avviene dopo $2h40min$, provoca una diminuzione della pressione misurata da entrambi i tensiometri. Dopo $4h40min$ con acqua alla base i tensiometri misurano una $\overline{p_w} \cong -80kPa$. La saturazione avviene in maniera

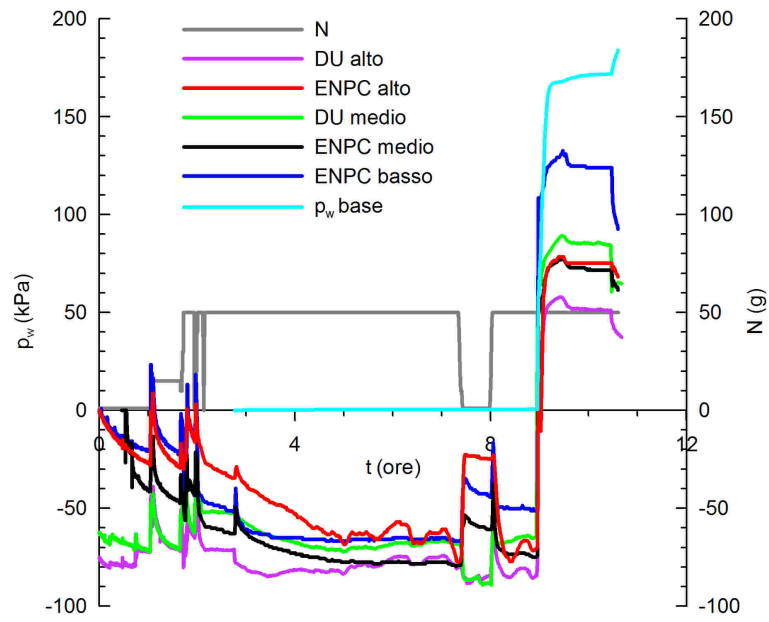


Figura 6.5. Evoluzione di p_w nel tempo

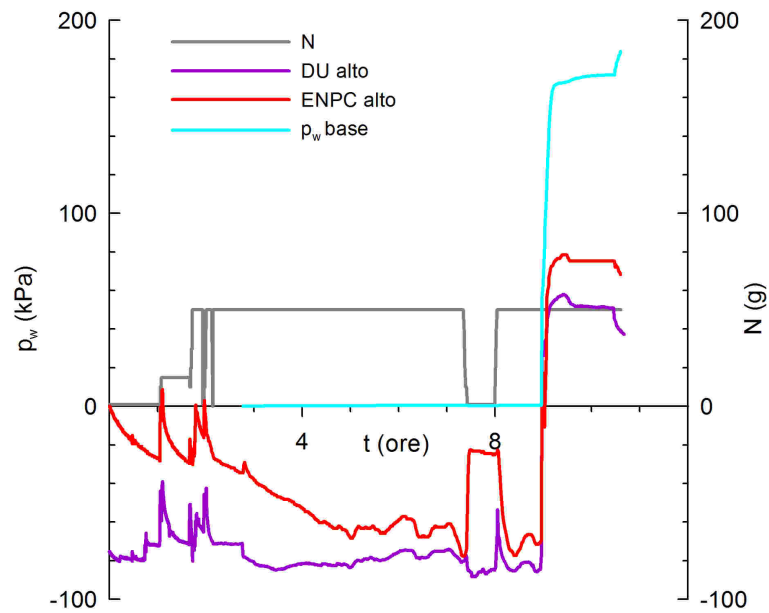


Figura 6.6. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto

quasi istantanea con l'aumento di p_w alla base del deposito, i due tensiometri misurano una $\overline{p_{wsat}} \simeq 60kPa$.

In Fig. 6.7 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 155mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro ENPC, per effetto della messa in volo, misura una p_w diversa da quella a $1g$. Dopo $\sim 40min$ di volo, il tensiometro DU mostra una diminuzione della p_w misurata, mentre la p_w misurata dal tensiometro ENPC è pressochè costante. La connessione con acqua alla base provoca una diminuzione della pressione misurata da entrambi i tensiometri. Dopo $4h40min$ con acqua alla base i tensiometri misurano una $\overline{p_w} \simeq -70kPa$. La saturazione avviene in maniera quasi istantanea con l'aumento di p_w alla base del deposito, i due tensiometri misurano una $\overline{p_{wsat}} \simeq 80kPa$.

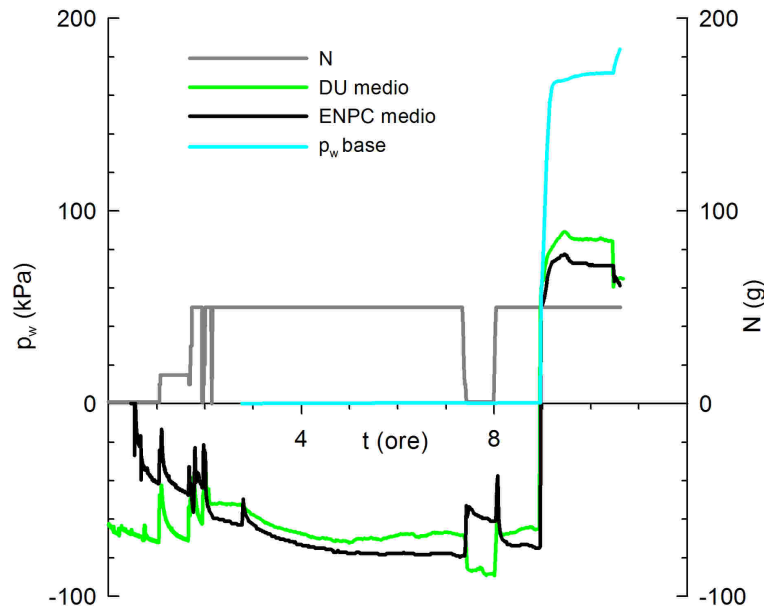


Figura 6.7. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello

In Fig. 6.8 è riportata la misura del tensiometro posto ad un'altezza $h_{tb} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro, per effetto della messa in volo, misura una p_w diversa da quella a $1g$. Dopo $\sim 40min$ di volo, il tensiometro mostra una diminuzione della p_w misurata. La connessione con acqua alla base provoca una diminuzione della p_w misurata. Dopo $4h40min$ con acqua alla base il tensiometro misura una $p_w \simeq -50kPa$. La saturazione avviene in maniera quasi istantanea con l'aumento di p_w alla base del deposito, il tensiometro misura una $p_{wsat} \simeq 120kPa$.

In Fig. 6.9 sono riportati i profili della p_w in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

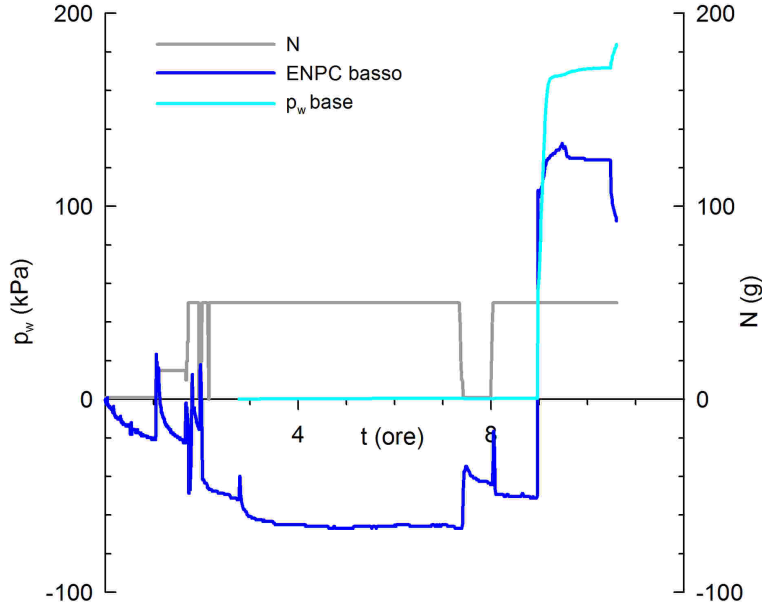


Figura 6.8. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dal tensiometro nella parte bassa del modello

In Fig. 6.9 (a) sono riportate le misure dei tensiometri (1g) dopo $\approx 1h$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione pari a:

$$S_r = w_0 \cdot (\gamma_s / \gamma_w) / e_0 = 0.5115 \quad (6.2)$$

con $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d0}} - 1 = 0.87$.

In Fig. 6.9 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 40min$ di volo senza connessione con acqua. I punti in alto sembrano non aver risentito del volo. I punti intermedi vanno in direzione opposta, interessante notare che entrambi misurano la stessa p_w . Il tensiometro in basso misura una diminuzione della p_w .

In Fig. 6.9 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 4h40min$ di volo con connessione dell'acqua alla base e l'andamento idrostatico teorico. Il tensiometro ENPC in alto sostanzialmente misura la stessa p_w del profilo (b), mentre il tensiometro DU alto misura una diminuzione della p_w , comunque entrambi ancora lontani dalla condizione idrostatica.

In Fig. 6.9 (d) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 1h30min$ di volo con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 150kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Le misure sono in buon accordo con l'andamento idrostatico teorico, tranne per il tensiometro ENPC alto che misura una p_w maggiore di quella teorica.

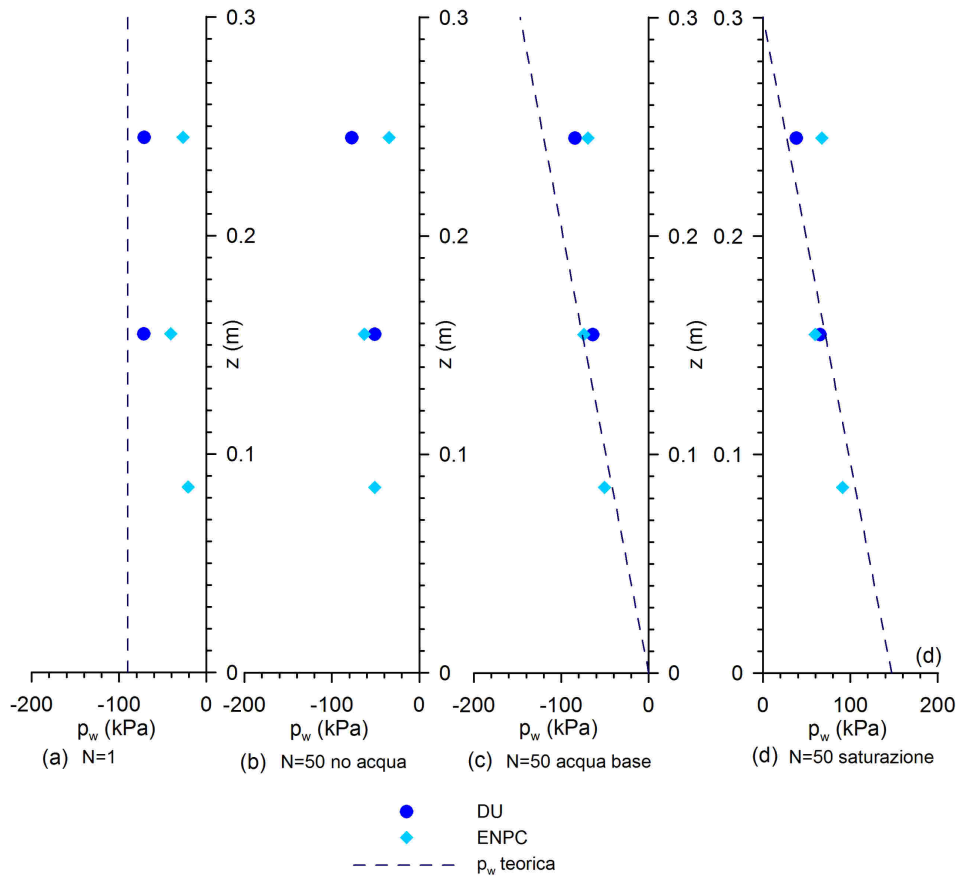


Figura 6.9. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.10 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t . Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 4mm$. In seguito alla connessione con acqua ($p_{wbase} \simeq 0$) si nota una ripresa dei cedimenti, dovuto al fenomeno del collasso per saturazione. Dopo $\approx 4h40min$ di connessione con acqua alla base, si registrano dei cedimenti complessivi pari a $\approx 9mm$ (di cui $\approx 5mm$ indotti da $p_w = 0$). In seguito alla successiva completa saturazione dell'intero deposito si registra un repentino aumento dei cedimenti fino ad un valore medio $\approx 20mm$. Soltanto una parte dei cedimenti è recuperata quando il volo viene fermato, a conferma di deformazioni sia di natura reversibile che irreversibile indotte dal volo e dalla variazione delle condizioni idrauliche al contorno. Le misure degli LVDT divergono in seguito alla completa saturazione del modello. Probabilmente dovuto sia al carico effettuato della fondazione che ha prodotto disomogeneità nel modello, sia al processo di saturazione che mette in luce

delle eterogeneità che non risultano evidenti quando prevale l'effetto struttura e consolidazione indotte dalla parziale saturazione.

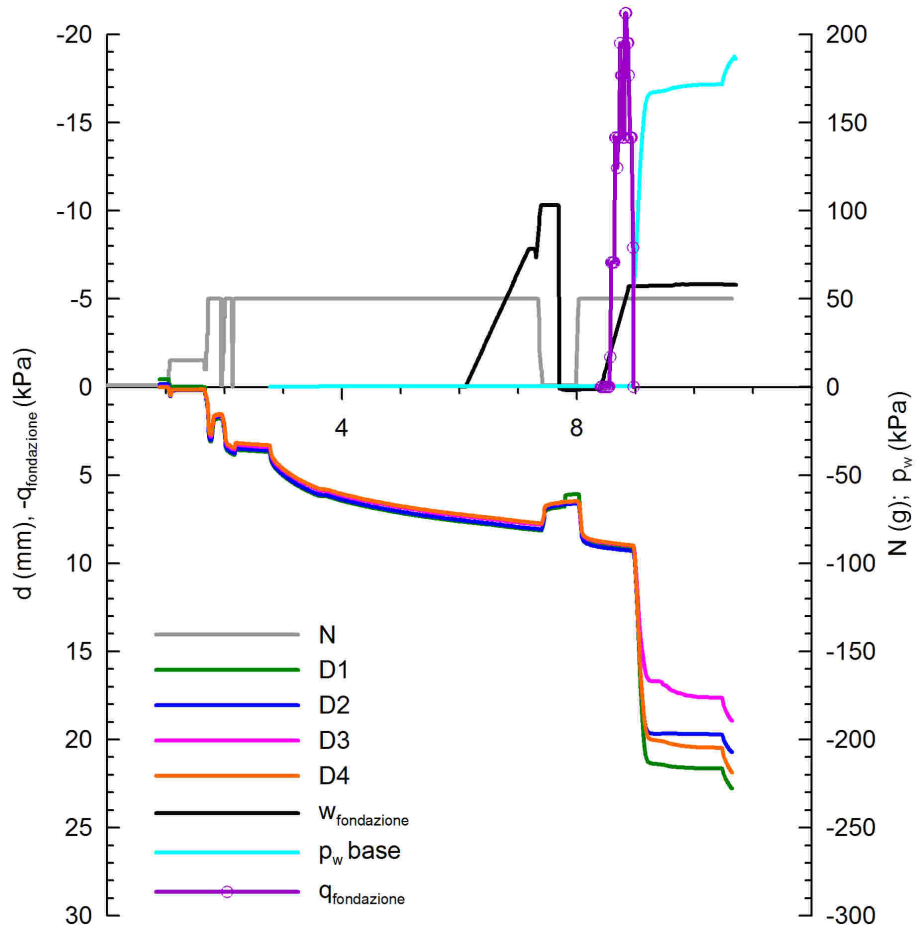


Figura 6.10. Evoluzione dei cedimenti nel tempo e degli spostamenti imposti alla fondazione

Sono state effettuate due prove di carico sulla fondazione (linea nera). Nel primo caso è stata applicata una velocità di avanzamento del pistone $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$ ma non è stata registrata l'evoluzione della forza ($\approx 6h - 7h30\text{min}$). Nel secondo caso è stata applicata una $v_p = 0.18\text{mm}/\text{min}$ ed è stata utilizzata una cella di carico per la misura della forza da 0.1kN , è stata registrata l'evoluzione della forza (linea viola).

CPT in volo dopo la saturazione

È stata effettuata una prova CPT ($\phi = 12mm$, Fig. 6.1) in volo dopo la completa saturazione del modello. In Fig. 6.11 è riportato il profilo della resistenza alla punta q_c misurata in funzione della profondità. Dalla Fig. 6.11 è possibile dedurre:

- un incremento lineare di q_c con la profondità dalla superficie fino ad una quota di $0.06m$ (pari a 5ϕ);
- una resistenza q_c costante tra $0.06m$ e $0.15m$;
- un incremento lineare di q_c al si sotto di $0.15m$ che indica uno stato di maggiore densità (possibile normal consolidazione) indotto dal collasso per saturazione.

Questo profilo è consistente con il fenomeno di collasso per saturazione che interessa la parte bassa del modello.

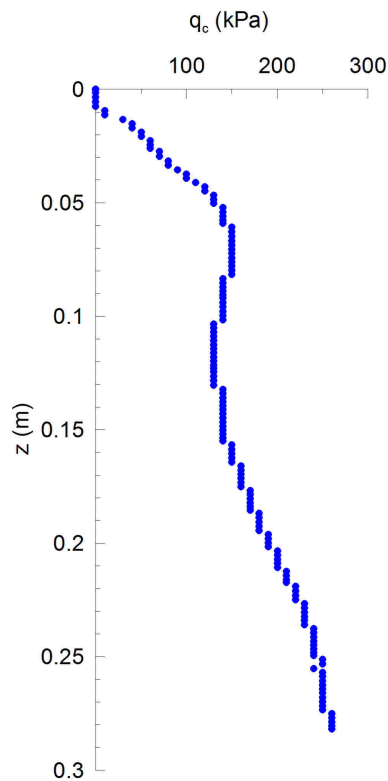


Figura 6.11. Resistenza alla punta q_c in funzione della profondità.

6.2.3 Prova A

L'obiettivo della prova A è quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di completa saturazione del deposito di terreno sottostante. La saturazione

è stata eseguita in volo aumentando la $p_{wbase} \simeq 150kPa$.

Il modello è stato preparato per compattazione statica (Par. 3.3.3). Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.7.

Tabella 6.7. Caratteristiche iniziali del provino A

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
13.90	14.30	189

Fasi della prova A

La prova è stata effettuata in $\simeq 13h$. I tensiometri sono stati installati alle $7h35min$ che corrisponde al tempo di riferimento $t = 0$. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $2h49min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;
- $28min(2h49min - 3h17min)$ modello in volo a $50g$;
- $13min(3h17min - 3h30min)$ stop del volo;
- $2h20min(3h30min - 5h50min)$ modello in volo a $50g$ senza connessione con acqua;
- $32min(5h50min - 6h22min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 10kPa$ alla base del modello;
- $29min(6h22min - 6h51min)$ stop del volo;
- $3h51min(6h51min - 10h42min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 10kPa$ alla base del modello;
- $1h14min(10h42min - 11h56min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 150kPa$ alla base del modello;
- $56min(11h56min - 12h52min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 150kPa$ alla base del modello, carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$;

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.12 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo.

Alla fine della fase di equilibrio a $1g$ i tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -110kPa$. Anche in questa prova la messa in volo del modello provoca un'istantaneo aumento della p_w . Tale effetto sembra non verificarsi quando il volo viene fermato. La risposta dei tensiometri è quasi istantanea quando viene aumentata la p_w alla base del modello al fine di saturarlo.

In Fig. 6.13 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 242mm$ rispetto alla base del deposito. I due tensiometri nella parte alta del modello, al di fuori dell'effetto di messa in volo, misurano la stessa p_w di prima del volo pari a $p_w = -110kPa$, anche se il tensiometro ENPC sembra non aver

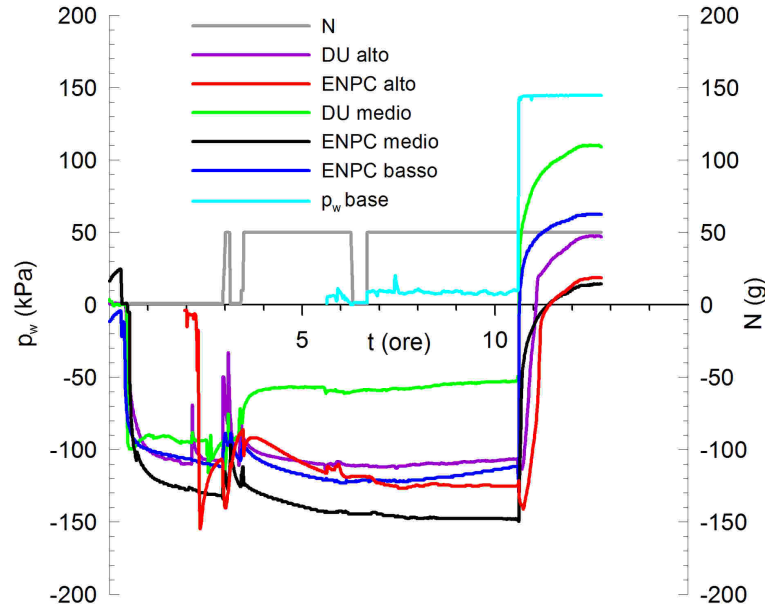


Figura 6.12. Evoluzione di p_w nel tempo

raggiunto l'equilibrio. Dopo $\simeq 4h$ con $p_{wbase} \simeq 10kPa$, il tensiometro ENPC misura una $p_{wENPC} \simeq -125kPa$ mentre quello di DU una $p_{wDU} \simeq -105kPa$. La risposta dei tensiometri è quasi istantanea con l'aumento di $p_w \simeq 150kPa$ alla base del deposito. Le misure si portano nell'intervallo positivo di p_w anche se i valori misurati sono diversi dal valore teorico di equilibrio (linea marrone).

In Fig. 6.14 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 152mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro ENPC misura una $p_w = -130kPa$ mentre DU una $p_w = -95kPa$ ad $1g$. La messa in volo provoca evoluzione in direzione opposta delle misure, il tensiometro DU misura un aumento di pressione fino a $p_w = -60kPa$ mentre il tensiometro ENPC misura una diminuzione di pressione fino a $p_w = -143kPa$. Durante la fase con $p_{wbase} = 10kPa$ entrambi i tensiometri misurano una variazione della p_w ma anche in questa fase in direzione opposta. Dopo $\simeq 4h$ di connessione con l'acqua, il tensiometro ENPC misura una diminuzione di pressione fino a $p_w = -150kPa$, il tensiometro DU misura un aumento di pressione fino a $p_w = -50kPa$. La risposta dei tensiometri è quasi istantanea con l'aumento di $p_w \simeq 150kPa$ alla base del deposito anche se i valori misurati sono di entità diverse anche dal valore di equilibrio (linea marrone).

In Fig. 6.15 è la misura del tensiometro ENPC posto ad un'altezza $h_{tb} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro, ad $1g$, misura una $p_w = -110kPa$. Dopo $\sim 2h30min$ di volo senza connessione con acqua, il tensiometro mostra una diminuzione della $p_w = -120kPa$. La connessione con acqua alla base provoca un aumento della p_w misurata. Dopo $\simeq 5h$ con $p_{wbase} = 0$ il tensiometro misura una $p_w \simeq -110kPa$. La saturazione avviene in maniera quasi istantanea con l'aumento

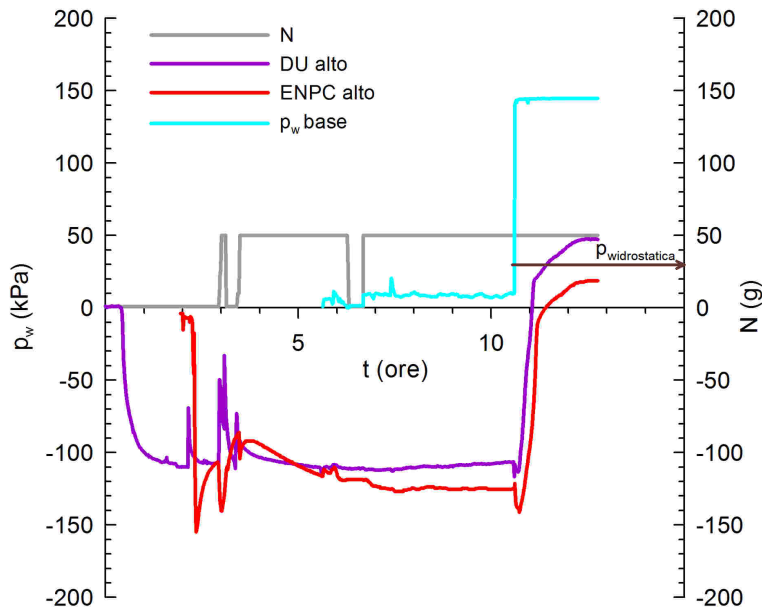


Figura 6.13. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto

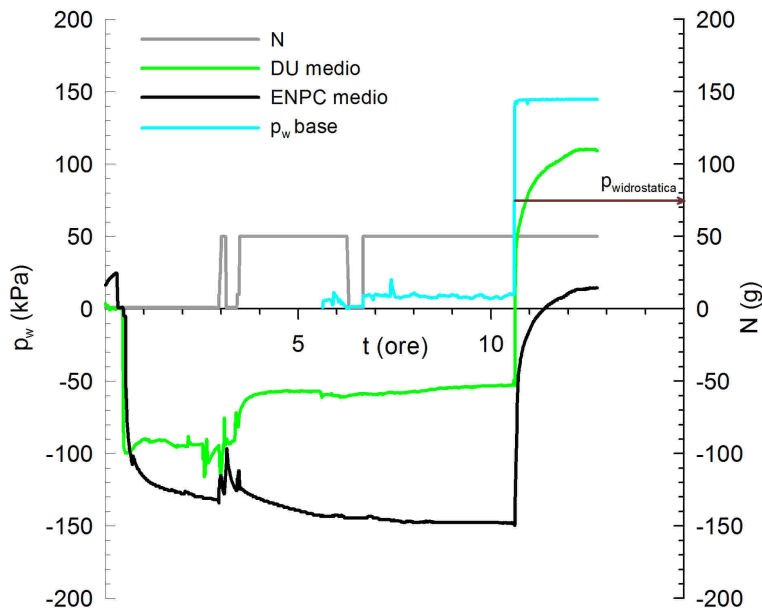


Figura 6.14. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello

di $p_w = 150kPa$ alla base del deposito, anche se il valore misurato di diversa entità rispetto al valore di equilibrio teorico.

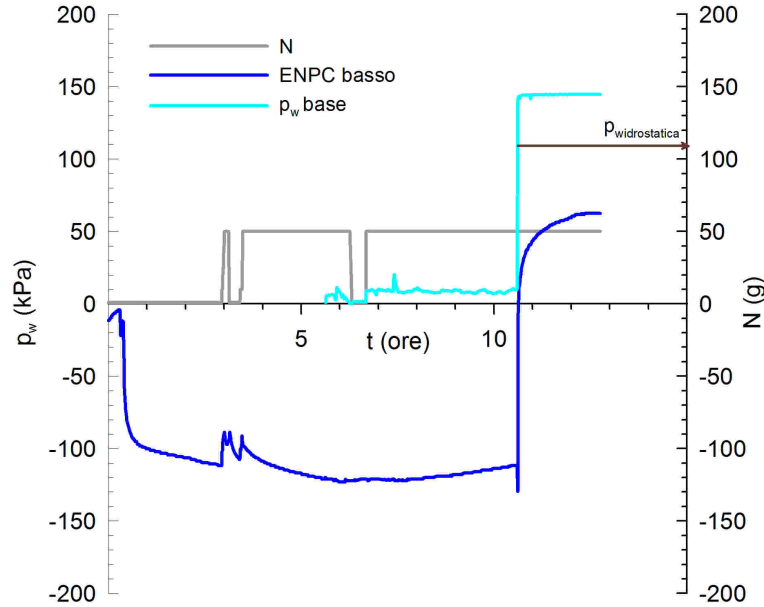


Figura 6.15. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dal tensiometro nella parte bassa del modello

In Fig. 6.16 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

In Fig. 6.16 (a) sono riportate le misure dei tensiometri (1g) dopo $\approx 3h$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione pari a $S_r = 0.4337$. In Fig. 6.16 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 5h$ di volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 10kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Il tensiometro ENPC in alto sostanzialmente misura la stessa p_w del profilo (a), mentre il tensiometro DU alto misura un aumento della p_w . Quest'ultimo misura un valore praticamente coincidente con quello teorico.

In Fig. 6.16 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 1h30m$ di volo con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 150kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Le misure sono in buon accordo con l'andamento idrostatico teorico, anche se i tensiometri ENPC misurano valori meno che idrostatici e quelli DU più che idrostatici.

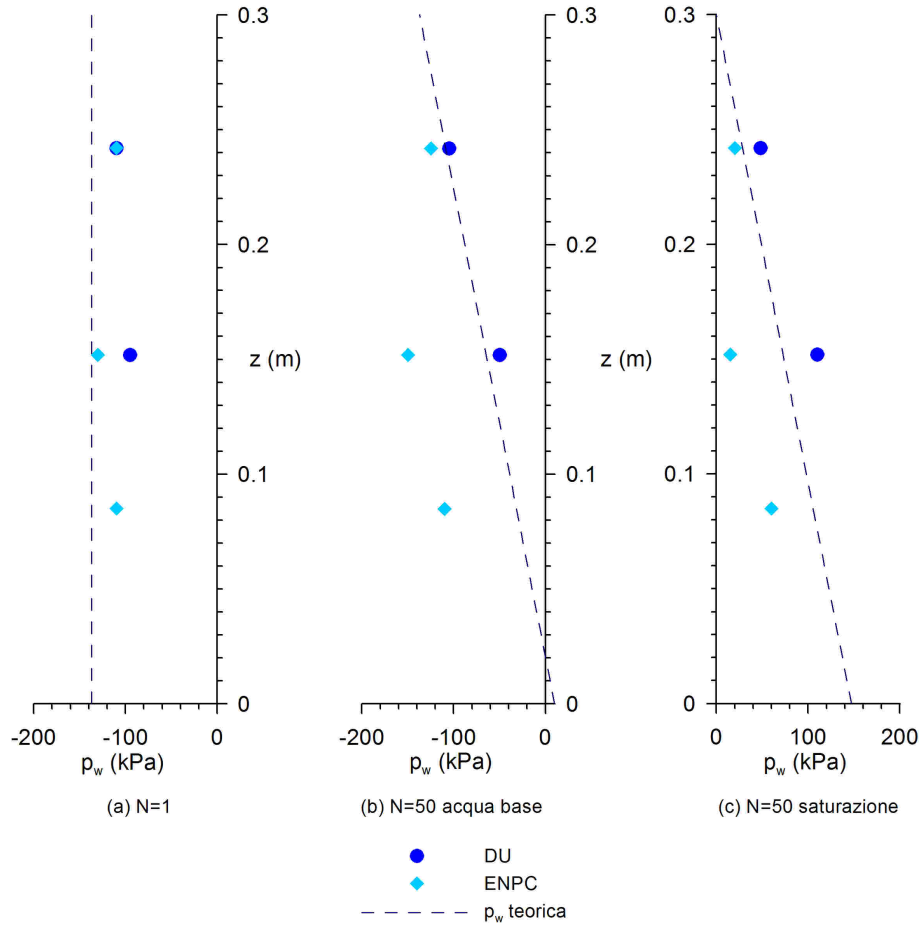


Figura 6.16. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.17 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t (sono negativi i cedimenti di compressione). Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 1.5mm$. Si nota una ripresa dei cedimenti in seguito alla variazione della condizione idraulica al contorno. Dopo $\approx 5h$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 10kPa$, si registrano dei cedimenti complessivi pari a $\approx 3mm$ (di cui $\approx 1.5mm$ indotti da $p_{wbase} = 10kPa$). In seguito alla successiva saturazione si registra un repentino aumento dei cedimenti, indotti dalla completa saturazione dell'intero deposito, fino ad un valore medio $\approx 5mm$. Dopo l'iniziale cedimento indotto dalla completa saturazione si nota un leggero rigonfiamento misurato dagli LVDT.

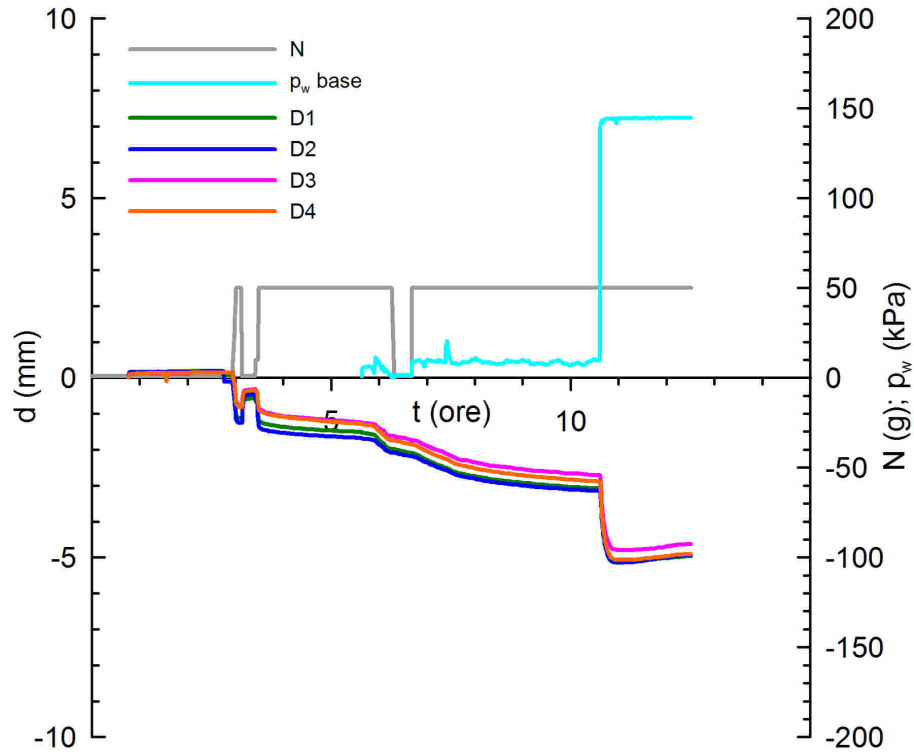


Figura 6.17. Evoluzione dei cedimenti nel tempo e del carico della fondazione

Carico della fondazione

La fase di carico della fondazione è avvenuta dopo $\approx 1h14min$ con $p_{wbase} \approx 150kPa$. È stata effettuata a velocità di spostamento controllata del pistone, con $v_p = 0.12mm/min$. In Fig. 6.18 è riportata l'evoluzione della tensione q ottenuta dalla forza misurata dalla cella di carico diviso l'area della fondazione, degli spostamenti indotti, dei cedimenti misurati in funzione del tempo. Si nota come in seguito al carico della fondazione non si nota alcun cambiamento nell'evoluzione dei cedimenti nel tempo. Probabilmente ciò è dovuto alla distanza a cui si trovano gli LVDT rispetto al centro della fondazione, ossia $\approx 10cm$ quindi pari a $\approx 3d_f$. Analogo discorso può essere fatto per le misure dei tensiometri.

In Fig. 6.19 è riportata la tensione q in funzione degli spostamenti. Si nota come la curva carico-cedimenti evidenzia un incremento di q all'aumentare degli spostamenti. Comunque si misura un carico molto basso pari a $q \approx 7kPa$ per uno spostamento $d \approx 6.5mm$. Probabilmente per questo valore dello spostamento non si sono ancora raggiunte le condizioni di collasso.

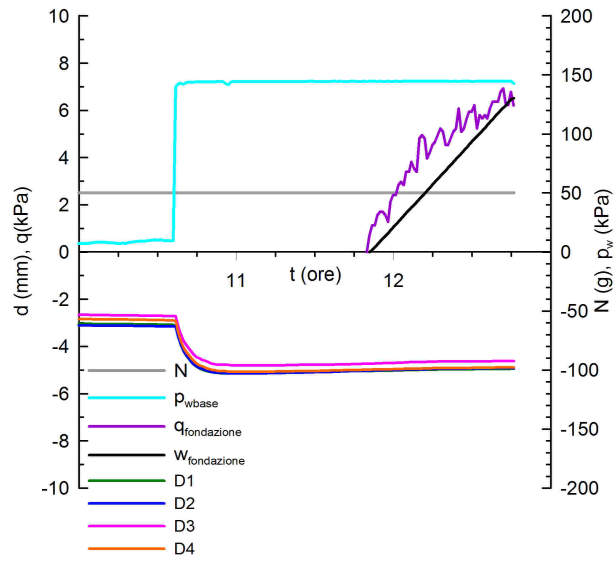


Figura 6.18. Particolare dei cedimenti nel tempo e del carico della fondazione

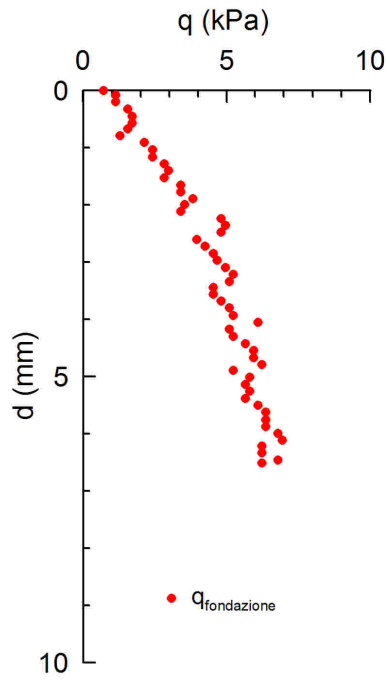


Figura 6.19. Curva carico-cedimenti

Fine prova A

Al fine di determinare il profilo del contenuto d'acqua in peso w è stato infisso un tubo cilindrico di diametro $\phi = 12mm$. In Fig. 6.20 è riportato il profilo di w con la profondità.

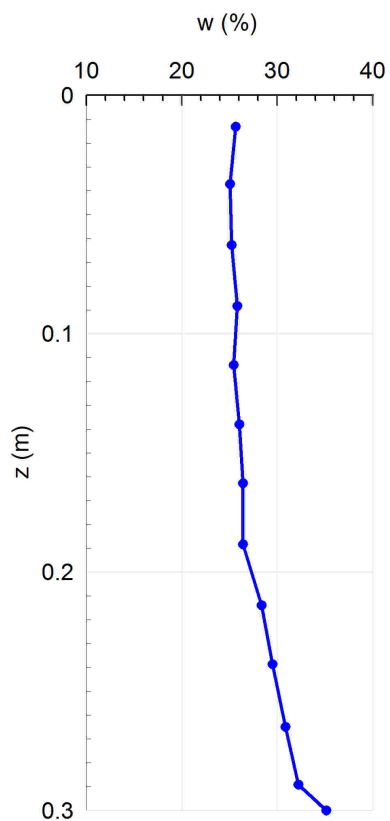


Figura 6.20. Profilo di w con la profondità misurato a fine prova

6.2.4 Prova B

L'obiettivo della prova B è quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di parziale saturazione del deposito di terreno sottostante. Definita H_w l'altezza della superficie libera della falda rispetto alla base del deposito di terreno, il carico della fondazione è avvenuta con $H_w \simeq 0$. Tale condizione idraulica al contorno è stata ottenuta imponendo una $p_{wbase} \simeq 0kPa$.

Il modello è stato preparato per compattazione statica (Par. 3.3.3). Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.8.

Tabella 6.8. Caratteristiche iniziali del provino B

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
13.28	14.24	220

Fasi della prova B

La prova è stata effettuata in due giorni. I tensiometri sono stati installati alle 7h12min del primo giorno e lo sono rimasti per la durata complessiva della prova, anche se la registrazione dei dati durante la notte non è avvenuta. Le fasi dettagliate della prova durante sono le seguenti:

- 2h 24min equilibrio dei tensiometri a 1g;
- 3h 35min (2h 24min – 5h 59min) modello in volo a 50g;
- 4h 20min (5h 59min – 10h 15min) stop del volo per riparare il circuito idraulico di connessione con acqua alla base, ci sono stati due tentativi di rimettere in volo il modello;
- 15h27min(10h15min – 25h42min) equilibrio a 1g senza connessione con acqua;
- 3h59min(25h42min – 29h41min) modello in volo a 50g senza connessione con acqua (stop di 40 min del volo durante questa fase);
- 3h14min(29h41min – 32h55min) modello in volo a 50g con $p_w = 0$ alla base del modello;
- 45min(32h55min – 33h40min) modello in volo a 50g con $p_w \simeq 0kPa$ alla base del modello, carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$;
- 35min(33h40min – 34h15min) stop del volo e misura dei tensiometri.

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.21 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo durante il primo giorno. Il tempo $t = 0$ corrisponde alle 7h39min.

Alla fine della fase di equilibrio a 1g i tensiometri misurano misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -140kPa$. Durante questa fase c'è stata un'interruzione della linea elettrica

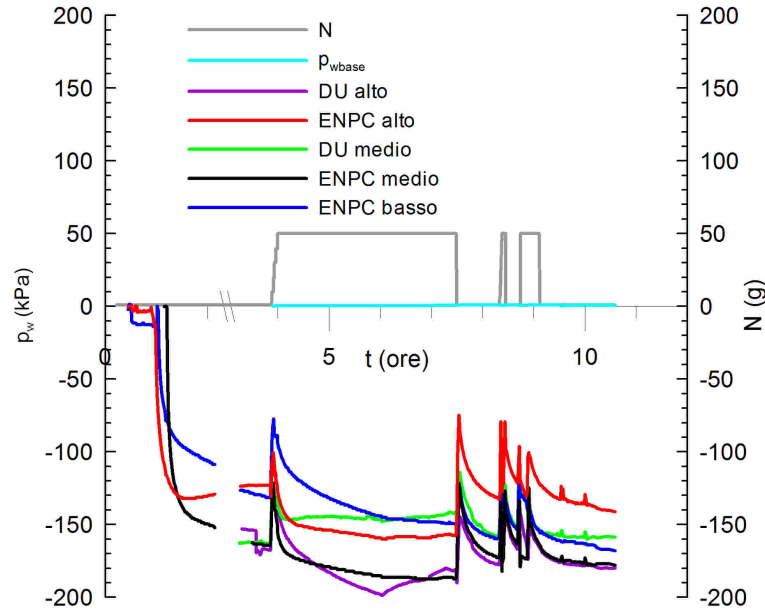


Figura 6.21. Evoluzione di p_w nel tempo durante il primo giorno

che corrisponde alla mancanza di letture nel diagramma. Anche in questa prova la messa in volo del modello provoca un'istantaneo aumento della p_w . Tale effetto si verifica anche quando il volo viene fermato. La connessione con acqua alla base avviene appena messo in volo il modello.

In Fig. 6.22 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo durante il secondo giorno. Il tempo $t = 0$ corrisponde alle $9h15min$.

La connessione con acqua è avvenuta $p_{wbase} = 0$ dopo $\simeq 3h$ di volo e tale condizione è stata mantenuta per $\simeq 4h30min$ anche durante la fase di carico della fondazione $\simeq 40min$. La fase di carico non influenza le misure dei tensiometri.

In Fig. 6.23 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \simeq 243mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro DU misura una $p_w \simeq -150kPa$ quello ENPC $p_w \simeq -125kPa$. Oltre all'usuale effetto di messa in volo, i due tensiometri misurano un aumento della pressione misurata probabilmente sia per effetto del volo che della condizione idraulica $p_{wbase} = 0$.

In Fig. 6.24 sono riportate le misure dei tensiometri nella parte alta durante il secondo giorno. Si nota come all'applicazione della $p_{wbase} = 0$ le letture dei due tensiometri divergono, ossia il tensiometro DU misura un aumento di p_w mentre il tensiometro ENPC dapprima una diminuzione e poi un aumento. Entrambi i tensiometri sembrano non aver raggiunto l'equilibrio al termine del volo.

In Fig. 6.25 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \simeq 155mm$ rispetto alla base del deposito. Entrambi misurano una $p_w = -170kPa$ ad $1g$. La messa in volo e la contestuale connessione con acqua provoca un aumento della p_w misurata dal tensiometro DU e una diminuzione di quella misurata dal

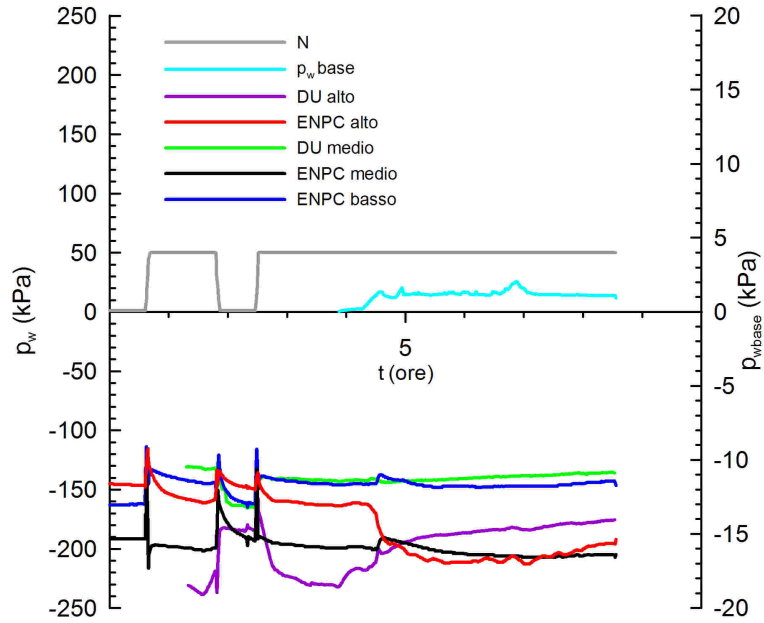


Figura 6.22. Evoluzione di p_w nel tempo durante il secondo giorno

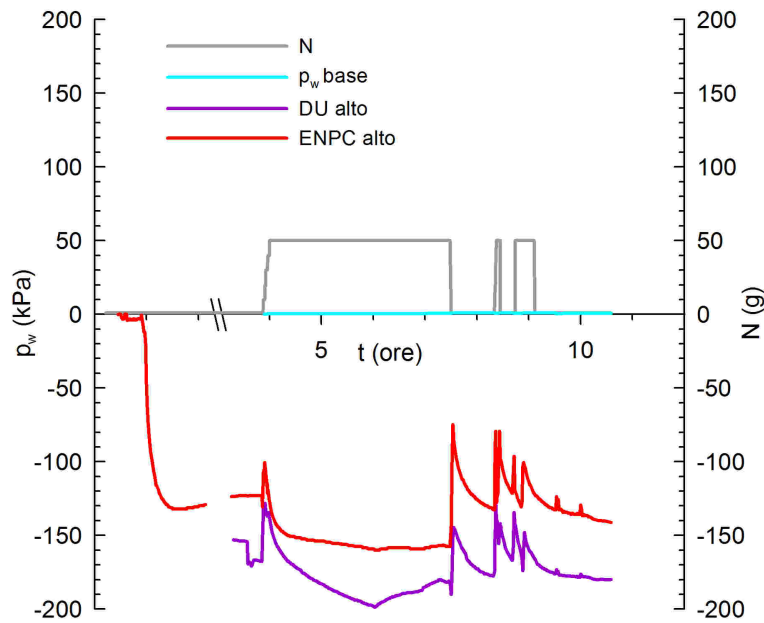


Figura 6.23. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto durante il primo giorno

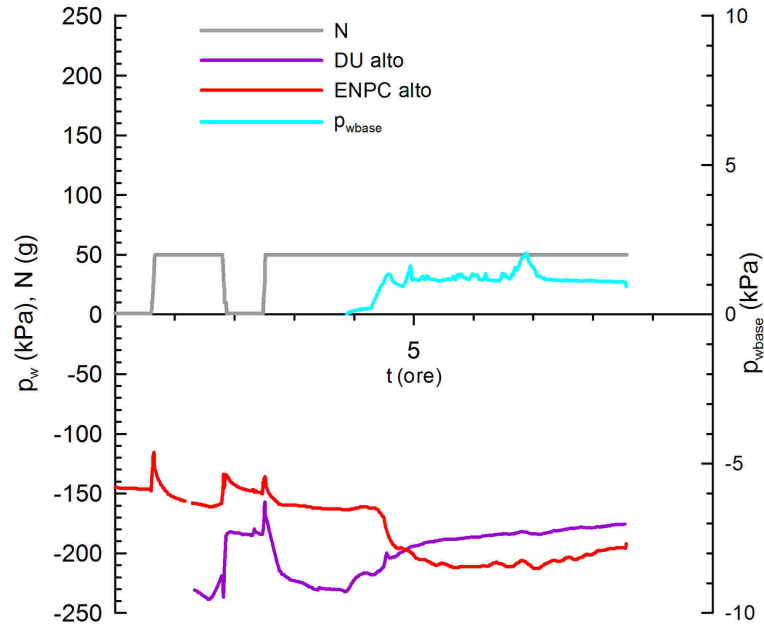


Figura 6.24. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto durante il secondo giorno

tensiometro ENPC.

In Fig. 6.26 sono riportate le misure dei tensiometri nella parte media del modello durante il secondo giorno. La messa in volo oltre l'usuale effetto istantaneo sembra non influenzare le misure. La successiva connessione con acqua provoca un iniziale disturbo. Poi entrambe le misure sembrano allinearsi a quelle precedenti alla connessione.

In Fig. 6.27 è riportata la misura del tensiometro ENPC posto ad un'altezza $h_{tb} \cong 85\text{mm}$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro ENPC, ad $1g$, misura una $p_w = -170\text{kPa}$ anche se sembra non aver raggiunto l'equilibrio. Il volo e la connessione con acqua alla base provocano una diminuzione p_w misurata.

In Fig. 6.28 è riportata la misura del tensiometro ENPC nella parte bassa del modello durante il secondo giorno. Il volo provoca una diminuzione della p_w misurata, la successiva connessione con acqua alla base provoca un iniziale diminuzione, poi le misure si riallineano a quelle precedenti.

In Fig. 6.29 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito durante il primo giorno.

In Fig. 6.29 (a) sono riportate le misure dei tensiometri ($1g$) dopo $\approx 2h30min$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione pari $S_r = 0.4105$.

In Fig. 6.30 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 3h30min$ di volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 0\text{kPa}$ e l'andamento idrostatico teorico. I tensiometri in alto sostanzialmente misurano una diminuzione di p_w rispetto al profilo (a), mentre i tensiometri medi vanno in direzione opposta, il tensiometro

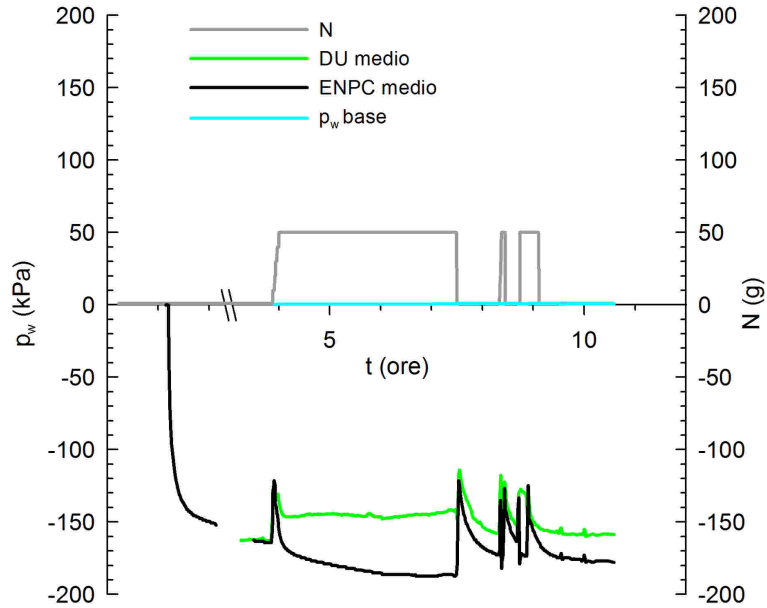


Figura 6.25. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello durante il primo giorno

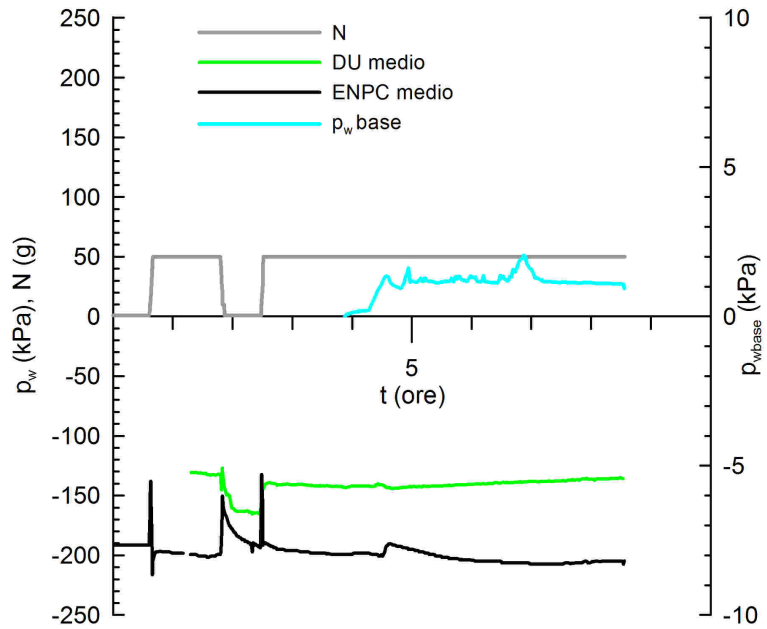


Figura 6.26. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello durante il secondo giorno

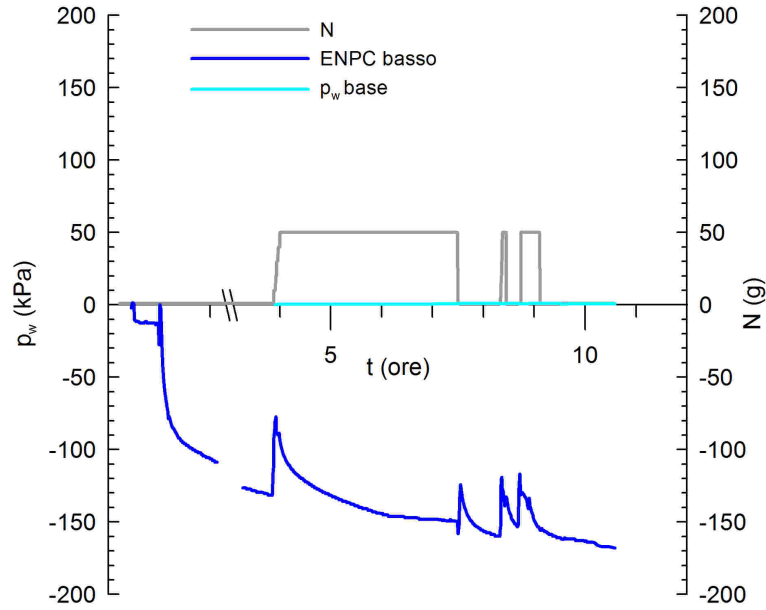


Figura 6.27. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dal tensiometro nella parte bassa del modello durante il primo giorno

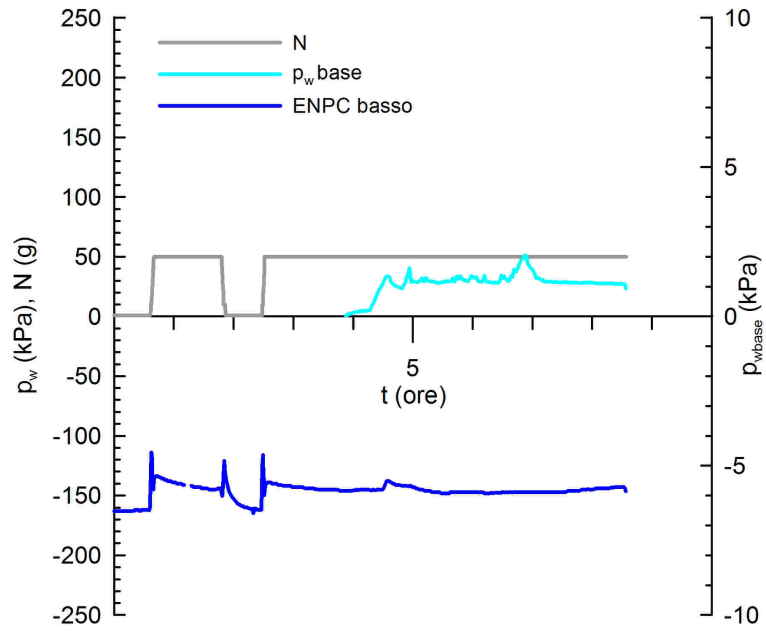


Figura 6.28. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dal tensiometro nella parte bassa del modello durante il secondo giorno

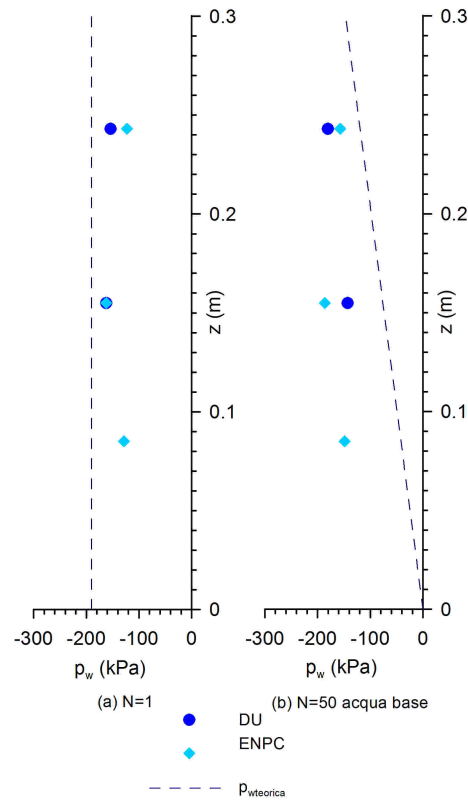


Figura 6.29. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno (primo giorno).

DU misura un aumento e quello ENPC una diminuzione. Il tensiometro in basso misura una diminuzione di p_w .

In Fig. 6.30 (c) sono riportati i profili del secondo giorno dopo $\simeq 2h$ di volo senza connessione con acqua. In Fig. 6.30 (d) i profili del secondo giorno dopo $\simeq 4h30min$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0$.

Sostanzialmente i tensiometri DU misurano entrambi un aumento di p_w . I tensiometri ENPC alto e medio, anch'essi misurano un aumento di p_w mentre il tensiometro ENPC basso continua a misurare una diminuzione di p_w .

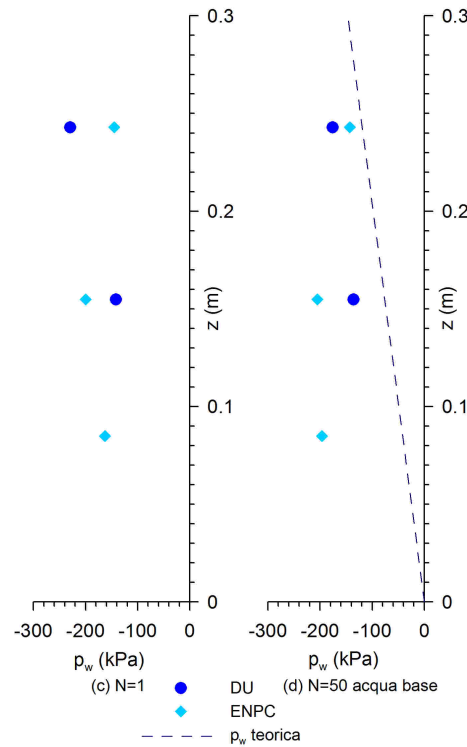


Figura 6.30. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno (secondo giorno).

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.31 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t (primo giorno). Per effetto del volo e della contestuale connessione con acqua alla base, si misura un cedimento $\approx 1.2 - 2mm$. Quando il volo è fermato, soltanto una parte dei cedimenti viene recuperata ($\simeq 0.4 - 1mm$). Alla fine della fase di volo del primo giorno si registra un parziale recupero dei cedimenti $\simeq 0.05 - 0.5mm$.

In Fig. 6.32 è riportata l'evoluzione degli spostamenti in funzione del tempo durante il secondo giorno di prova. Al termine della fase di equilibrio in volo senza connessione con acqua si misura un leggero aumento misurato dei cedimenti rispetto a quelli misurati il primo giorno. In seguito alla connessione con acqua si nota una ripresa dei cedimenti in seguito alla variazione della condizione idraulica al contorno. Dopo $\approx 4h$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0kPa$, si registrano dei cedimenti complessivi pari a $\approx 3.6 - 5mm$ (di cui $\approx 1.5mm$ indotti da $p_{wbase} = 0kPa$). I cedimenti non risentono della fase di carico della fondazione.

Questi risultati indicano che:

- le deformazioni a $\simeq 10cm$ dal centro della fondazione non sono simmetriche per questa prova;

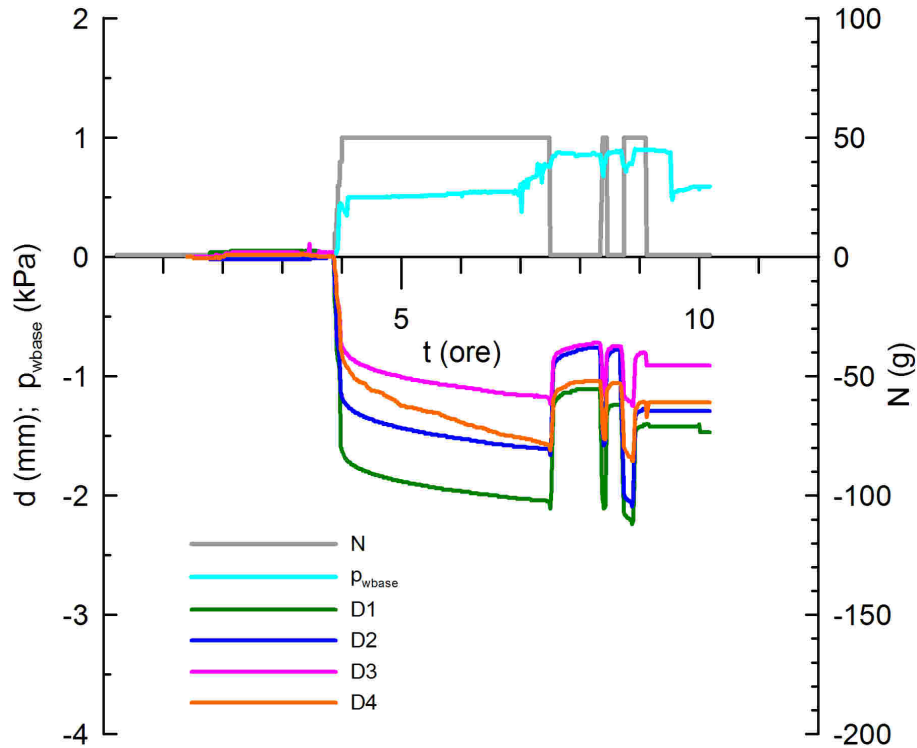


Figura 6.31. Evoluzione dei cedimenti nel tempo e del carico della fondazione (primo giorno)

- $\simeq 2\text{mm}$ dei cedimenti sono dovuti all'incremento del peso proprio dovuto al volo;
- $\simeq 2.5 - 3.5\text{mm}$ dei cedimenti sono dovuti alla collasso inodtto dalla condizione $p_{wbase} = 0$.
- la fase di carico della fondazione non influenza la misura degli LVDT.

Carico della fondazione

La fase di carico della fondazione è avvenuta a velocità di spostamento controllata del pistone pari a $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$.

In Fig. 6.33 è riportato il carico q calcolato dalla forza misurata diviso l'area della fondazione, gli spostamenti ricavati dall'imposizione di $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$ entrambi in funzione del tempo.

In Fig. 6.34 è riportato il carico q in funzione dei cedimenti.

Si nota come la curva carico-cedimenti evidenzi un incremento di q all' aumentare degli spostamenti. Al termine della fase di carico si misura una tensione $q = 700\text{kPa}$.

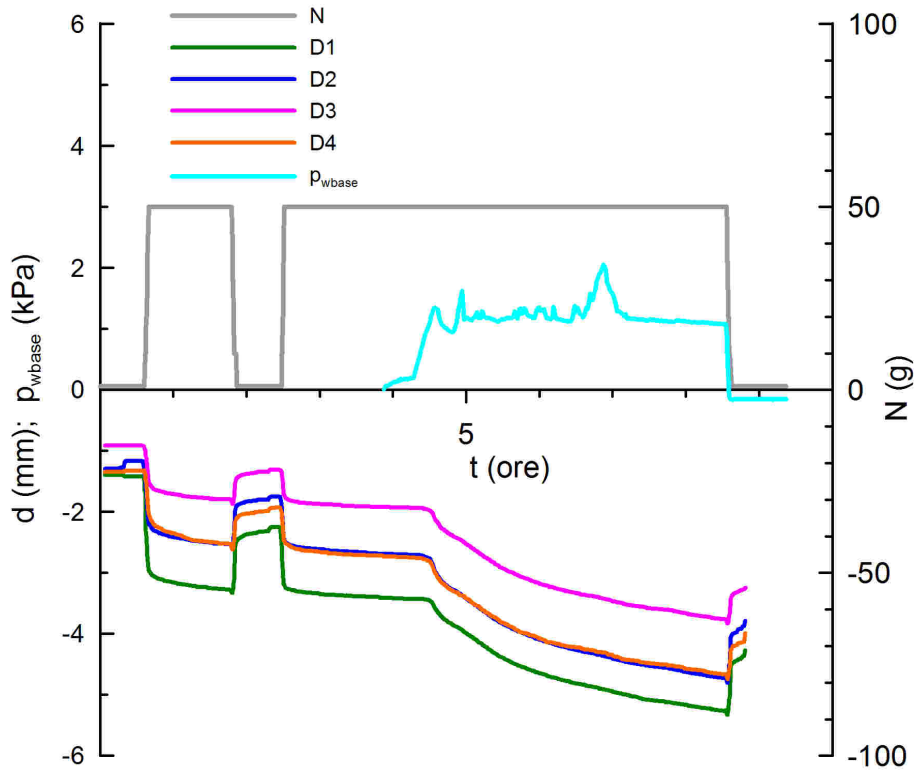


Figura 6.32. Evoluzione dei cedimenti nel tempo e del carico della fondazione (secondo giorno)

Fine prova B

Al fine di determinare il profilo del contenuto d'acqua in peso w è stato infisso un tubo cilindrico di diametro $\phi = 12mm$. Non è stato possibile estrarre la carota di terreno dal tubo metallico. Dopo quattro giorni dalla fine della prova, è stato infisso un tubo in PVC di diametro $\Phi = 100mm$ intorno a quello di diametro minore. In Fig. 6.35 è riportato il profilo di w misurato con la profondità, i due profili ottenuti ricavando w dalla WRC (Fig. 4.12) a partire dai valori di p_w misurati a fine prova.

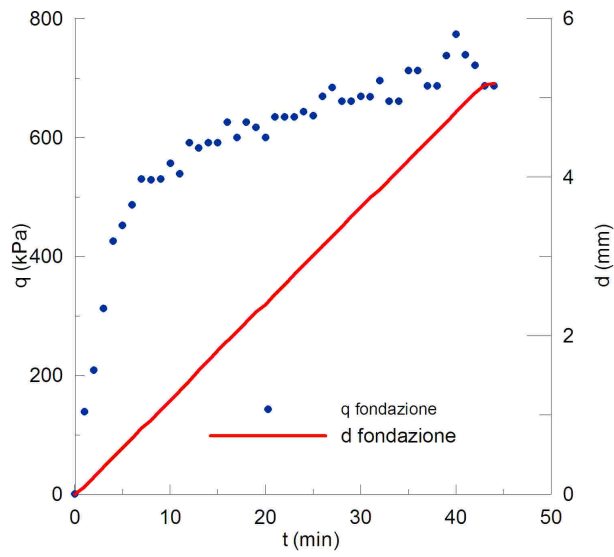


Figura 6.33. Evoluzione del carico misurato e dei cedimenti sulla fondazione ($p_{wbase} = 0$)

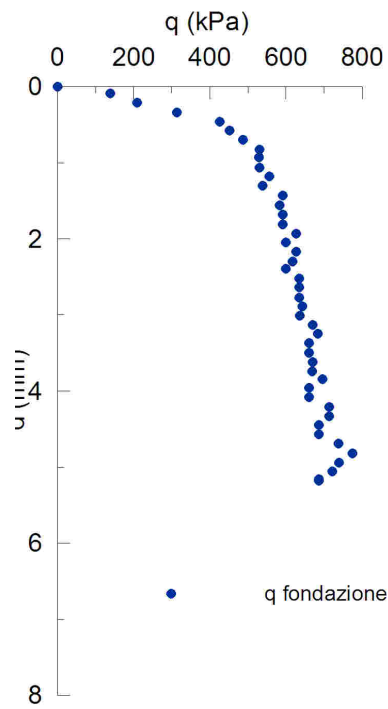


Figura 6.34. Curva carico-cedimenti

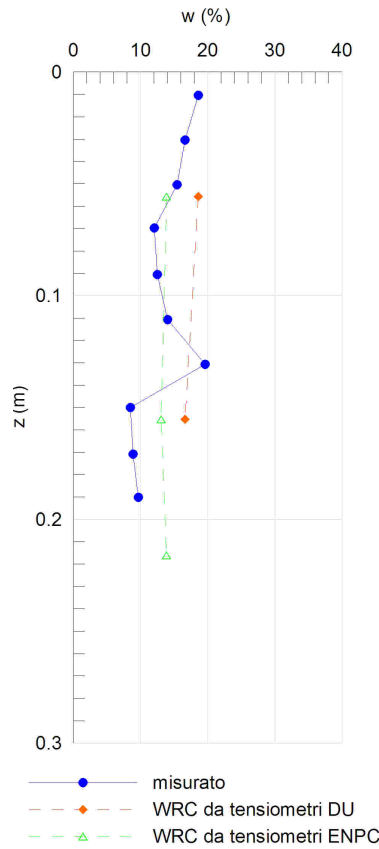


Figura 6.35. Profilo di w con la profondità misurato a fine prova

6.2.5 Prova C

L'obiettivo della prova C è quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di parziale saturazione del deposito di terreno sottostante, con la superficie libera della falda ad un'altezza $H_w = H/2$ dove H rappresenta l'altezza del deposito, ma un problema di refrigerazione della centrifuga ha impedito la corretta esecuzione della fase di carico.

Il modello è stato preparato per compattazione statica (Par. 3.3.3). Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.9.

Tabella 6.9. Caratteristiche iniziali del provino B

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
13.75	14.54	196

Fasi della prova C

La prova è stata effettuata in tre giorni. I tensiometri sono stati installati alle $8h29min$ del primo giorno e lo sono rimasti per la durata complessiva della prova, la registrazione dei dati è avvenuta in continuo per tutta la durata della prova. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $4h31min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;
- $28min(4h31min - 4h59min)$ modello in volo a $50g$;
- $17min(4h59min - 5h16min)$ stop del volo per problemi di refrigerazione della centrifuga;
- $4h19min(5h16min - 9h35min)$ modello in volo a $50g$ senza connessione con acqua;
- $13h40min(9h35min - 23h15min)$ equilibrio a $1g$ (centrifuga ferma durante la notte) senza connessione con acqua;
- $1h54min(23h15min - 25h09min)$ modello in volo a $50g$ senza connessione con acqua;
- $4h32min(25h09min - 29h41min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 0kPa$ alla base del modello (il volo è stato fermato per $15min$ durante questa fase);
- $17h34min(29h41min - 47h15min)$ equilibrio a $1g$ (centrifuga ferma durante la notte) connessione con acqua $p_w = 0$ alla base. All'inizio di questa fase è stato ruotato il modello di 90 nel contenitore della centrifuga;
- $4h41min(47h15min - 51h56min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 0kPa$ alla base del modello il volo è stato fermato per $\simeq 1h$ per la perdita di contatto del tensiometro DU alto;
- $5h36min(51h56min - 57h32min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w \simeq 65kPa$ alla base del modello, dopo $23min$ dall'inizio di questa fase in seguito a un problema di surriscaldamento della centrifuga il pistone, che regola il carico della fondazione, è sceso di $\simeq 30mm$ in meno di $1s$;

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.36 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo durante tutta la durata della prova. Il tempo $t = 0$ corrisponde alle $8h29min$.

Alla fine della fase di equilibrio a $1g$ i tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -110kPa$. Anche in questa prova la messa in volo del modello provoca un'istantaneo aumento della p_w . Tale effetto si verifica anche quando il volo viene fermato.

In Fig. 6.37 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 243mm$ rispetto alla base del deposito. Entrambi i tensiometri misurano una $p_{w0} \simeq -105kPa$. I due tensiometri misurano un aumento della pressione misurata sia quando il modello è messo in volo che durante lo stop ($10h - 23h$). La successiva messa in volo e la contestuale connessione con acqua ($23h$) influenza soltanto le misure effettuate dal tensiometro di DU. Durante lo stop ($30h - 47h$), in cui è stata mantenuta la condizione $p_{wbase} = 0$, la p_w misurata da entrambi i tensiometri continua ad aumentare. La successiva messa in volo evidenzia una possibile perdita di contatto per il tensiometro DU alto da cui la necessità di fermare il volo per

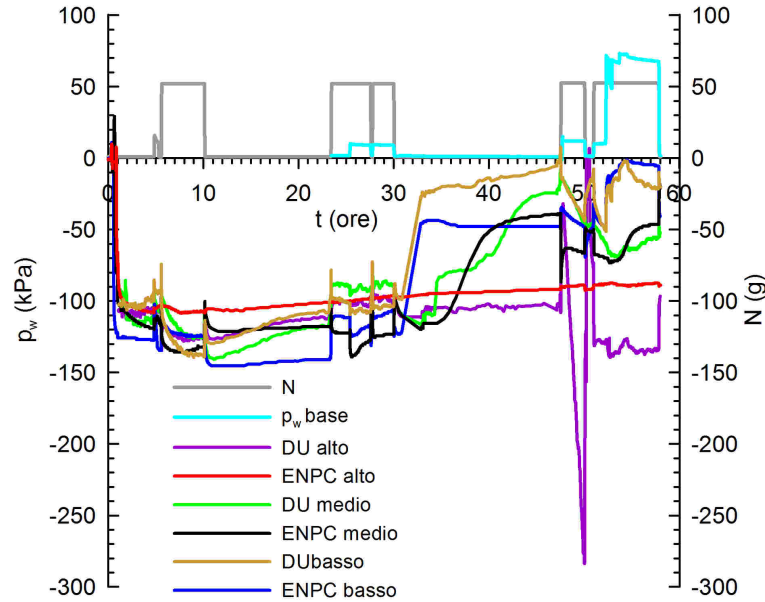


Figura 6.36. Evoluzione di p_w nel tempo

assicurarne il contatto. Il successivo aumento di $p_{wbase} = 65kPa$) non influenza le misure del tensiometro ENPC mentre il tensiometro DU dapprima misura una diminuzione e poi una tendenza ad aumentare di p_w .

In Fig. 6.38 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 155mm$ rispetto alla base del deposito. Entrambi misurano una $p_w = -115kPa$ ad $1g$. La messa in volo un aumento istantaneo della p_w e una successiva diminuzione della p_w . Durante lo stop ($10h - 23h$) entrambi i tensiometri misurano un aumento di p_w . Il successivo volo e la contestuale connessione con acqua $p_{wbase} \cong 0kPa$ provoca un aumento della p_w misurata dal tensiometro DU e una diminuzione della p_w misurata dal tensiometro ENPC. Durante lo stop ($30h - 47h$), in cui è stata mantenuta la condizione $p_{wbase} = 0$, la p_w misurata da entrambi i tensiometri aumenta. Il successivo volo provoca una diminuzione di p_w misurata. L'aumento di $p_{wbase} = 65kPa$ provoca un aumento della p_w misurata da entrambi i tensiometri.

In Fig. 6.39 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro DU misura una $p_{w0} = -100kPa$, il tensiometro ENPC una $p_{w0} = -125kPa$ ad $1g$. La messa in volo un aumento istantaneo della p_w e una successiva diminuzione della p_w . Durante lo stop ($10h - 23h$) entrambi i tensiometri misurano un aumento di p_w . Il successivo volo e la contestuale connessione con acqua $p_{wbase} \cong 0kPa$ provoca un aumento della p_w misurata da entrambi i tensiometri. Durante lo stop ($30h - 47h$), in cui è stata mantenuta la condizione $p_{wbase} = 0$, la p_w misurata da entrambi i tensiometri aumenta bruscamente tra $30h - 33h$, il tensiometro ENPC misura un $p_w = -40kPa$ mentre il tensiometro DU misura un aumento fino $p_w \cong -2kPa$. Il successivo volo induce una diminuzione di p_w misurata. L'aumento di $p_{wbase} = 65kPa$ causa un

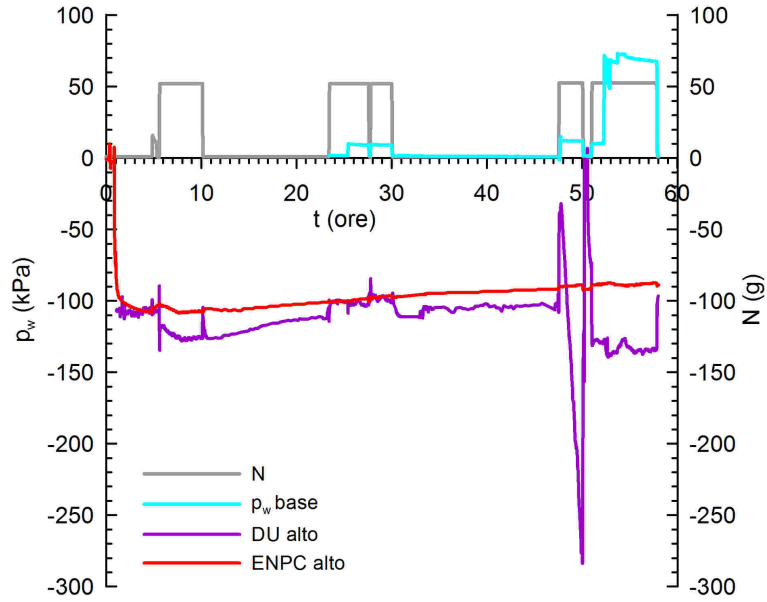


Figura 6.37. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensimetri in alto

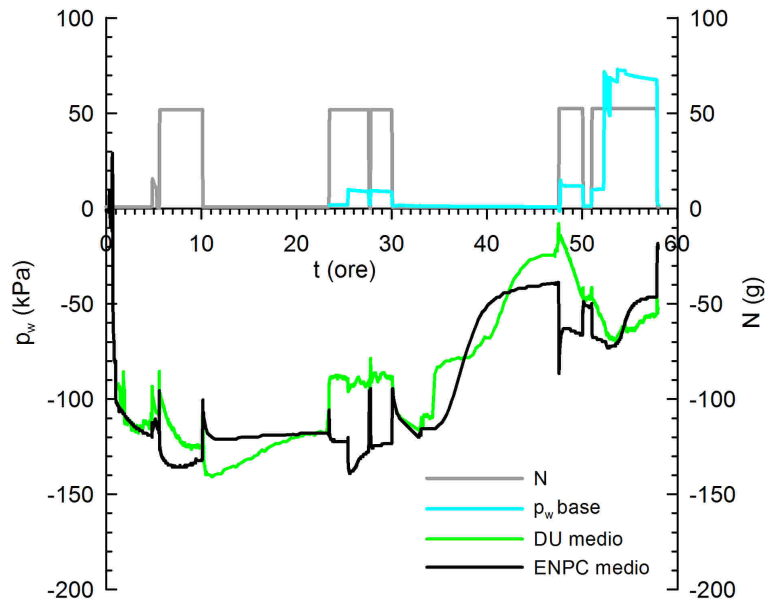


Figura 6.38. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensimetri nella parte media del modello

aumento della p_w misurata da entrambi i tensiometri.

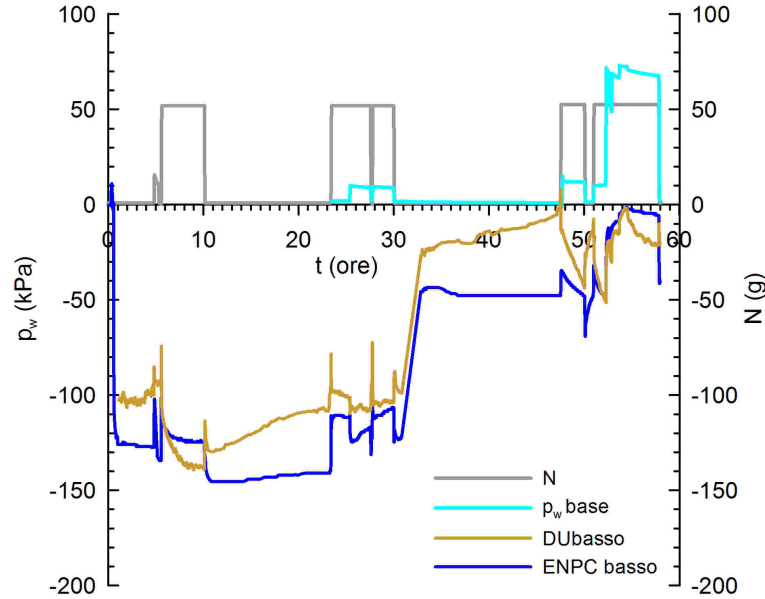


Figura 6.39. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte bassa del modello

In Fig. 6.40 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

In Fig. 6.40 (a) sono riportate le misure dei tensiometri (1g) dopo $\approx 4h40min$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione $S_r = 0.4450$.

In Fig. 6.40 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 7h$ in volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 0kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. I tensiometri in alto misurano un lieve aumento della p_w rispetto ai valori del profilo (a). Il tensiometro DU medio misura un aumento della p_w , mentre il tensiometro ENPC medio una diminuzione rispetto al profilo (a). Anche le misure dei tensiometri in basso vanno in direzioni opposte ossia il tensiometro DU basso diminuisce e quello ENPC aumenta rispetto al profilo (a).

In Fig. 6.40 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 6h$ di volo con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 67kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Le misure sono ancora lontane dalla condizione di equilibrio teorica.

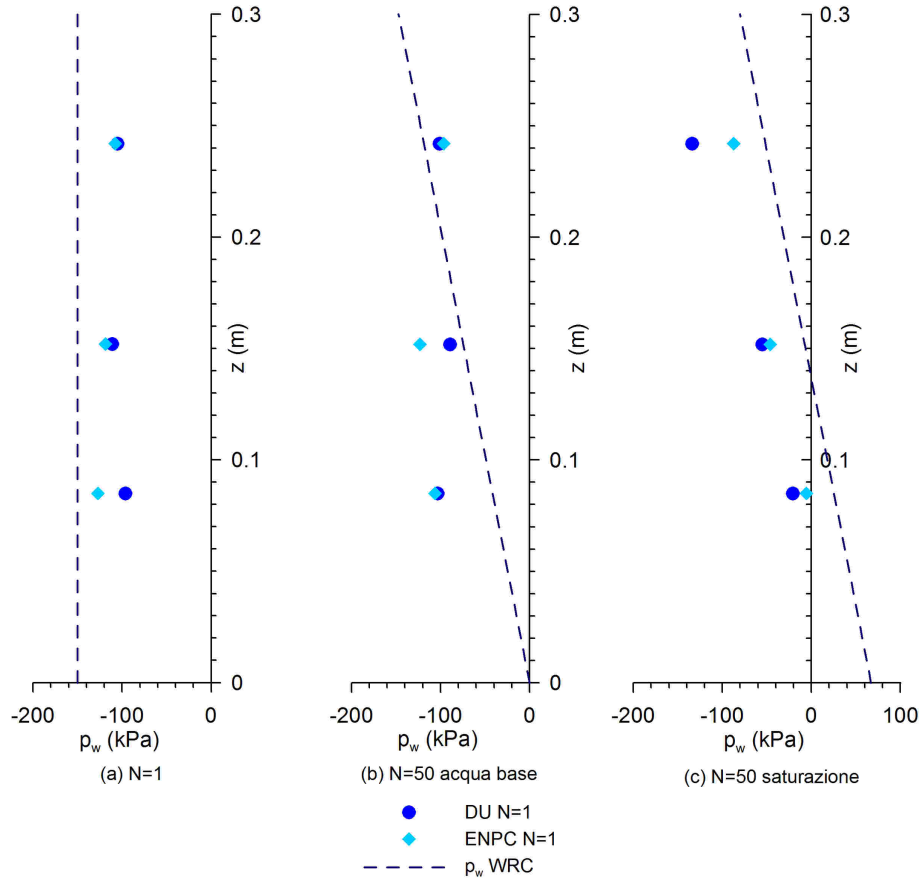


Figura 6.40. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.41 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t . Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 1.5mm$. La sospensione del volo (10h-23h) induce un recupero parziale dei cedimenti pari a $\approx 1mm$. In seguito alla messa in volo (23h) si misura cedimento indotto dal peso proprio di $1.5 - 2mm$. La successiva connessione con acqua (25h-30h) dà luogo ad una ripresa dei cedimenti in seguito alla variazione della condizione idraulica al contorno. Dopo $\approx 5h$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0kPa$, si registrano dei cedimenti complessivi pari a $\approx 5mm$ (di cui $\approx 3mm$ indotti da $p_{wbase} = 0kPa$). La ulteriore sospensione del volo (30h-47h) induce un recupero parziale dei cedimenti pari a $\approx 1.2mm$, durante questa fase è stata mantenuta la condizione $p_{wbase} = 0$. In seguito alla messa in volo (47h) e la condizione $p_{wbase} = 0$ si registra un repentino aumento dei cedimenti pari a $\approx 9mm$. Tali cedimenti sono dovuti a due cause:

1. processo di imbibizione avvenuto durante la sospensione del volo dovuto alla condizione $p_{wbase} = 0$ anche ad $1g$;
2. aumento del peso proprio in seguito al volo.

Il processo di imbibizione avvenuto ad $1g$, quindi ad uno stato tensionale totale molto basso, induce una variazione significativa del grado di saturazione del modello, ben colta dai tensiometri medi e bassi (Fig. 6.38; Fig. 6.39 30h – 43h). Il successivo aumento dello stato tensionale totale su un deposito quasi saturo nella parte medio-bassa induce una possibile plasticizzazione di tale parte in accordo con le misure degli LVDT. La variazione della condizione idraulica $p_{wbase} = 67kPa$ produce un'ulteriore ripresa dei cedimenti (52h-58h), al termine della prova si misurano cedimenti complessivi pari a $\simeq 11mm$ (di cui $\simeq 2mm$ indotti dalla condizione $p_{wbase} = 67kPa$).

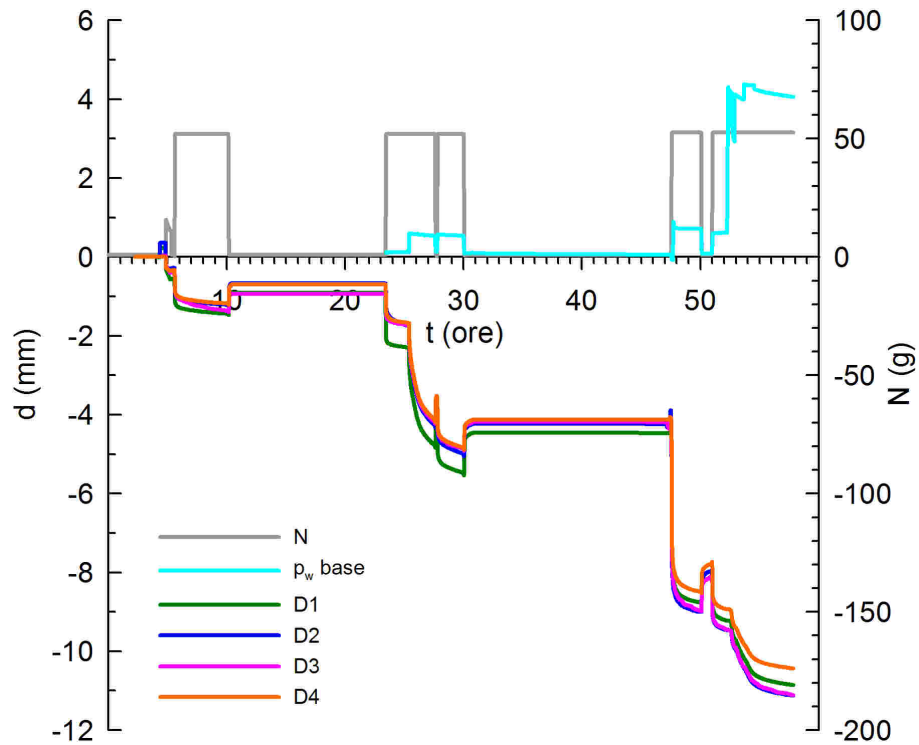


Figura 6.41. Evoluzione dei cedimenti nel tempo

Carico della fondazione

Un problema di refrigerazione e sovraccarico elettrico della centrifuga ha causato la disconnessione del meccanismo di controllo del pistone sulla fondazione. Questo ha

causato un istantaneo abbassamento del pistone fino da una profondità di $\sim 30\text{mm}$ (Fig. 6.42). Non sono state registrate le misure durante l'infissione avvenuta in meno di 1s.



Figura 6.42. Profondità di infissione della fondazione

CPT in volo

Sono state effettuate tre prove CPT ($\phi = 12\text{mm}$, Fig. 6.1) in volo al termine della prova:

1. una prova CPT sotto la fondazione (Fig. 6.43);
2. una prova CPT, nella parte destra, ad una distanza di 7cm dal centro della fondazione (Fig. 6.43);
3. una prova CPT, nella parte sinistra, ad una distanza di 7cm dal centro della fondazione (Fig. 6.43).

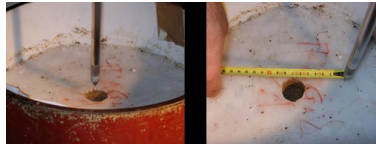


Figura 6.43. Posizione del penetrometro rispetto alla fondazione

In Fig. 6.44 è riportato il profilo della resistenza alla punta q_c misurata in funzione della profondità. Dalla Fig. 6.44 è possibile dedurre:

- un notevole incremento di q_c indotto dall'abbassamento della fondazione (Fig. 6.44 (b)) rispetto ai profili (a) e (c);
- una resistenza q_c costante tra $0.07m$ e $0.11m$ per i profili (a) e (c);
- un incremento lineare di q_c al si sotto di $0.17m$ che indica uno stato di possibile normal consolidazione indotto dalla saturazione.

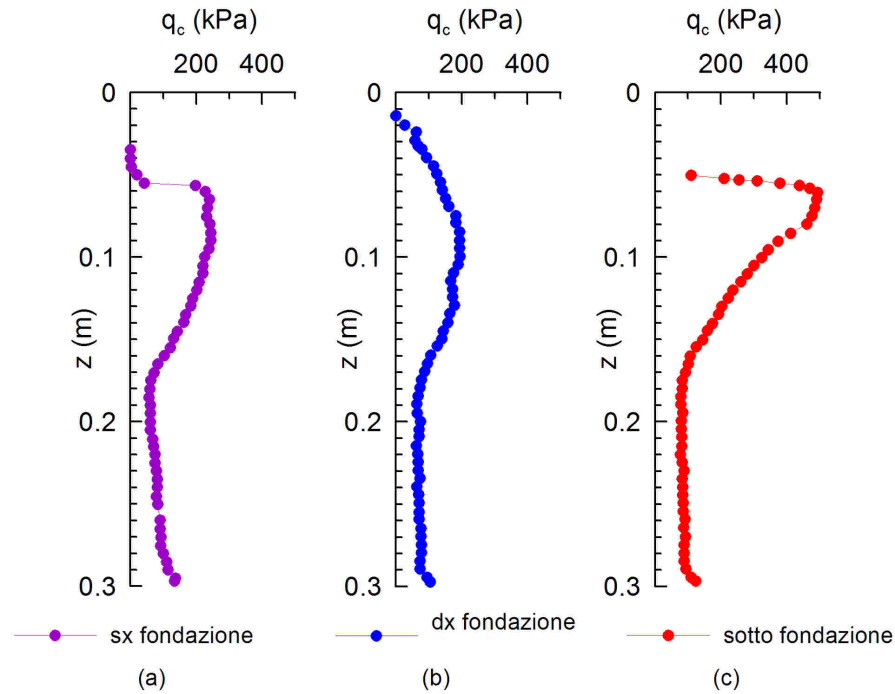


Figura 6.44. Profilo di q_c con la profondità

Fine prova B

Al fine di determinare il profilo del contenuto d'acqua in peso w e della densità secca γ_d è stato infisso un tubo in PVC di diametro $\Phi = 56.5mm$ (Fig. 6.45).

In Fig. 6.46(a) sono riportati i profili di γ_d , γ misurati con la profondità. In Fig. 6.46(b) sono riportati i profili di w misurato e di w ottenuti invertendo la curva di ritenzione idrica sulla base delle misure dei tensiometri.

Il profilo di w è in accordo con il processo di saturazione indotto dalla $p_{wbase} = 67kPa$. Il profilo di γ_d è congruente con un possibile collasso per saturazione nella parte bassa del modello.



Figura 6.45. Particolare del tubo infisso per la determinazione di w e γ_d

6.3 Seconda serie di prove

Nelle prove D, E, F sono stati installati sei tensiometri (tre forniti dall'ENPC e tre da DU) a tre diverse altezze in posizione diametralmente opposta. In Tab. 6.10 è riportata la posizione esatta di ciascun tensiometro rispetto alla base del modello (Fig. 3.6).

Tabella 6.10. Tensiometri e relativa altezza rispetto alla base del deposito di limo

<i>Prova</i>	<i>Basso_{DU}(mm)</i>	<i>Medio_{DU}(mm)</i>	<i>Alto_{DU}(mm)</i>	<i>Basso_{ENPC}(mm)</i>	<i>Medio_{ENPC}(mm)</i>	<i>Alto_{ENPC}(mm)</i>
D	85	155	243	85	155	243
E	85	155	245	85	155	245
F	85	152	242	85	152	242

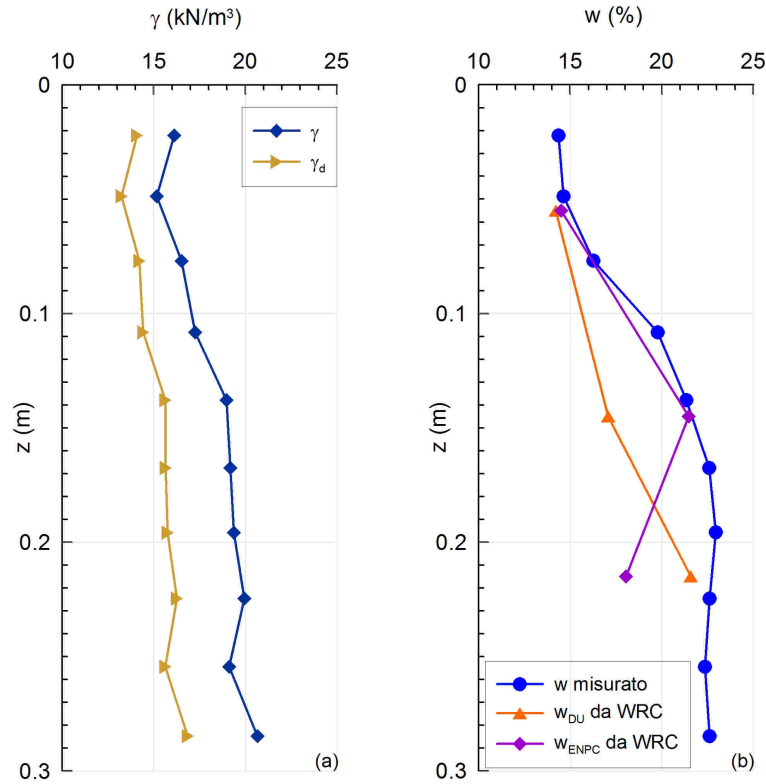


Figura 6.46. Profili di γ_d , γ e w a fine prova

Sono stati installati quattro LVDT per la misura degli spostamenti verticali a piano campagna del modello (Fig. 6.47), tre ad una distanza di circa 10cm dal centro della fondazione, uno ad una distanza di 3cm dal centro della fondazione. I valori esatti delle distanze sono riportati in Tab. 6.11.

Tabella 6.11. LVDT e relativa distanza dal centro della fondazione

Prova	LVDT1 (D1)	LVDT2 (D2)	LVDT3 (D3)	LVDT4 (D4)
D	9.5cm	3cm	9.7cm	10.5cm
E	9.5cm	3cm	9.7cm	10.5cm
F	9.5cm	3cm	9.7cm	10.5cm

La fondazione è rappresentata da un disco metallico circolare di diametro $d_m = 3\text{cm}$ (Fig. 3.4).

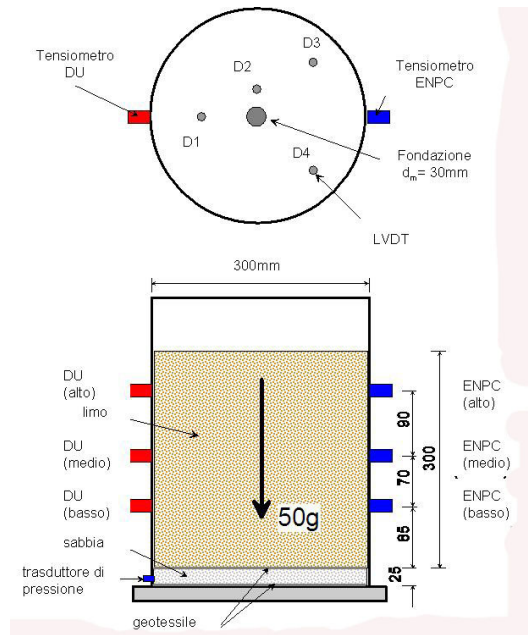


Figura 6.47. Strumentazione utilizzata e relativa posizione nella seconda serie di prove

6.3.1 Prova D

L'obiettivo della prova D è stato quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di parziale saturazione del deposito di terreno sottostante, con la superficie libera della falda ad un'altezza $H_w = H/2$ in cui H è l'altezza del modello. Tale condizione è stata ottenuta imponendo $p_{wbase} \simeq 65 kPa$. Una volta caricata la fondazione è stato saturato il modello aumentando la pressione alla base fino ad un valore $p_{wbase} \simeq 130 kPa$ (mantenendo il pistone fermo). Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.12.

Tabella 6.12. Caratteristiche iniziali del provino A

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
13.75	14.44	208

Fasi della prova D

La prova è stata effettuata in $\simeq 19h47min$. I tensiometri sono stati installati alle $12h20min$ che corrisponde al tempo di riferimento $t = 0$. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $3h37min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;

- 27min(3h37min – 4h04min) modello in volo a 50g;
- 13min(4h04min – 4h17min) stop del volo;
- 3min(4h17min – 4h20min) modello in volo a 50g senza connessione con acqua;
- 6h15min(4h20min – 10h35min) modello in volo a 50g con $p_w = 65kPa$ alla base del modello;
- 1h24min(10h35min – 11h59min) stop del volo;
- 5h58min(11h59min – 17h57min) modello in volo a 50g con $p_w = 65kPa$ alla base del modello;
- 20min(17h57min – 18h17min) carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$, $p_{wbase} = 65kPa$;
- 1h50min(18h17min – 20h07min) modello in volo a 50g con $p_w \simeq 130kPa$ alla base del modello.

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.48 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo.

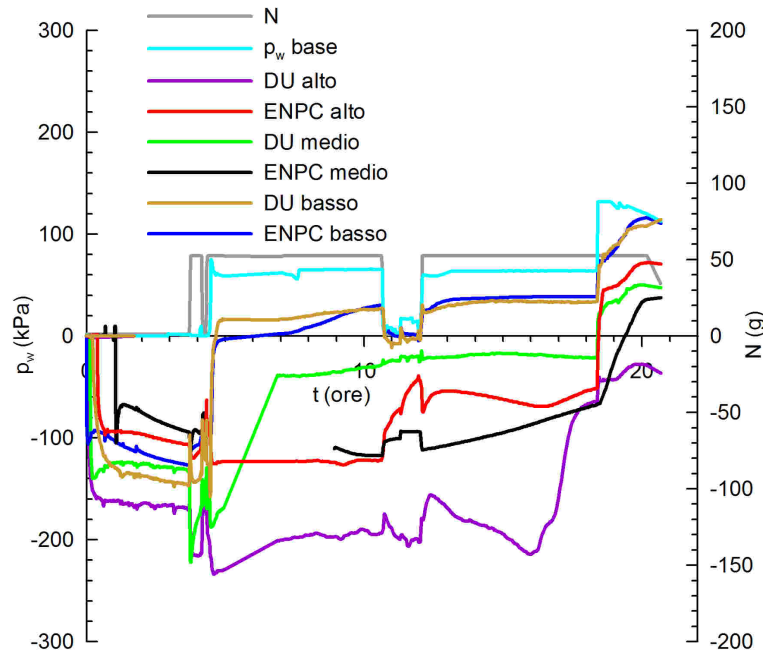


Figura 6.48. Evoluzione di p_w nel tempo

Alla fine della fase di equilibrio a $1g$ i tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -140kPa$. La messa in volo a $50g$ e la immediata connessione con acqua ad una pressione $p_{wbase} \simeq 65kPa$ determinano una diminuzione e successivamente un aumento della p_w misurata per i tensiometri medi e bassi, al contrario i tensiometri alti misurano dapprima un aumento e poi una diminuzione della p_w misurata.

In Fig. 6.49 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 243mm$ rispetto alla base del deposito. La messa in volo e la successiva connessione con acqua ad una $p_{wbase} \cong 65kPa$ (4h - 10h 15min), determina una diminuzione della p_w misurata per entrambi i tensiometri. Il tensiometro ENPC sembra raggiungere presto l'equilibrio $p_w \cong -125kPa$, mentre il tensiometro DU misura un aumento della p_w che non è ancora stabile quando viene fermato il volo (10h 15min). Lo stop e la successiva messa in volo provoca una variazione delle misure di entrambi i tensiometri, entrambi misurano una $p_w \cong -60kPa$ ($\cong 17h57min$). L'ulteriore aumento della pressione alla base fino ad un valore $p_{wbase} \cong 130kPa$ determina un aumento delle misure di entrambi i tensiometri anche se di entità diversa.

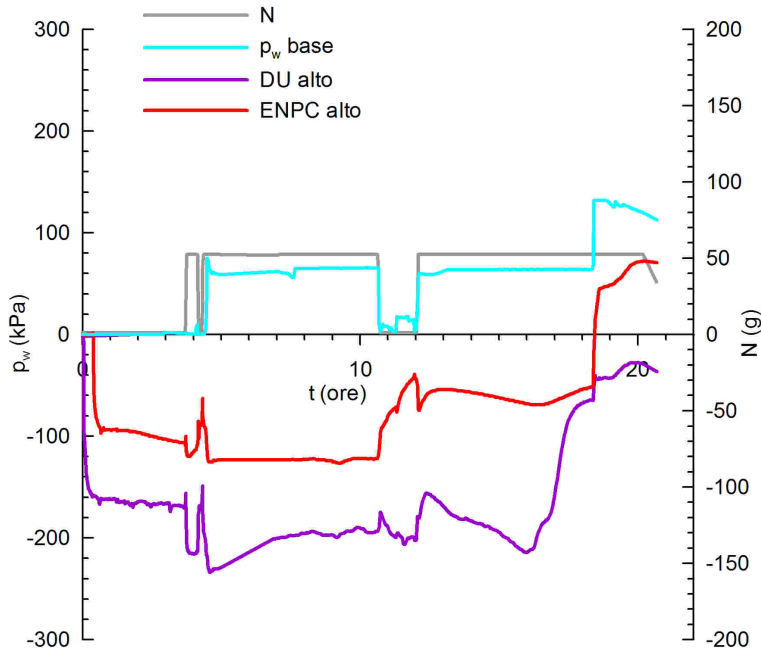


Figura 6.49. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto

In Fig. 6.50 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 155mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri misurano una $p_{w0} = -100kPa$ ad 1g. In seguito alla messa in volo e alla successiva connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 65kPa$ il tensiometro DU misura un aumento di pressione fino ad un valore $p_w = -20kPa$ dopo $\cong 14h$ di connessione con acqua. Il tensiometro ENPC in seguito ad una possibile perdita di contatto, all'inizio del volo, cava. In seguito al fenomeno di collasso per saturazione si ristabilisce il contatto tra terreno e tensiometro che torna a misurare valori corretti. Al termine della fase di connessione con acqua $p_{wbase} = 65kPa$ il tensiometro ENPC misura una $p_w = -70kPa$. Il successivo aumento della pressione alla base fino ad un valore $p_{wbase} \cong$

$130kPa$ determina un aumento delle misure di entrambi i tensiometri fino ad un valore di equilibrio di $\simeq 40kPa$.

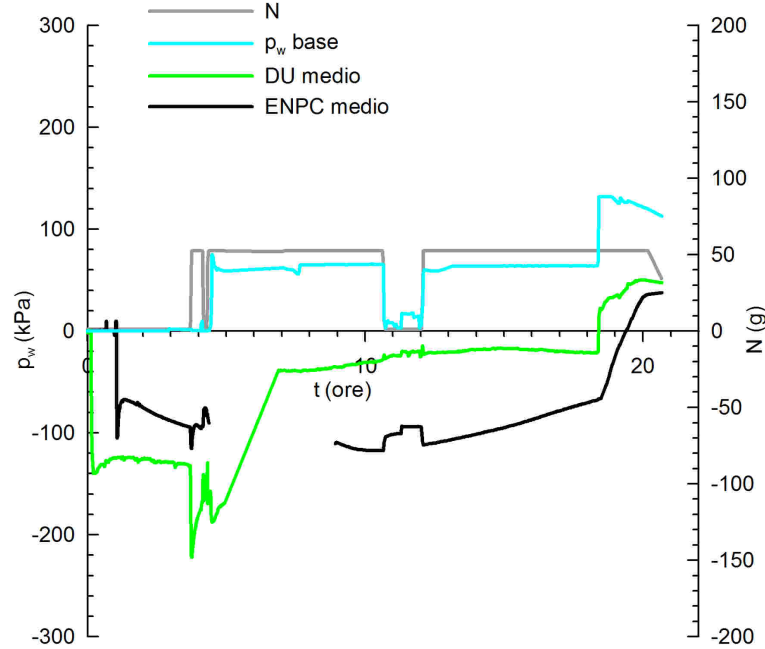


Figura 6.50. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello

In Fig. 6.51 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tb} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri ad $1g$ misurano una $p_{w0} \cong -125kPa$. Al termine della fase con $p_{wbase} \simeq 65kPa$ ($\simeq 18h30min$) entrambi i tensiometri misurano una $p_w = 35kPa$. Il successivo aumento di $p_{wbase} = 130kPa$ comporta un aumento delle misure di entrambi i tensiometri fino ad un valore $p_w \simeq 110kPa$.

In Fig. 6.52 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

In Fig. 6.52 (a) sono riportate le misure dei tensiometri ($1g$) dopo $\approx 3h$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione $S_r = 0.4383$.

In Fig. 6.52 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 14h$ di volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 65kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. C'è un buon accordo tra l'andamento teorico e le misure dei tensiometri.

In Fig. 6.52 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 1h30m$ di volo con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 130kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Le misure dei tensiometri medi e bassi sono in buon accordo con l'andamento idrostatico teorico. I tensiometri in alto mostrano delle differenze

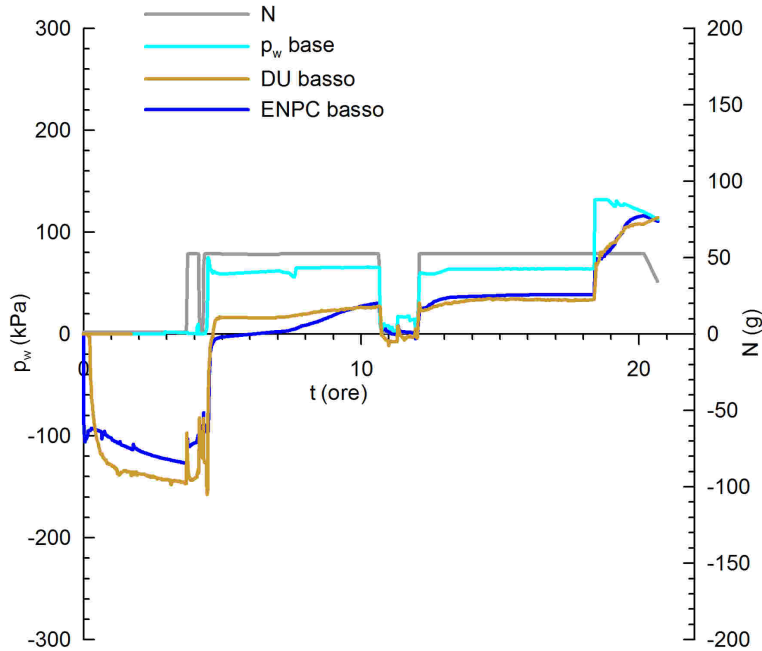


Figura 6.51. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensimetri nella parte bassa del modello

rispetto all'andamento idrostatico e tra di loro.

Evolutione dei cedimenti

In Fig. 6.53 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t . Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 1.2mm$. La sospensione del volo induce un recupero parziale dei cedimenti pari a $\approx 1mm$. In seguito alla messa in volo (4h 20min) e alla successiva connessione con acqua $p_{wbase} \approx 65kPa$ si misura un cedimento (dopo $\approx 14h$ di volo e $p_{wbase} = 65kPa$) $d \approx 10mm$. Il successivo aumento di pressione alla base fino ad un valore $\approx 130kPa$ da luogo ad un fenomeno di rigonfiamento di circa $\approx 0.5mm$. Il carico della fondazione (18h) sembra non influenzare le misure degli LVDT.

Carico della fondazione

In Fig. 6.54 è riportato il carico q sulla fondazione, gli spostamenti ricavati dall'imposizione di $v_p = 0.12mm/min$ entrambi in funzione del tempo. Sono anche riportate le misure dei tensimetri e degli LVDT. Sia la pressione dell'acqua misurata dai tensimetri che gli spostamenti misurati dagli LVDT non sono influenzati dalla fase di carico della fondazione.

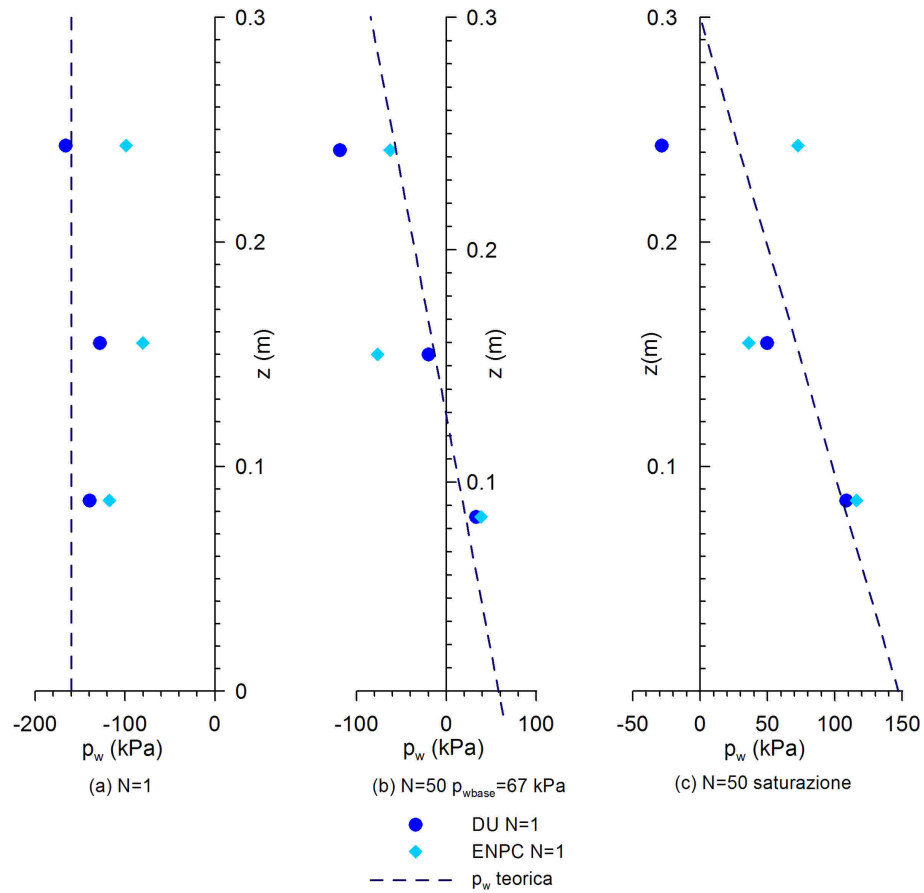


Figura 6.52. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

In Fig. 6.55 è riportato il carico q in funzione dei cedimenti imposti.

Si nota come la curva carico-cedimenti evidenzia un incremento di q all'aumentare degli spostamenti. Al termine della fase di carico, con $p_{wbase} = 65$ kPa, si misura un carico $q = 600$ kPa. In seguito all'aumento della pressione dell'acqua alla base ($p_{wbase} = 140$ kPa) si nota un decadimento del carico fino ad un valore pari a $q \simeq 100$ kPa. Questo decadimento del carico all'aumentare della superficie libera è dovuto principalmente alla riduzione delle tensioni efficaci e ad un possibile effetto del tempo indotto dal carico. Tale diminuzione di q non è attribuibile ad una possibile perdita di contatto tra fondazione e terreno perchè durante la fase di saturazione si misurano spostamenti di rigonfiamento (lieve).

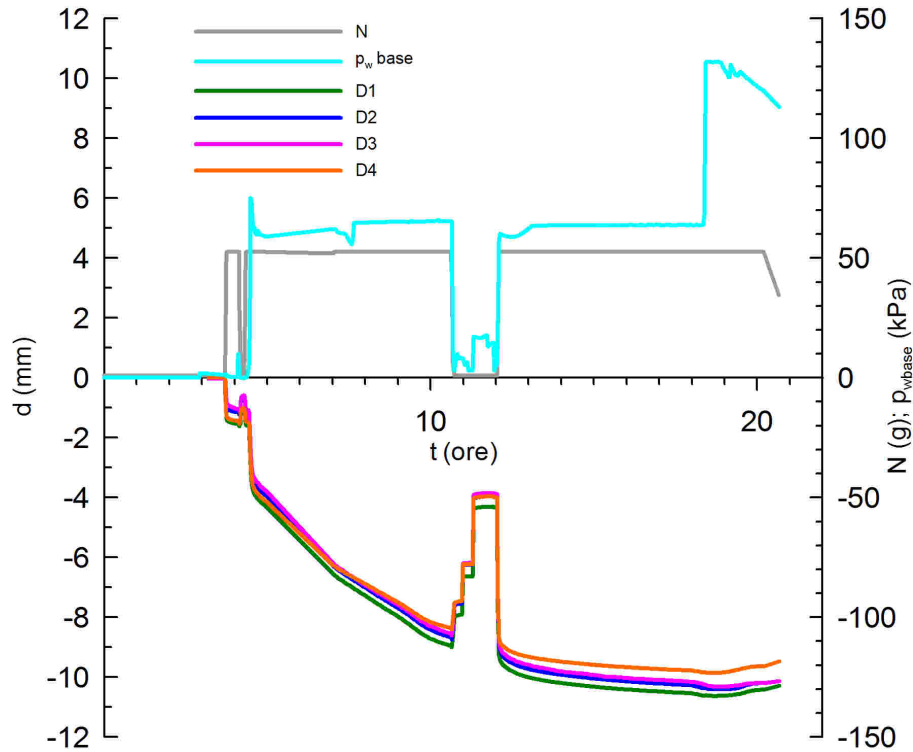


Figura 6.53. Evoluzione dei cedimenti nel tempo

CPT in volo

È stata effettuata una prova CPT ($\phi = 12\text{mm}$, Fig. 6.1) in volo al termine della prova ad una distanza di 7cm dal centro della fondazione. In Fig. 6.56 è riportato il profilo della resistenza alla punta q_c misurata in funzione della profondità.

Dalla Fig. 6.56 è possibile dedurre:

- una resistenza alla punta pressochè costante tra $0.03\text{m} < z < 0.1\text{m}$;
- una variazione lineare della resistenza q_c con la profondità tra $0.1\text{m} < z < 0.21\text{m}$;
- una variazione con maggiore pendenza per $0.21\text{m} < z < 0.27\text{m}$ probabilmente legata a fenomeni di disturbo del fondo del contenitore.

Questo profilo è in buon accordo con un possibile collasso per saturazione che ha interessato la parte medio-bassa del modello (stato di normal consolidazione), e un possibile rigonfiamento indotto dalla saturazione fino quasi a piano campagna (stato di sovraconsolidazione).

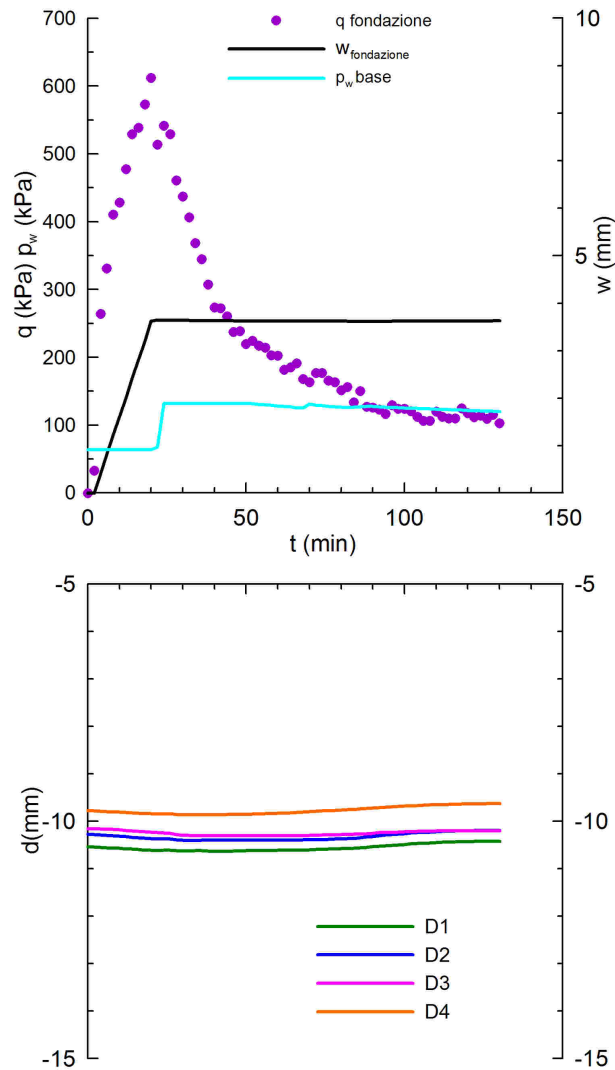


Figura 6.54. Evoluzione del carico misurato, dei cedimenti sulla fondazione ($p_{wbase} = 65$) e delle altre grandezze misurate

6.3.2 Prova E

L'obiettivo della prova E è stato quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di parziale saturazione ($H_w = 0$) del deposito di terreno sottostante fino ad un valore di q pari alla media tra quello misurato nella prova A e nella prova B. Successivamente aumentare l'altezza della superficie libera fino ad un valore $H_w = H/2$ dove H è l'altezza del modello e proseguire il carico della fondazione fino a rottura. Ma un problema di surriscaldamento della centrifuga ha impedito la corretta esecuzione della fase di carico, che è avvenuta in maniera quasi istantanea.

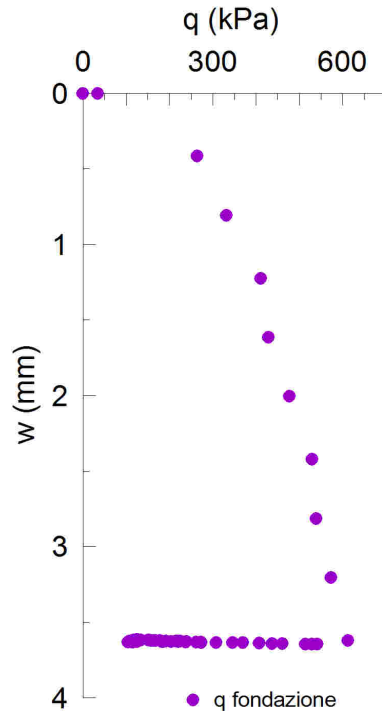


Figura 6.55. Curva carico-cedimenti

Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.13.

Tabella 6.13. Caratteristiche iniziali del provino A

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
15.10	14.29	180

Fasi della prova E

La prova è stata effettuata in $\simeq 20h$. I tensiometri sono stati installati alle $14h08min$ che corrisponde al tempo di riferimento $t = 0$. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $34min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;
- $32min(34min - 1h06min)$ modello in volo a $50g$;
- $8h1min(1h06min - 8h07min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 0kPa$ alla base del modello;
- $8h45min(8h07min - 16h52min)$ misure dei tensiometri a $1g$.

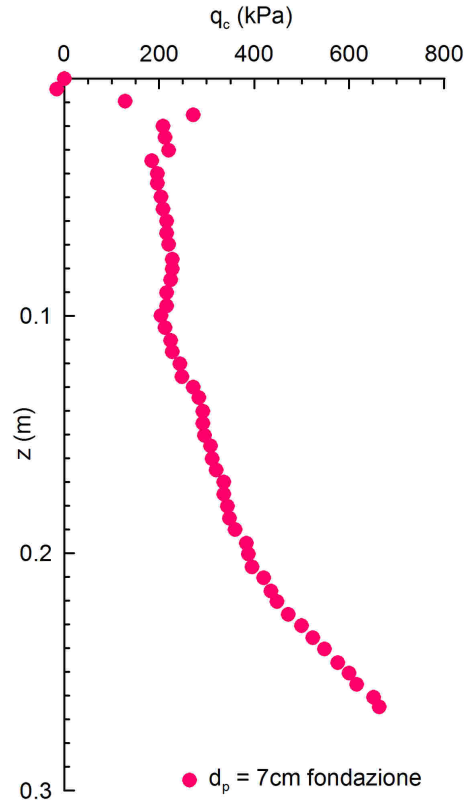


Figura 6.56. Profili di q_c con la profondità

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.57 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo.

Alla fine della fase di equilibrio a $1g$ i tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -110kPa$. La messa in volo a $50g$ determina un aumento della p_w misurata da tutti i tensiometri. La connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0$ genera un'istantanea diminuzione della p_w misurata da tutti i tensiometri e una successiva tendenza ad aumentare. Il successivo stop del volo genera un aumento istantaneo delle pressioni misurate. Le misure effettuate ad $1g$ mostrano un processo di infiltrazione dell'acqua presente alla base del modello, e il possibile avanzamento del fronte bagnato, che ha raggiunto la parte bassa del modello e la parte media (con un tempo maggiore) ma che non sembra ancora aver raggiunto la parte alta.

In Fig. 6.58 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 245mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri misurano una $p_{w0} = -130kPa$ ad $1g$. La messa in volo e la successiva connessione con acqua ad una $p_{wbase} \cong 0kPa$, determina dapprima una e poi un aumento della p_w misurata per entrambi i tensiometri fino ad un valore di $p_w \cong -150kPa$. Nella successiva fase

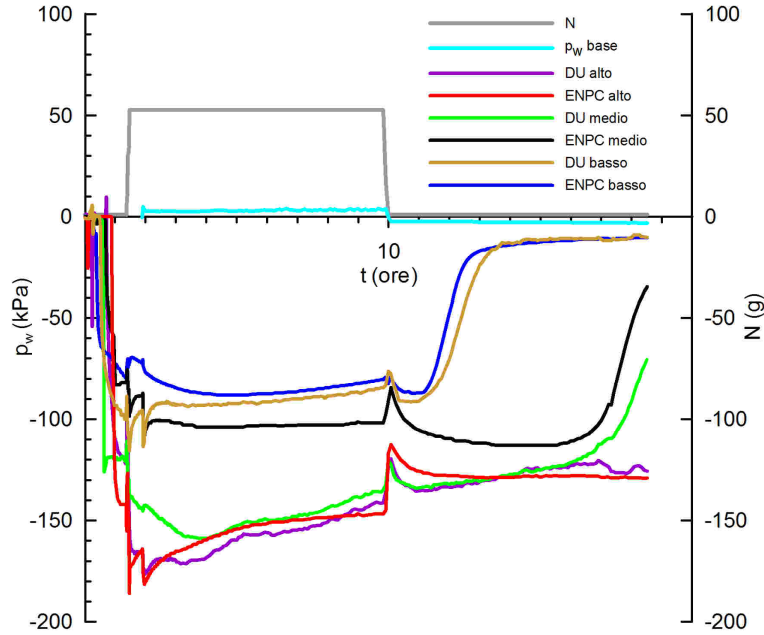


Figura 6.57. Evoluzione di p_w nel tempo

ad $1g$ entrambi i tensiometri misurano un aumento di p_w fino ad un valore pari a $p_w = -130kPa$.

In Fig. 6.59 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 155mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} = -100kPa$ ad $1g$. In seguito alla messa in volo e alla successiva connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0kPa$ il tensiometro DU misura un aumento diminuzione e poi un aumento di p_w fino ad un valore $p_w = -135kPa$ dopo $\simeq 8h$ di connessione con acqua alla base ($p_{wbase} = 0$). Nella successiva fase ad $1g$ entrambi i tensiometri misurano dapprima un valore pressochè costante di p_w e poi un repentino aumento.

In Fig. 6.60 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tb} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri ad $1g$ misurano una $p_{w0} \simeq -140kPa$. Al termine della fase con $p_{wbase} \simeq 0kPa$ ($\simeq 8h$) entrambi i tensiometri misurano una $p_w = -85kPa$. Nella successiva fase ad $1g$ entrambi i tensiometri misurano dapprima un valore pressochè costante di p_w e poi un repentino aumento fino ad un valore pari a $p_w \simeq -10kPa$.

In Fig. 6.61 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

In Fig. 6.61 (a) sono riportate le misure dei tensiometri ($1g$) dopo $\simeq 1h$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione $Sr = 0.4704$.

In Fig. 6.61 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\simeq 8h$ di volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 0kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. C'è un buon accordo tra l'andamento teorico e le misure dei tensiometri.

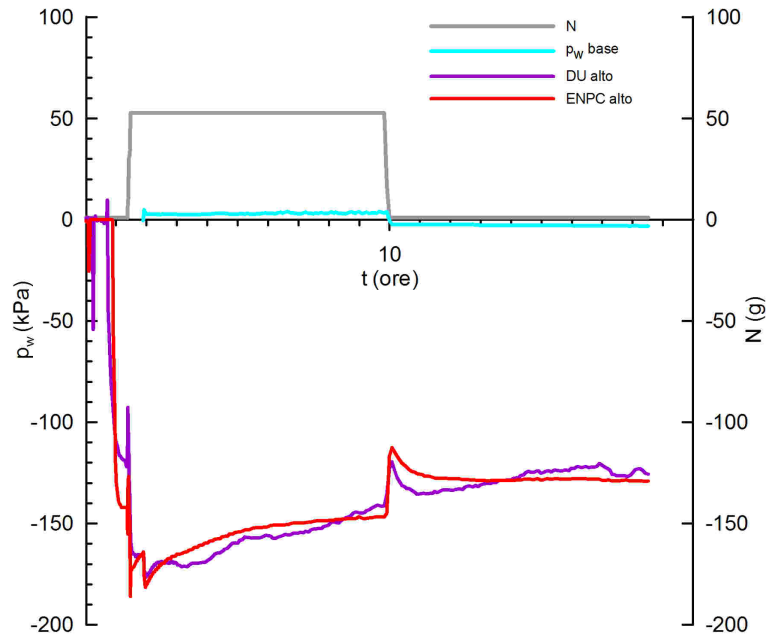


Figura 6.58. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto

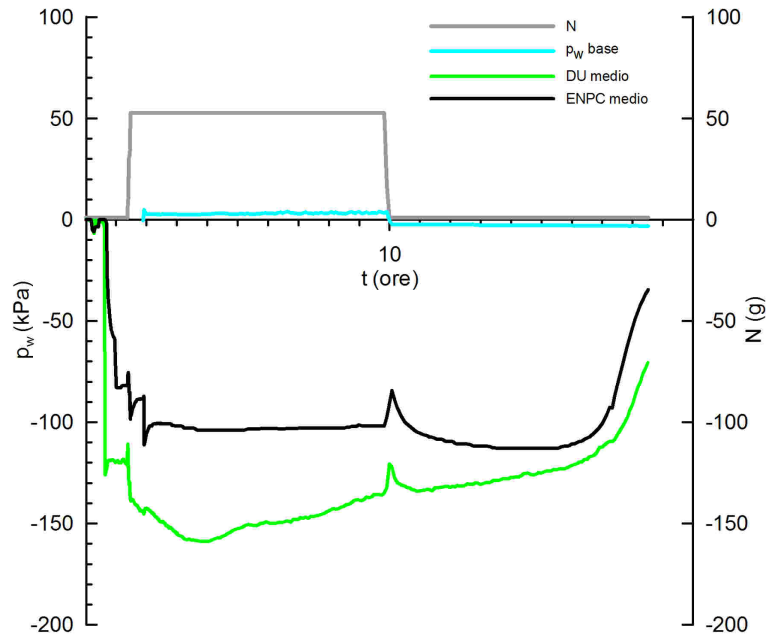


Figura 6.59. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello

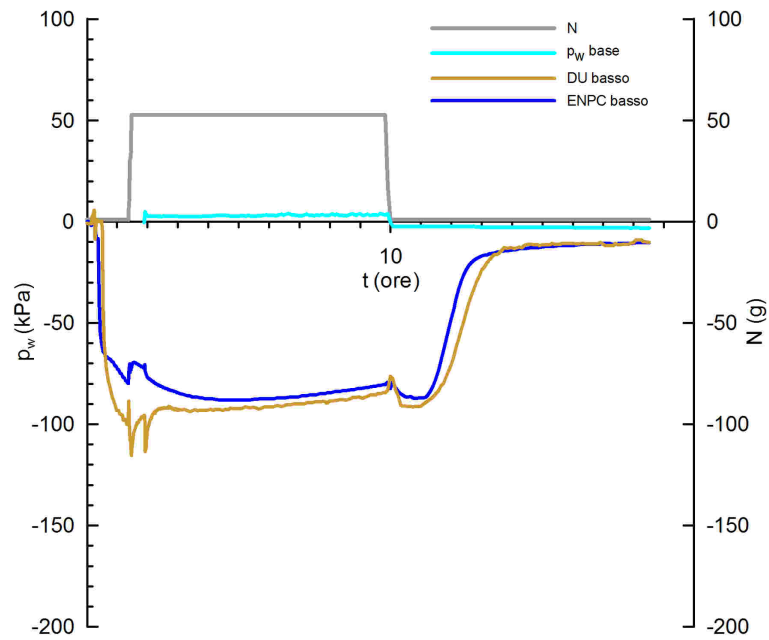


Figura 6.60. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte bassa del modello

In Fig. 6.61 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 8h30m$ a $1g$ con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 0kPa$ e l'andamento idrostatico teorico. Il fronte bagnato sembra aver raggiunto la parte bassa del modello e in parte quella media, mentre non ha raggiunto la parte alta.

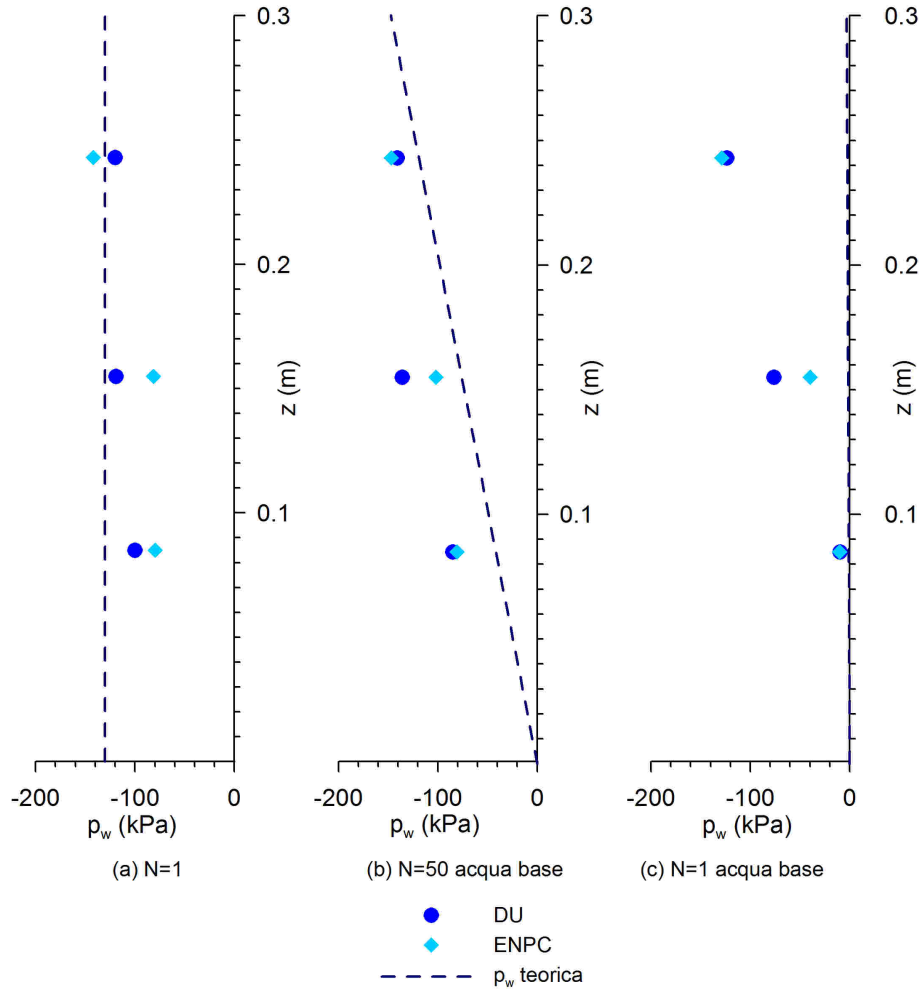


Figura 6.61. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.62 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t . Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 1.0mm$. Dopo $\simeq 8h$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0$ si misurano dei cedimenti complessivi pari a $\simeq 3.5mm$. La sospensione del volo induce un recupero parziale dei cedimenti pari a $\simeq 1mm$.

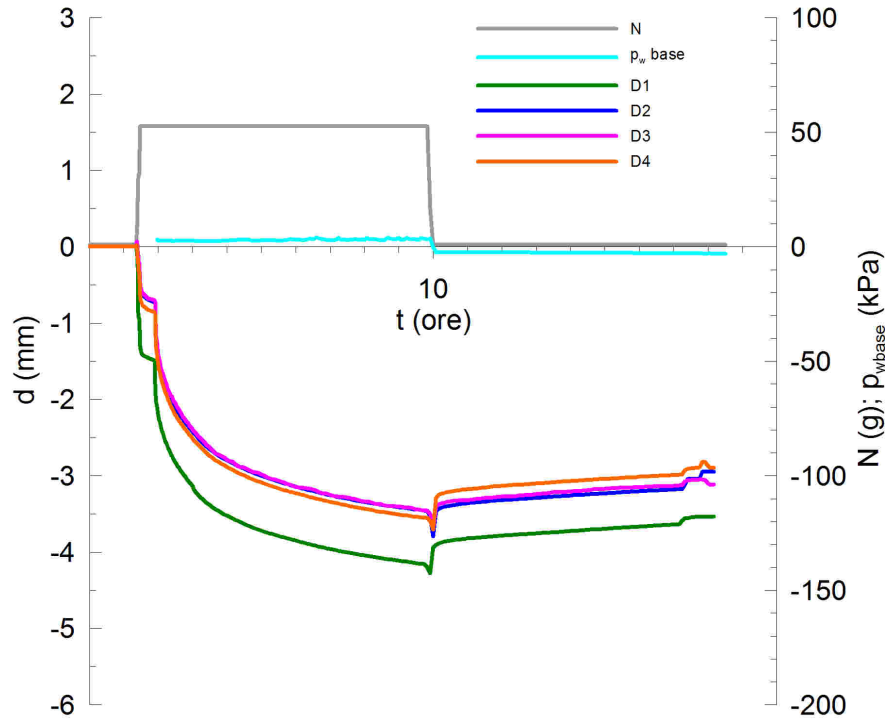


Figura 6.62. Evoluzione dei cedimenti nel tempo

Carico della fondazione

Un problema di surriscaldamento della centrifuga ha causato la perdita di controllo del servomeccanismo che regola la posizione del pistone sulla fondazione. Ciò ha causato un'abbassamento del pistone di $\approx 30\text{mm}$ in meno di un minuto.

In Fig. 6.63 è riportato il carico q sulla fondazione, gli spostamenti imposti in funzione del tempo.

In Fig. 6.64 è riportato il carico q in funzione degli spostamenti.

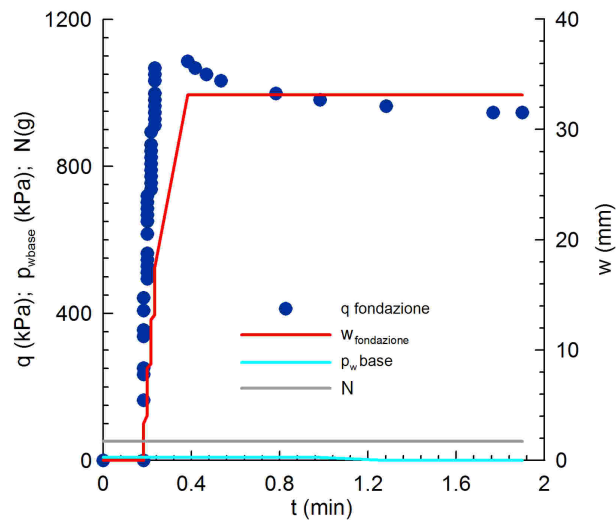


Figura 6.63. Evoluzione del carico misurato, dei cedimenti sulla fondazione ($p_{wbase} = 0$)

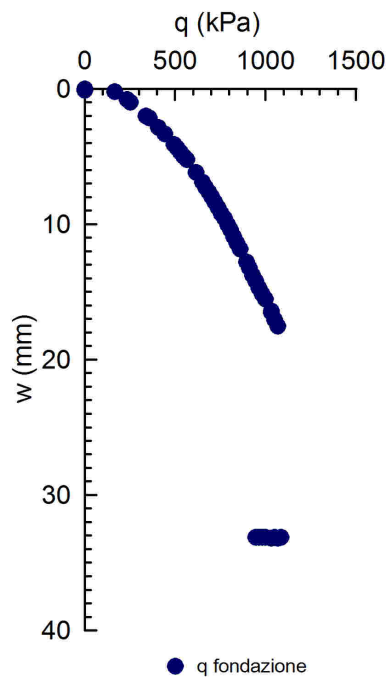


Figura 6.64. Curva carico-cedimenti

6.3.3 Prova F

L'obiettivo della prova F è stato quello di effettuare il carico della fondazione in condizioni di parziale saturazione ($H_w = 0$) del deposito di terreno sottostante fino ad un valore di q pari alla metà di quello misurato nella prova D. Poi è stato fermato il volo e posto un peso costante pari al carico applicato. È stata innalzata la superficie libera della falda ad $H_w = H/2$ e continuato il carico della fondazione a velocità di spostamento controllata. Diminuire la superficie libera della falda ad $H_w = 0$ e continuare il carico della fondazione. Le caratteristiche iniziali del modello e la tensione di compattazione sono riportate in Tab. 6.13.

Tabella 6.14. Caratteristiche iniziali del provino F

$w(\%)$	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\sigma_{vc}(kPa)$
12.54	14.57	215

Fasi della prova F

La prova è stata effettuata in due giorni ($\simeq 31h30min$). I tensiometri sono stati installati alle $12h00min$ che corrisponde al tempo di riferimento $t = 0$. Le fasi dettagliate della prova sono le seguenti:

- $3h29min$ equilibrio dei tensiometri a $1g$;
- $1h46min(3h29min - 5h15min)$ modello in volo a $50g$;
- $13h54min(5h15min - 19h05min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 0kPa$ alla base del modello, durante questa fase c'è stato uno stop del volo di $51min$ per evitare il surriscaldamento della centrifuga ($16h 32min-17h 23min$);
- $4min(19h05min - 19h59min)$ carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$, $p_{wbase} = 0kPa$;
- $44min(19h09min - 19h53min)$ stop del volo per applicare un peso costante equivalente al carico applicato;
- $1h38min(19h53min - 21h31min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 0kPa$ alla base del modello;
- $6h44min(21h31min - 28h15min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 60kPa$ alla base del modello;
- $26min(28h15min - 28h41min)$ stop del volo per rimuovere il peso costante dalla fondazione e rimettere in funzione il pistone a velocità di spostamento controllata;
- $20min(28h41min - 29h01min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 60kPa$ alla base del modello;
- $16min(29h01min - 29h17min)$ carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$, $p_{wbase} = 60kPa$;
- $1h42min(29h17min - 30h59min)$ modello in volo a $50g$ con $p_w = 0kPa$ alla base del modello;
- $29min(30h59min - 31h28min)$ carico della fondazione a velocità di spostamento controllata $v_p = 0.12mm/min$, $p_{wbase} = 0kPa$.

Evoluzione della pressione dell'acqua

In Fig. 6.65 è riportata l'evoluzione della pressione dell'acqua misurata dai tensiometri, di quella alla base del modello e dell'accelerazione nel tempo.

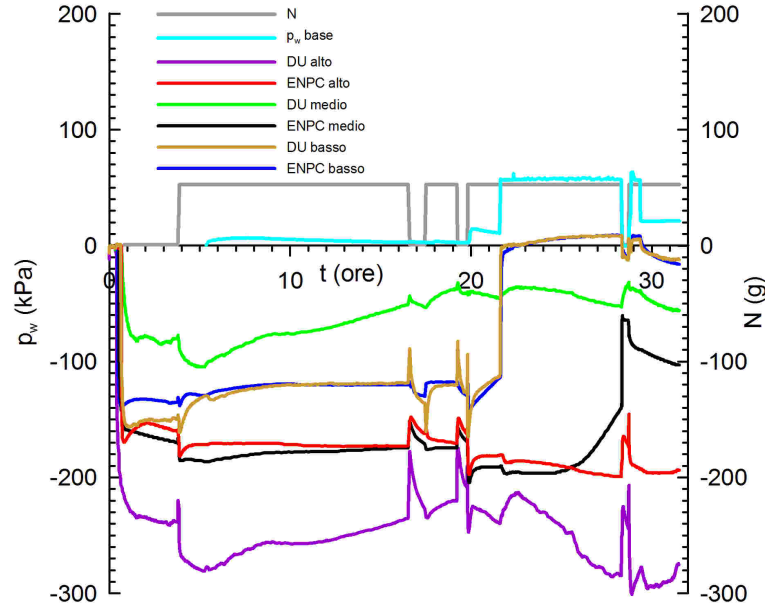


Figura 6.65. Evoluzione di p_w nel tempo

Alla fine della fase di equilibrio a $1g$ le misure sono abbastanza disperse. I tensiometri misurano una $\overline{p_{w0}} \cong -160kPa$. La connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0$ genera un aumento della p_w misurata da tutti i tensiometri. L'aumento della $p_{wbase} = 60kPa$ fa registrare un aumento della p_w dei tensiometri bassi e del tensiometro ENPC medio, mentre quelli alti e DU medio misurano una diminuzione. Il successivo abbassamento della $p_{wbase} = 20kPa$ causa una diminuzione delle misure dei tensiometri bassi e medi, mentre quelli alti rimangono pressochè costanti.

In Fig. 6.66 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{ta} \cong 242mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro ENPC misura una $p_{w0} = -160kPa$, il tensiometro DU una $p_{w0} = -240kPa$ ad $1g$. La messa in volo determina dapprima una diminuzione e poi un aumento della p_w misurata per il tensiometro ENPC che poi si stabilizza nella fase di connessione con acqua ($p_{wbase} = 0$) ad un valore $p_w = -170kPa$. Mentre il tensiometro DU, in seguito alla messa in volo, aumenta e poi diminuisce la p_w misurata ($p_w = -280kPa$). Nella fase di connessione con acqua ($p_{wbase} = 0$) il tensiometro DU misura un aumento fino ad un valore $p_w = -230kPa$. In seguito all'aumento di $p_{wbase} = 60kPa$ entrambi i tensiometri misurano una diminuzione di p_w . La diminuzione di $p_{wbase} = 20kPa$ sembra non influire sulla misura del tensiometro ENPC, men-

tre il tensiometro DU mostra una tendenza ad aumentare.

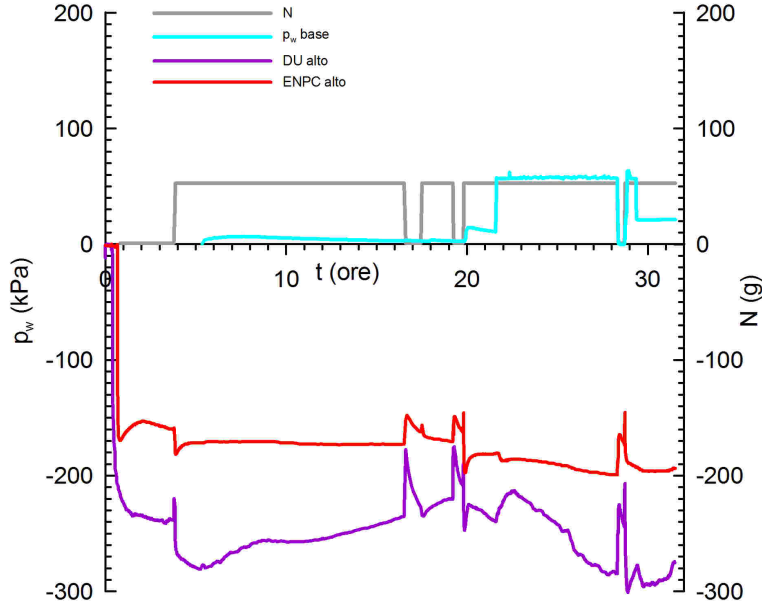


Figura 6.66. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri in alto

In Fig. 6.67 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tm} \cong 152mm$ rispetto alla base del deposito. Il tensiometro ENPC misura una $p_{w0} = -170kPa$, il tensiometro DU una $p_{w0} = -80kPa$ ad $1g$. In seguito alla messa in volo entrambi i tensiometri misurano una diminuzione di p_w . La successiva connessione con acqua alla base ($p_{wbase} = 0kPa$) induce un aumento della p_w misurata da entrambi i tensiometri. In seguito all'aumento della $p_{wbase} = 60kPa$ il tensiometro DU misura una diminuzione quello ENPC un aumento della p_w misurata. La successiva diminuzione della $p_{wbase} = 20kPa$ induce una diminuzione della p_w misurata comunque entrambi lontani da un valore di equilibrio.

In Fig. 6.68 sono riportate le misure dei tensiometri posti ad un'altezza $h_{tb} \cong 85mm$ rispetto alla base del deposito. I tensiometri ad $1g$ misurano una $p_{w0} \cong -140kPa$. Al termine della fase con $p_{wbase} \cong 0kPa$ entrambi i tensiometri misurano una $p_w = -120kPa$. Nella successiva fase di aumento della $p_{wbase} = 60kPa$ entrambi i tensiometri misurano un aumento repentino della pressione fino ad un valore di $p_w = 10kPa$. In seguito alla diminuzione di $p_{wbase} = 20kPa$ entrambi i tensiometri misurano una diminuzione di pressione pari a $p_w = -15kPa$.

In Fig. 6.69 sono riportati i profili della p_w misurata in funzione dell'altezza z misurata rispetto alla base del deposito.

In Fig. 6.69 (a) sono riportate le misure dei tensiometri ($1g$) dopo $\approx 3h30min$ dall'installazione e la p_w ottenuta dalla WRC (Fig. 4.12) per un grado di saturazione

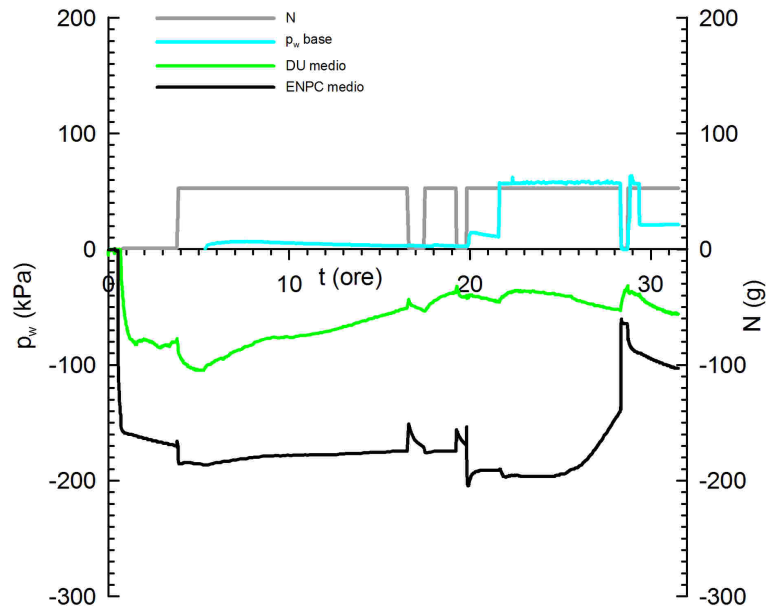


Figura 6.67. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dai tensiometri nella parte media del modello

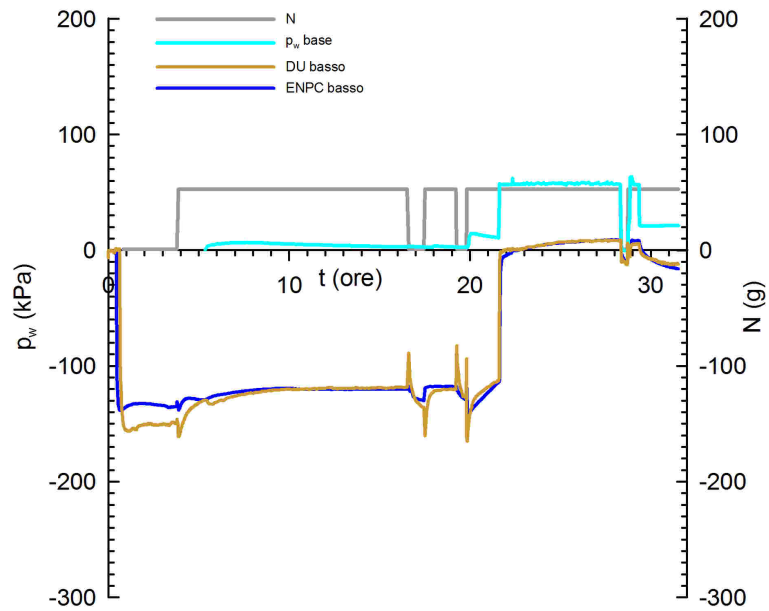


Figura 6.68. Evoluzione di p_w nel tempo misurata dei tensiometri nella parte bassa del modello

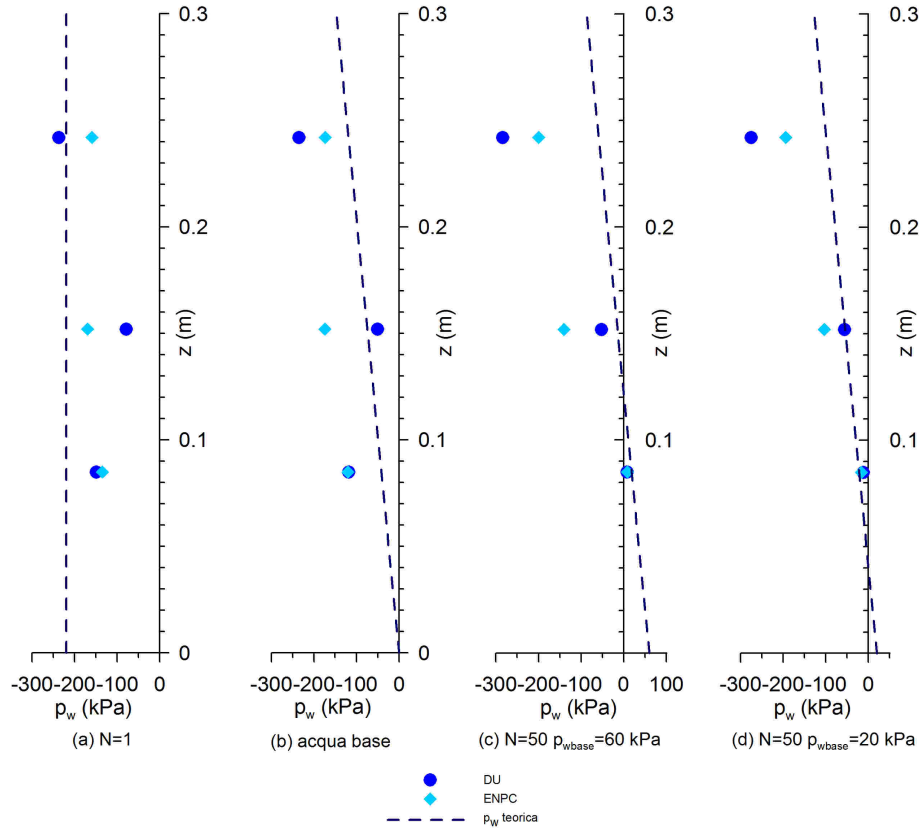


Figura 6.69. Profili di p_w con z al variare di N e delle condizioni idrauliche al contorno.

zione pari a:

$$S_r = w_0 \cdot (\gamma_s / \gamma_w) / e_0 = 0.4077 \quad (6.3)$$

con $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d0}} - 1 = 0.812$.

In Fig. 6.69 (b) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 11h30min$ di volo con connessione dell'acqua $p_{wbase} = 0kPa$ e l'andamento idrostatico teorico.

In Fig. 6.69 (c) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 6h30m$ a $50g$ con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 60kPa$ e l'andamento idrostatico teorico.

In Fig. 6.69 (d) sono riportate le misure dei tensiometri dopo $\approx 2h30m$ a $50g$ con connessione dell'acqua alla base ad una pressione $p_w \approx 20kPa$ e l'andamento idrostatico teorico.

Evoluzione dei cedimenti

In Fig. 6.70 è riportata l'evoluzione degli spostamenti misurati dagli LVDT (D1;D2;D3;D4) alla sommità del modello in funzione del tempo t . Per effetto del volo, ossia in seguito all'aumento dello stato tensionale, si misura un cedimento $\approx 1.0\text{mm}$. Dopo $\approx 10\text{h}$ di connessione con acqua alla base $p_{wbase} = 0$ si misurano dei cedimenti complessivi pari a $\approx 2\text{mm}$. In seguito alla messa in volo e alla contestuale connessione con acqua alla base ad una pressione $p_{wbase} \approx 15\text{kPa}$ ($20\text{h} - 21\text{h}30\text{min}$) si misurano dei cedimenti complessivi $d \approx 6\text{mm}$. Un ulteriore cambio di curvatura si nota quando viene aumentata la pressione dell'acqua alla base ad un valore $p_{wbase} = 60\text{kPa}$, al termine di questa fase si registrano cedimenti complessivi pari a $d = 9\text{mm}$. Nell'ultima fase con $p_{wbase} = 20\text{kPa}$ si misurano ancora dei cedimenti fino ad un valore complessivo pari a $d = 10\text{mm}$.

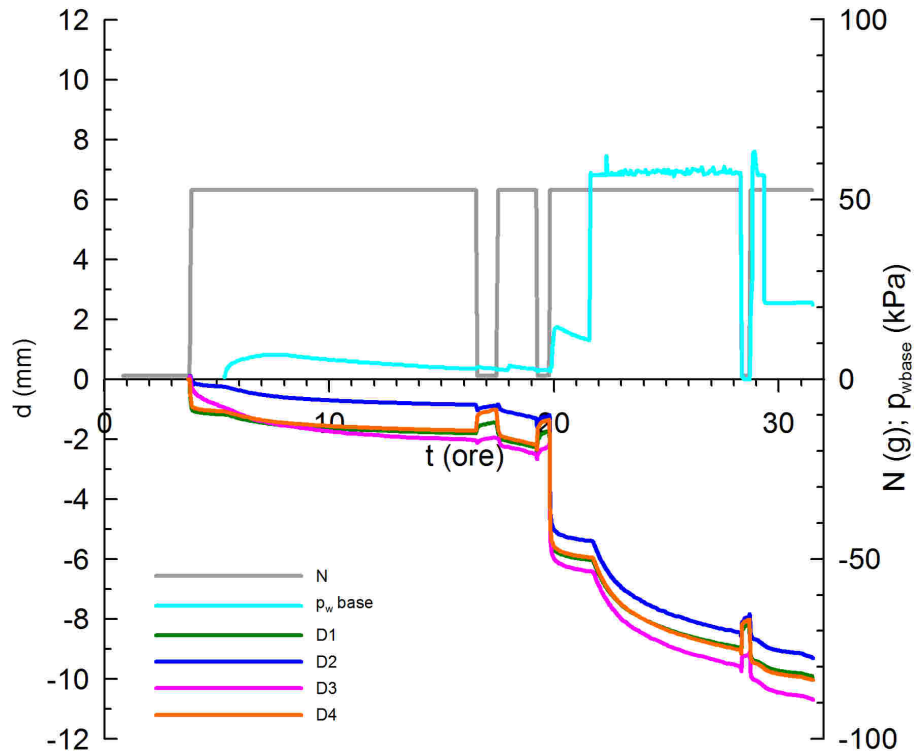


Figura 6.70. Evoluzione dei cedimenti nel tempo

Carico della fondazione

Il carico della fondazione è avvenuto in tre diverse fasi:

1. la prima fase di carico è avvenuta a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$ con $p_{wbase} = 0\text{kPa}$, fino al raggiungimento di $q = 150\text{kPa}$. Quindi è stato sostituito il carico applicato con un peso equivalente (Fig. 6.71) ed è stata aumentata la pressione dell'acqua alla base $p_{wbase} = 60\text{kPa}$ (Fig. 6.72);
2. la seconda fase di carico è avvenuta a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$ con $p_{wbase} = 60\text{kPa}$ poi è stata diminuita la pressione dell'acqua alla base $p_{wbase} = 0\text{kPa}$;
3. la terza fase di carico è avvenuta a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 0.12\text{mm}/\text{min}$ con $p_{wbase} = 0\text{kPa}$



Figura 6.71. Peso costante applicato dopo la prima fase di carico

In Fig. 6.72 è riportato il carico q , gli spostamenti imposti in funzione del tempo per la prima fase di carico.

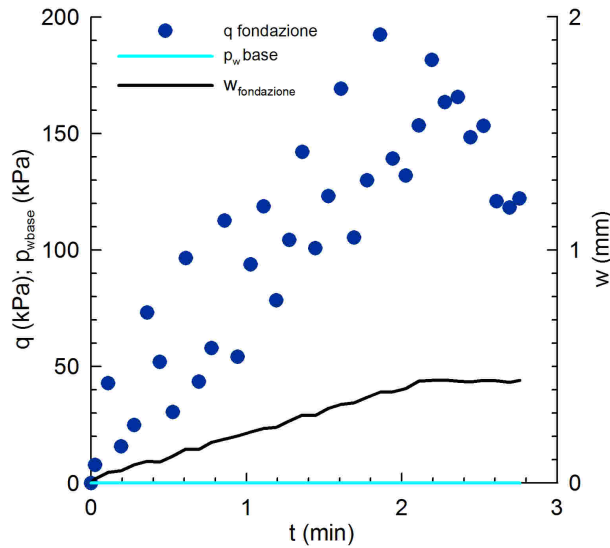


Figura 6.72. Evoluzione del carico misurato, dei cedimenti sulla fondazione ($p_{wbase} = 0$) nella prima fase di carico

In Fig. 6.73 è riportato il carico q in funzione degli spostamenti nella prima fase di carico.

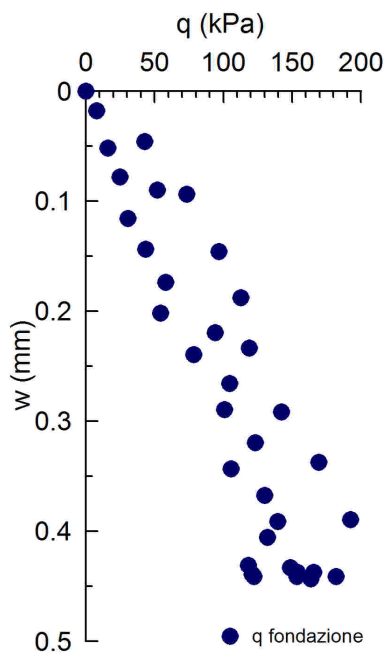


Figura 6.73. Curva carico-cedimenti nella prima fase di carico

In Fig. 6.74 è riportato il carico q sulla fondazione, gli spostamenti imposti in funzione del tempo per la seconda fase di carico.

In Fig. 6.75 è riportato il carico q in funzione degli spostamenti nella seconda fase di carico.

In Fig. 6.76 è riportato il carico q sulla fondazione, gli spostamenti imposti in funzione del tempo per la terza fase di carico.

In Fig. 6.77 è riportato il carico q in funzione degli spostamenti nella terza fase di carico.

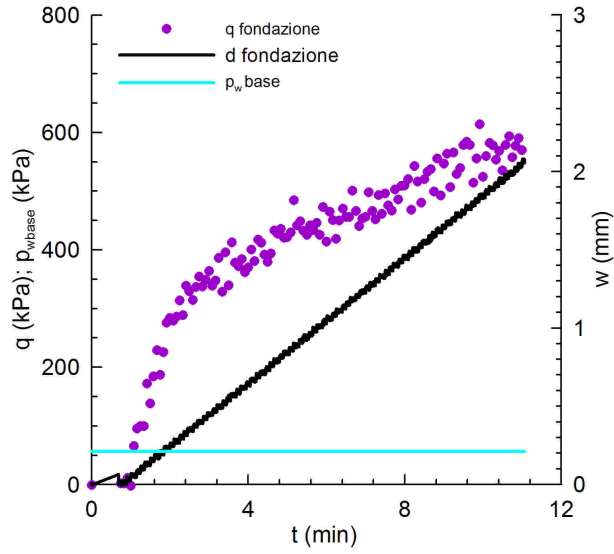


Figura 6.74. Evoluzione del carico misurato, dei cedimenti sulla fondazione ($p_{wbase} = 0$) nella seconda fase di carico

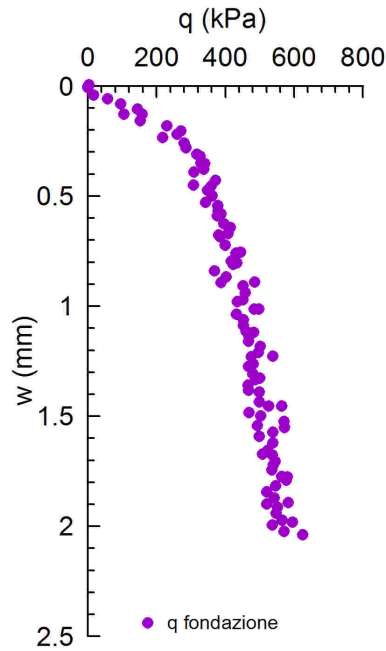


Figura 6.75. Curva carico-cedimenti nella seconda fase di carico

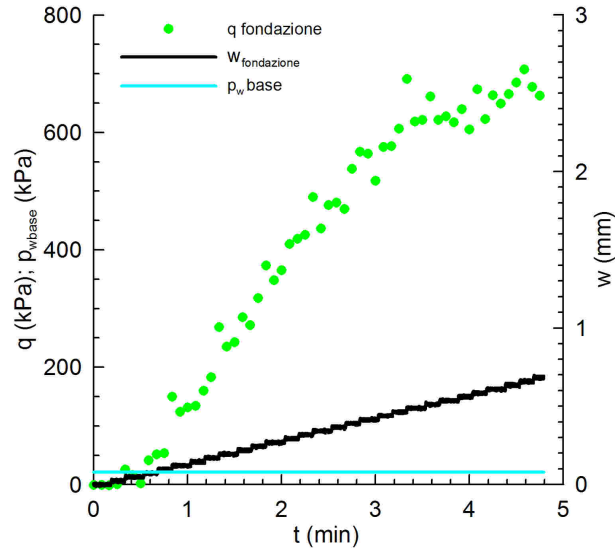


Figura 6.76. Evoluzione del carico misurato, dei cedimenti sulla fondazione ($p_{w,base} = 0$) nella terza fase di carico

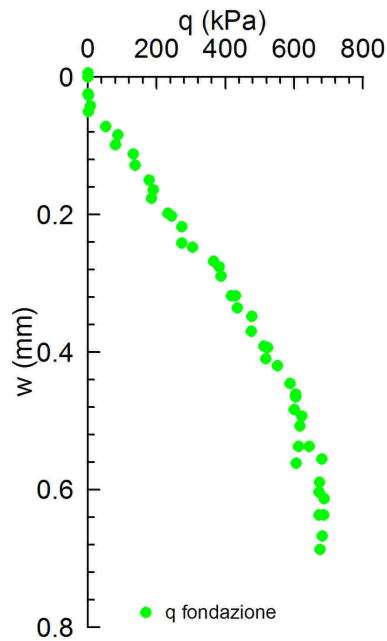


Figura 6.77. Curva carico-cedimenti nella terza fase di carico

6.4 Riepilogo dei risultati

6.4.1 Spostamenti

Gli spostamenti misurati dagli LVDT durante tutte le prove sono stati diagrammati in funzione del tempo. Sono stati suddivisi in:

- spostamenti misurati nella fase di messa in volo (N=50);
- spostamenti misurati nella fase di connessione con acqua alla base (N=50);
- spostamenti misurati durante la fase di saturazione (N=50).

Spostamenti misurati nella fase di messa in volo

In Fig. 6.78 sono riportati, per tutte le prove, gli spostamenti misurati in funzione del tempo per effetto dell'aumento dello stato tensionale indotto dal volo.

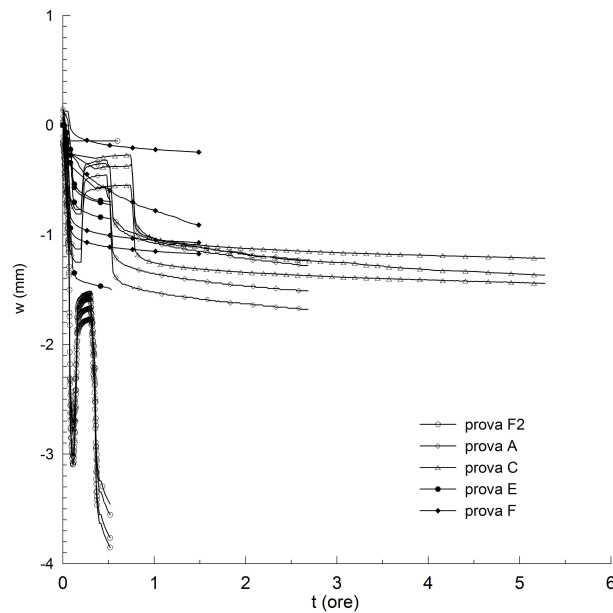


Figura 6.78. Spostamenti misurati in tutte le prove per effetto del volo

Si può dedurre un cedimento medio $\bar{d} \cong -1mm$ (sono negativi gli spostamenti di compressione). Tranne in un caso, prova F2, in cui si misurano dei cedimenti di $\cong -3.5mm$. Questo maggiore cedimento è provocato da una struttura più aperta, rispetto agli altri provini, prodotta dalla procedure di compattazione. Come confermato dalla Fig. 6.79.

In Fig. 6.79 sono riportate le deformazioni assiali medie in funzione di γ_{d0} di post-costipamento. Le deformazioni assiali sono state calcolate come:

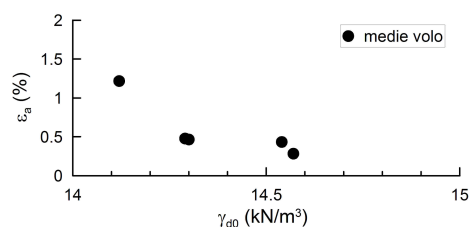


Figura 6.79. Deformazioni assiali medie in funzione di γ_{d0}

$$\varepsilon_a = \Delta H / H \quad (6.4)$$

in cui ΔH sono gli spostamenti misurati medi, H è l'altezza del deposito ($H = 300mm$). Si nota come effettivamente all'aumentare del peso secco nell'unità di volume iniziale diminuiscono le deformazioni assiali prodotte da volo.

Spostamenti misurati nella fase di connessione con acqua

In Fig. 6.80 sono riportati gli spostamenti misurati in funzione del tempo per effetto della connessione con acqua alla base in volo.

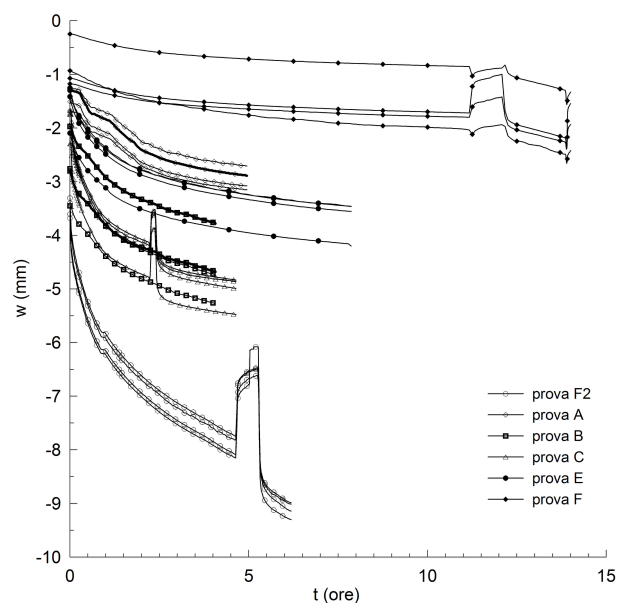


Figura 6.80. Spostamenti misurati in tutte le prove per effetto della connessione con acqua alla base

Si nota come i cedimenti misurati in questa fase variano tra $\simeq -1mm$ – $5.5mm$, tranne nel caso della prova F2 ($\simeq -9.5mm$). Questi cedimenti sono prodotti dalla

saturazione indotta dalla connessione con acqua alla base del modello. L'avanzamento del fronte bagnato ha prodotto un aumento del grado di saturazione, in particolare nella zona bassa del modello interessata da tensioni totali maggiori che ha fatto misurare cedimenti complessivi di compressione, in accordo con le prove edometriche illustrate nel Cap. 4.

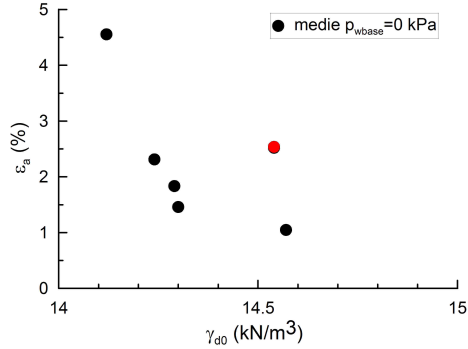


Figura 6.81. Deformazioni assiali medie in funzione di γ_{d0}

In Fig. 6.81 sono riportate le deformazioni assiali medie prodotte da $p_{wbase} \approx 0kPa$ in funzione di γ_{d0} di post-costipamento. Le deformazioni assiali sono state calcolate come:

$$\varepsilon_a = \Delta H / H_{sc} \quad (6.5)$$

in cui ΔH sono gli spostamenti misurati medi in questa fase, H_{sc} è l'altezza dello strato che collassa. Si è ipotizzato che H_{sc} sia pari a $2/3H$ ($200mm$). Anche in questo caso le deformazioni assiali medie diminuiscono al diminuire dell'indice dei vuoti iniziale (ad eccezione del punto riportato in rosso caratterizzato da un contenuto d'acqua in peso maggiore).

Spostamenti misurati nella fase di saturazione

In Fig. 6.82 sono riportati gli spostamenti misurati in funzione del tempo per effetto della completa saturazione del modello in volo a partire dalla condizione di acqua alla base.

In questi due casi (prove F2-A) in cui è avvenuta la completa saturazione a partire da $p_{wbase} \approx 0kPa$ si misurano per entrambi cedimenti di compressione. Questi cedimenti sono dovuti all'ulteriore collasso per saturazione di una parte del modello. Tale collasso ha interessato la parte medio bassa del modello dove lo stato tensionale è maggiore, come confermato dalle prova CPT effettuata (Fig. 6.11) e dalla prova D in cui la completa saturazione è avvenuta a partire dalla condizione di superficie libera posta a metà altezza ($p_{wbase} \approx 65kPa$). Nella fase di completa saturazione (prova D) gli LVDT hanno misurato degli spostamenti di rigonfiamento (Fig. 6.53).

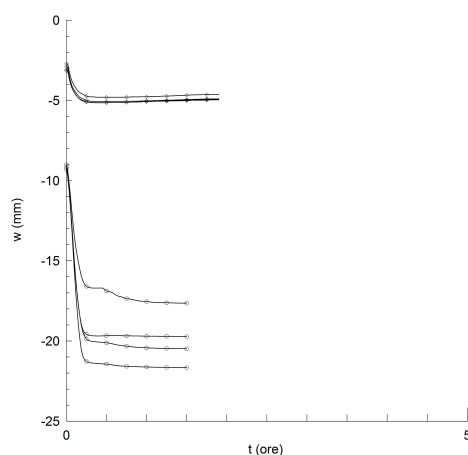


Figura 6.82. Spostamenti misurati nella fase di completa saturazione del modello

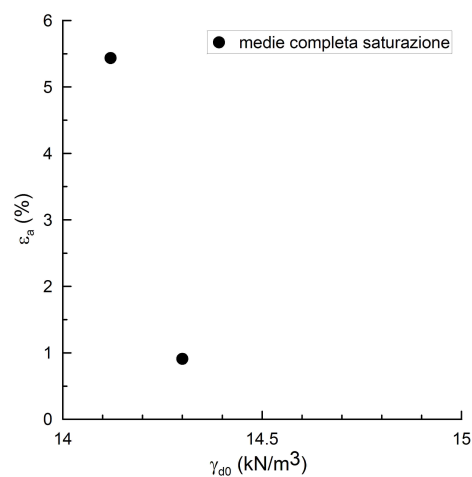


Figura 6.83. Deformazioni assiali medie in funzione di γ_{d0}

In Fig. 6.83 sono riportate le deformazioni assiali medie prodotte dalla saturazione in funzione di γ_{d0} . Anche in questo fase la diversa entità delle deformazioni prodotte può essere probabilmente giustificata da una struttura pi aperta della prova F2.

6.4.2 Pressione dell'acqua

Sono riportati i profili della pressione dell'acqua per diverse fasi:

- condizione di post-comportamento ($N=1$);
- in volo con $p_{wbase} \approx 0kPa$;
- in volo con $p_{wbase} \approx 65kPa$;

- in volo con $p_{wbase} \approx 150kPa$;

In Fig. 6.84 sono riportate le misure in funzione dell'altezza prima della messa in volo per tutte le prove (N=1). Si nota una dispersione delle misure che aumenta con l'altezza. La dispersione è legata alle differenze di contenuto d'acqua di preparazione. L'aumento di tale dispersione è probabilmente legata alla tecnica di compattazione.

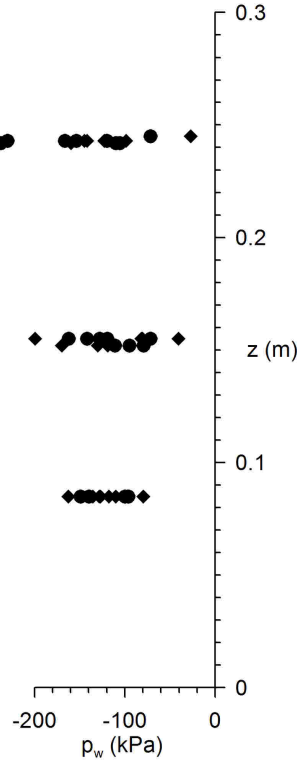


Figura 6.84. Profili di p_w in funzione dell'altezza N=1

Le misure effettuate nella fase di connessione con acqua alla base al termine di ciascuna fase e la idrostatica di equilibrio teorica sono riportate in funzione dell'altezza (Fig. 6.85). La messa in volo e la connessione con acqua alla base rende più uniformi le misure. I punti in alto sono prossimi ai valori di equilibrio, anche se questo potrebbe essere legato al valore iniziale che è prossimo a quello di equilibrio. I punti medi e bassi sembrano ancora non aver raggiunto il valore di equilibrio. Ciò potrebbe essere legato al tempo di volo non sufficiente a raggiungere l'equilibrio, a una possibile discontinuità della fase acqua, nonché alla natura locale della misura effettuata con i tensiometri.

In Fig. 6.86 sono riportate le misure al termine della fase di connessione con $p_{wbase} \approx 65kPa$ e la idrostatica di equilibrio. Le misure in basso sono in buon accordo con i valori teorici di equilibrio. Ciò potrebbe essere legato all'aumento

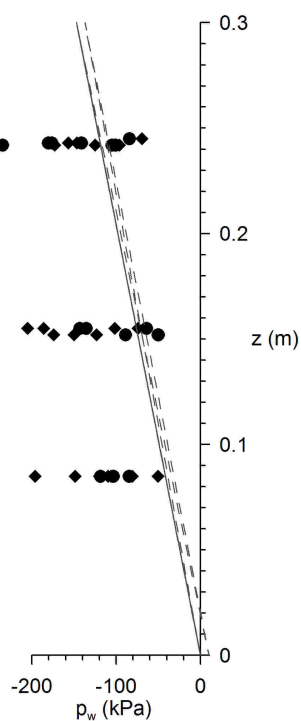


Figura 6.85. Profili di p_w in funzione dell'altezza $N=50$ $p_w \approx 0kPa$

della permeabilità all'aumentare del grado di saturazione, alla continuità della fase acqua che rende anche più omogenee le misure. Le misure medie e soprattutto quelle in alto non hanno ancora raggiunto l'equilibrio. Le cause potrebbero essere le stesse sopra citate.

Le misure effettuate al termine della fase di completa saturazione del modello ($p_{wbase} \approx 150kPa$) sono riportate in Fig. 6.87. Le misure sono in ottimo accordo con i valori di equilibrio. Sostanzialmente la saturazione rende le misure più omogenee e in ottimo accordo con i valori idrostatici. Questo è senza dubbio legato all'aumento di permeabilità e continuità della fase acqua.

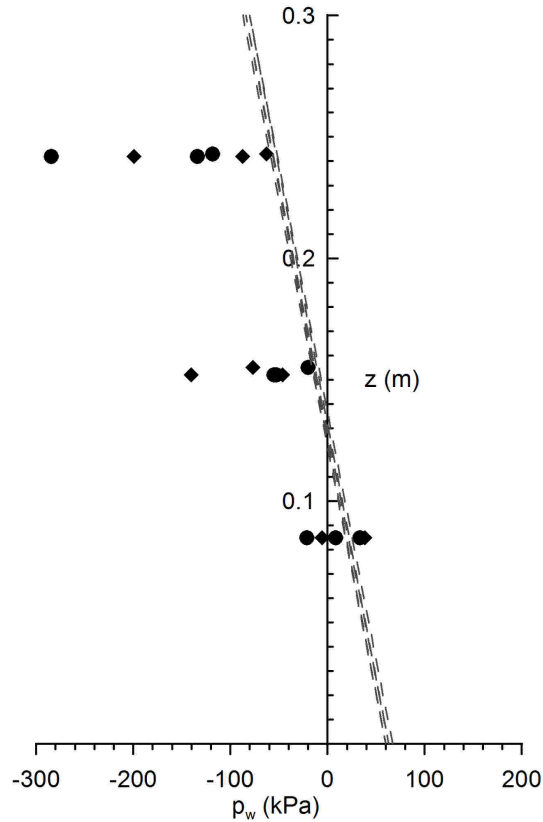


Figura 6.86. Profili di p_w in funzione dell'altezza $N=50$ $p_w \approx 65kPa$

6.4.3 Carico della fondazione

In Fig. 6.88 sono riportate le curve carico-cedimento della fondazione. Si nota come per la prova A, in condizioni di completa saturazione, il carico cresce con i cedimenti senza raggiungere un valore asintotico. Per un cedimento imposto pari a $w \approx 7\text{ mm}$ nel modello (350 mm nel prototipo) si misura una tensione media $q \approx 7\text{ kPa}$. Questo valore risulta essere di due ordini di grandezza più piccolo rispetto a quello ottenuto in condizioni di parziale saturazione. Tale differenza è senza dubbio legata alla diminuzione delle tensioni efficaci ma probabilmente è anche dovuto al meccanismo di rottura e ad una possibile perdita di contatto tra pistone e terreno (o ad una errata misura della cella di carico). Il terreno sotto la fondazione ha una struttura abbastanza aperta, la sua completa saturazione lo rende più comprimibile (oltre che meno resistente). L'avanzamento del pistone nel terreno potrebbe aver prodotto una notevole deformazione di volume, che in parte ha fatto perdere il contatto tra terreno e pistone. Tale possibile perdita di contatto ha fatto misurare un carico molto basso. Per questa prova il meccanismo di carico dominante sembra essere stato la compressione e non lo scorrimento,

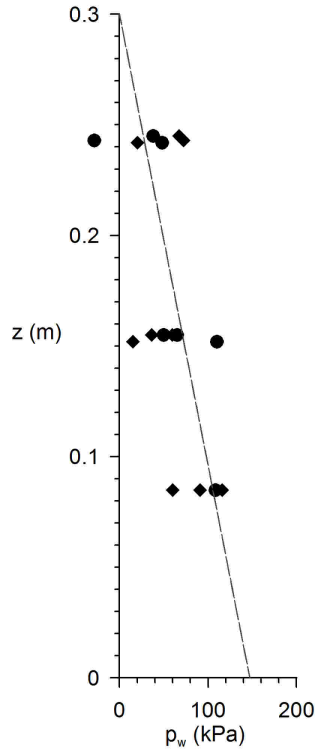


Figura 6.87. Profili di p_w in funzione dell'altezza $N=50$ $p_w \approx 150 \text{ kPa}$

nell'ipotesi che la fase di carico della fondazione sia avvenuta in condizioni drenate.

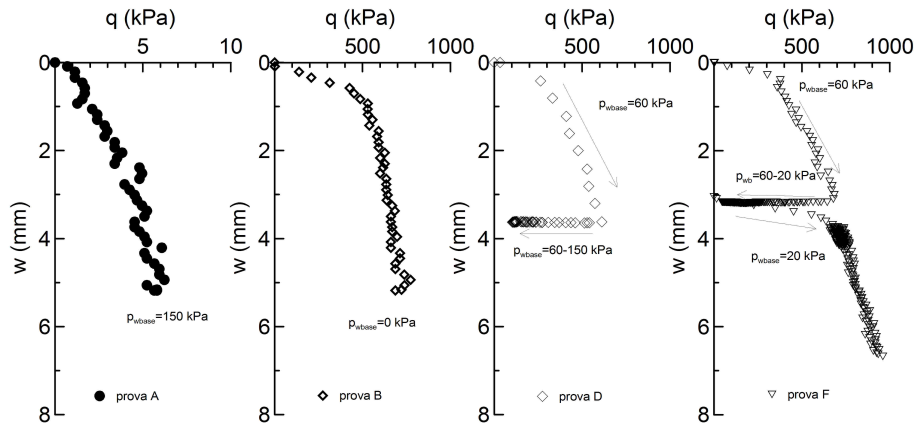


Figura 6.88. Curve carico-cedimento al variare delle condizioni idrauliche

La forma delle curve è influenzata dalla condizione di parziale saturazione. Nella prova B, la curva carico-cedimento tende ad un valore asintotico ben definito anche rispetto alla prova D in cui il carico della fondazione è avvenuto per una posizione della superficie libera pari a circa metà altezza del deposito. Nella prova D la successiva fase di saturazione produce una diminuzione della tensione media sulla fondazione nonostante gli LVDT alla sommità del modello misurino un leggero rigonfiamento (Fig. 6.54). Tale diminuzione, come già affermato, è attribuibile alla diminuzione delle tensioni efficaci in seguito alla completa saturazione del deposito e ad un possibile effetto del tempo (creep) indotto dalla fase di carico a velocità di spostamento controllata. In questa prova il valore asintotico della tensione media sulla fondazione dopo la saturazione, è $q \approx 100kPa$. Questo valore è di un ordine di grandezza più grande rispetto a quello misurato nella prova A. Tale differenza è attribuibile al diverso percorso di carico e di plasticizzazione dovuti alla espansione della superficie di incrudimento in seguito alla parziale saturazione ed anche ad un probabile errore di misura nella prova A. Nella prova F il carico della fondazione è avvenuto in tre fasi diverse, in Fig. 6.88 sono riportate soltanto le ultime due fasi di carico e le relative pressioni dell'acqua alla base a cui sono avvenute (è stata omessa la prima fase di carico fino a $q = 150kPa$ ad una $p_{wbase} = 0kPa$). La curva carico-cedimento è in ottimo accordo con quanto misurato nella prova D (stessa condizione idraulica). La successiva desaturazione fa misurare un decadimento della tensione media, prodotto dalla probabile perdita di contatto tra pistone e terreno sottostante. Infatti gli LVDT alla sommità misurano cedimenti di compressione, per cui il pistone (fermo) perde contatto con il terreno a cui corrisponde una repentina diminuzione della forza letta dalla cella di carico. Nella successiva fase di ricarico della fondazione, i valori di carico misurati ben si allineano con quelli della fase precedente. Il cambio della condizione idraulica al contorno non influisce sui valori del carico limite. Questo probabilmente è legato anche alla rapidità con cui sono state variate le condizioni idrauliche al contorno rispetto ai tempi di equilibrio.

Riproduzione del comportamento osservato

Modellazione matematica dei comportamenti osservati

7.1 Introduzione

7.2 Il modello utilizzato nelle analisi FEM

La modellazione matematica dei comportamenti osservati nella sperimentazione in centrifuga è stata effettuata utilizzando il *CODEBRIGHT*, un programma ad elementi finiti sviluppato alla UPC (Olivella et al., 1994) (Olivella et al., 1996) (Vaunat & Olivella, 2002). Il *CODEBRIGHT* è un codice ad elementi finiti per le analisi *Termo – Idro – Meccaniche* (THM) dei mezzi porosi. Un mezzo poroso è considerato formato da granuli solidi, acqua e gas. Gli aspetti Termo Idro Meccanici sono presi in considerazione includendo l'accoppiamento tra di loro in tutte le possibili direzioni. Come illustrato in Fig. 7.1 il problema è formulato con un approccio multifase e multispecie.

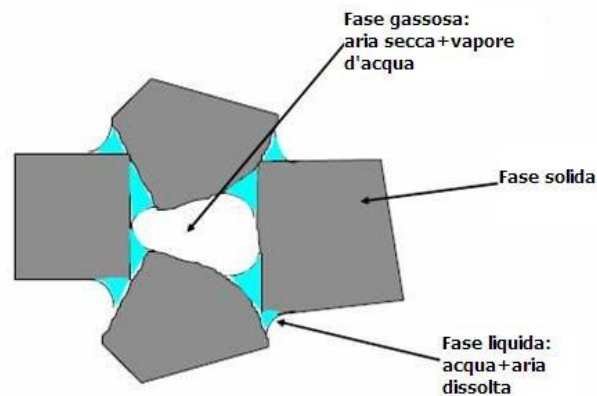


Figura 7.1. Rappresentazione schematica di un materiale poroso parzialmente saturo

Le tre fasi sono:

- la fase solida (s)
- la fase liquida (l): acqua+aria dissolta+soluto
- la fase gassosa (g): miscela di aria secca e vapore d'acqua.

Le specie sono:

- solido (-):minerale
- acqua (w): come liquido o fase gassosa evaporata
- aria (a):aria secca, come gas o come gas dissolto nella fase liquida
- soluto (c): nella fase liquida.

La formulazione del problema è posta con le seguenti assunzioni: l'aria secca è considerata come una specie singola ed è la principale componente della fase gassosa. La legge di Henry è utilizzata per scrivere l'equilibrio dell'aria dissolta. L'equilibrio termico è ipotizzato tra le fasi. Ciò significa che le tre fasi sono alla stessa temperatura. La concentrazione di vapore è in equilibrio con la fase liquida, la legge psicrometrica esprime la sua concentrazione. Le variabili di stato (incognite) sono: gli spostamenti \mathbf{u} (nelle tre direzioni spaziali); la pressione del liquido, P_l ; la pressione del gas P_g ; e la temperatura, T . Il bilancio dei momenti per il continuo nel suo insieme è ricondotto all'equazione di equilibrio della tensione con un modello costitutivo che lega tensioni e deformazioni. Per la deformazione solida sono assunte le piccole deformazioni. I termini additivi dovuti agli spostamenti del solido sono trascurati dopo aver trasformato la formulazione in termini di derivate materiali (infatti, le derivate materiali sono approssimate alle derivate euleriane). In questo modo le deformazioni di volume sono correttamente considerate. Il bilancio del momento per le specie dissolte e per le fasi fluide sono ridotte a equazioni costitutive (legge di Fick e legge di Darcy). I parametri fisici nelle leggi costitutive sono funzione della pressione e della temperatura. Ad esempio: la concentrazione di vapore (nella legge psicrometrica), la tensione superficiale (nella curva di ritenzione idrica), la viscosità dinamica (nella legge di Darcy), sono dipendenti dalla temperatura. Le equazioni che il *CODE BRIGHT* risolve sono: il bilancio di massa del solido, il bilancio di massa dell'aria, l'equilibrio dei momenti del continuo, il bilancio dell'energia interna del continuo e il bilancio di massa dei soluti. Associate a questa formulazione c'è un insieme di leggi costitutive e di equilibrio. In Tab. 7.1 sono riassunte le leggi costitutive e le restrizioni dell'equilibrio che possono essere incorporate nella formulazione generale. Sono incluse anche le variabili dipendenti ricavate da ciascuna legge.

EQUAZIONI	NOME DELLA VARIABILE
Equazioni costitutive	
legge di Darcy	flusso additivo del gas e del liquido (la conducibilità dipende dalla porosità, contenuto d'acqua e temperatura)
legge di Fick	flusso del vapore e dell'aria non additivo; flusso del soluto non additivo (diffusione+dispersione)
legge di Fourier	flusso di calore (la conducibilità termica dipende dalla porosità, il contenuto d'acqua e la temperatura)
curva di ritenzione modelli costitutivi	fase liquida grado di saturazione tensore delle tensioni. Modelli per terreni in condizioni di parziale saturazione (approcci EP e VP)
Densità del liquido	Dipende dalla pressione, temperatura e concentrazione del soluto
legge dei gas	Densità del gas. Legge ideale dei gas per le miscele di vapore e aria secca. Restrizioni dell'equilibrio
Legge di Henry	frazione della massa di aria dissolta
Legge psicrometrica	frazione della massa di vapore funzione della temperatura e della pressione capillare

Le equazioni costitutive stabiliscono il collegamento tra le variabili indipendenti (o incognite) e le variabili dipendenti. Le equazioni sono scritte in funzione delle incognite quando le equazioni costitutive sono sostituite nelle equazioni di bilancio. Il sistema di Equazioni Differenziali Parziali è risolto numericamente. L'approccio numerico può essere suddiviso in due parti: discretizzazione temporale e spaziale. Il metodo ad elementi finiti è utilizzato per la discretizzazione spaziale mentre il metodo alle differenze finite è utilizzato per la discretizzazione temporale. La discretizzazione del tempo è lineare e lo schema implicito utilizza due punti intermedi, $t^{\kappa+\varepsilon}$ (per i termini non lineari) e $t^{\kappa+\theta}$ (per i termini di gradiente) tra i tempi iniziale t^{κ} e finale $t^{\kappa+1}$. per risolvere lo schema iterativo è utilizzato il metodo di Newton-Raphson. Il *CODEBRIGHT* utilizza il GID come pre e post processore.

7.2.1 Geometria del problema e condizioni al contorno

Il problema preso in esame è relativo alla descrizione del comportamento del modello rappresentativo del prototipo descritto nel Cap. 3. La geometria del problema e la relativa mesh sono riportati in Fig. 7.2.

Le condizioni iniziali imposte sono la porosità $n = n_0 = cost.$ e la pressione dell'acqua $p_w = p_{w0} = cost.$ per tutto il deposito di terreno. Una distribuzione lineare delle tensioni litostatiche per una accelerazione pari a $1g$. Sono stati vincolati gli spostamenti $u_x = 0$ lungo l'asse y e $u_x = u_y = 0$ alla base del modello. I contorni del modello sono impermeabili $q_w = 0$. Al fine di simulare la variazione del livello di falda è stata imposta una condizione al contorno alla pressione alla base del

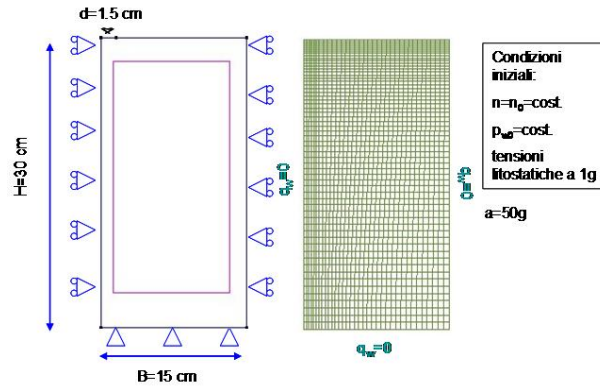


Figura 7.2. Geometria del problema, mesh utilizzata, condizioni iniziali e al contorno

modello. Per simulare la fase di carico della fondazione a velocità di spostamento controllata, è stata imposta una velocità di avanzamento della fondazione pari a $v_p = const.$ Il contatto tra fondazione e terreno è stato simulato come scabro, tale condizione si è ottenuta imponendo gli spostamenti lungo x uguali a zero ($u_x = 0$) (Fig. 7.3).

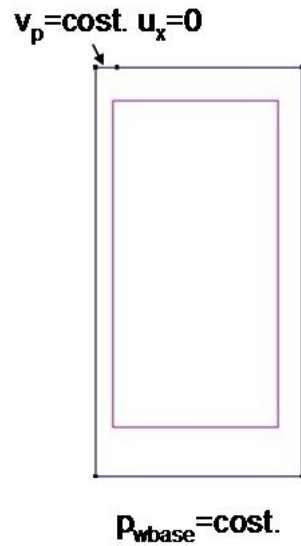


Figura 7.3. Condizioni al contorno per le variazioni del livello di falda e per il carico della fondazione

7.2.2 Modello costitutivo utilizzato

Il modello costitutivo utilizzato è il BBM (Par. 2.4.1). La funzione di snervamento è data da:

$$F(J_1, J_{2D}, J_{3D}, s) = aJ_{2D} - \mu^2 F_b F_s \quad (7.1)$$

dove le funzioni F_b e F_s hanno le seguenti espressioni

$$F_b = [-(J_1^0(s) + k_2 s + k_4)^{2-n} (J_1 + k_1 s + k_4)^n + (J_1 + k_1 s + k_4)^2 - k_3 s J_1^0] \gamma \quad (7.2)$$

$$F_s = (1 - \beta_s S)^m \quad S = \frac{\sqrt{27}}{2} J_{3D} (J_{2D})^{(-3/2)} \quad (7.3)$$

L'incrudimento è regolato dalla funzione:

$$J_1^0(s) = 3p^c \left(\frac{J_1^{0*}}{3p^c} \right) \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \quad p_0(s) = J_1^0(s)/3 \quad (7.4)$$

La suzione e la tensione netta sono definite come:

$$s = \max((P_g - P_l), 0) \quad \sigma_n = \sigma_n^{total} - \max(P_g, P_l) \quad (7.5)$$

Gli invarianti sono:

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) = p - \max(P_g, P_l) = J_1/3 - p - \max(P_g, P_l) \quad (7.6)$$

$$J_{2D} = \sqrt{\frac{1}{2} \text{traccia}(s : s)} = \frac{1}{3} q^2 \quad s = \sigma' - p'I \quad (7.7)$$

L'incrudimento dipende dalle deformazioni volumetriche plastiche accumulate dato da:

$$dJ^{0*} = \frac{1+e}{\lambda(0) - \kappa} J^{0*} d\varepsilon_v^p \quad (7.8)$$

Se $k_1 = 3k$, $k_2 = 3k$, $k_3 = 0$, $k_4 = 0$ (Fig. 2.34) e $F_s = 1$ la funzione di snervamento è data da:

$$F(q, p, s) = a \frac{1}{3} q^2 - \mu^2 \gamma 3^2 [-(p_0(s) + ks)^{2-n} (p + ks)^n + (p + ks)^2] \quad (7.9)$$

Analogamente per il potenziale si ottiene:

$$G(q, p, s) = a \frac{1}{3} q^2 - b \mu^2 \gamma 3^2 [-(p_0(s) + ks)^{2-n} (p + ks)^n + (p + ks)^2] \quad (7.10)$$

b è il parametro di associatività ossia se $b = 1$ il flusso è associato se $b \neq 1$ il flusso è non associato. Anche la pendenza della retta critica può essere ipotizzata funzione della suzione attraverso la seguente espressione:

$$\mu(s) = \mu_{dry} - (\mu_{dry} - \mu_{sat}) \left(\frac{\mu_{sat}}{\mu_{dry}} \right)^s \quad (\mu_{sat} < \mu_{dry}) \quad (7.11)$$

La taratura dei parametri del modello è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove edometriche a suzione controllata (Par. 4.3.3). I parametri M e v sono stati ottenuti sulla base delle prove triassiali e di taglio effettuate ($\varphi' = 32^\circ$).

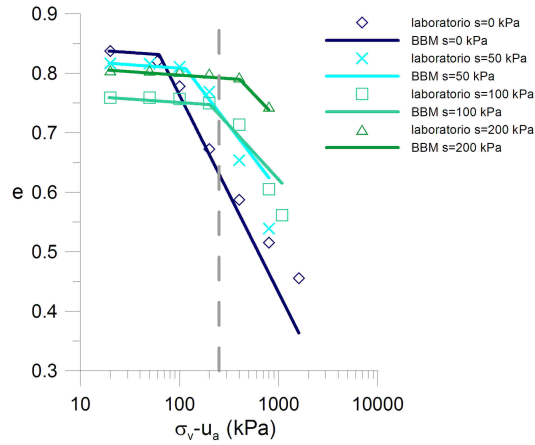


Figura 7.4. Taratura dei parametri del BBM sulla base delle prove edometriche

I parametri ottenuti dalla taratura sono:

Tabella 7.1. Parametri del BBM

$\lambda(0)$	κ	v	M	$p_0^* (kPa)$	$p_c (kPa)$	r	$\beta (kPa^{-1})$
0.08	0.005	0.3	1.287	40	4.8	0.55	0.025

Dalla Fig. 7.4 si nota come per l'intervallo di tensioni totali ($\sigma_v = 0 - 250 kPa$) rilevante per la sperimentazione in centrifuga il modello coglie bene i comportamenti nel piano della compressibilità. Il parametro di associatività b è stato posto $\neq 1$ (flusso non associato) e pari a $b = 1/\alpha = 2.338$ con $\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left\{ \frac{1}{[1-\kappa/\lambda(0)]} \right\}$ (Alonso et al., 1990).

7.2.3 Curva di ritenzione idrica

La curva di ritenzione idrica adottata ha la seguente espressione (Vaunat & Romero, 2000):

$$\frac{S_r - S_{rres.}}{S_{rsat.} - S_{rres.}} = \left(\frac{1}{1 + (\frac{s}{P_0})}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \left(1 - \frac{s}{P_s}\right)^{\lambda_s} \quad (7.12)$$

Si è trascurata l'isteresi della CRI. La taratura dei parametri della CRI adottata sono stati ottenuti sulla base dei risultati ottenuti in edometro, in cella triassiale e dai risultati ottenuti dal MIP come riportato in Fig. 7.5. In particolare si è cercato di cogliere il ramo di imbibizione della CRI, perchè gran parte dei percorsi tensionali del modello sono stati percorsi di imbibizione.

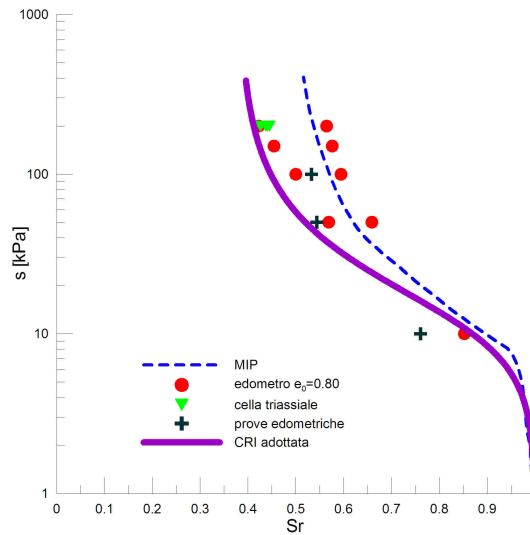


Figura 7.5. Taratura dei parametri della CRI

I parametri ottenuti sono:

Tabella 7.2. Parametri della CRI

$S_{rres.}$	$S_{rsat.}$	λ	λ_s	$P_0(kPa)$	$P_s(kPa)$
0.38	1	0.52	0.5	13	10000

La funzione di permeabilità utilizzata è:

$$k_{rl} = AS_r^\lambda \quad (7.13)$$

dove $k_{rl} = k/k_{sat}$, $A = 1$ e $\lambda = 3$ con $k_{sat} = 3.410^{-7}m/s$.

7.2.4 Confronto dei risultati: prova A

La simulazione della prova A (Par. 6.2.3) è stata suddivisa in quattro intervalli temporali:

- $t = 3h06min - 5h52min$, accelerazione $N = 50g$;
- $t = 5h52min - 10h42min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 0kPa$;
- $t = 10h42min - 11h55min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 155kPa$;
- $t = 11h55min - 15h01min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 155kPa$, carico della fondazione a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 12mm/min$.

Tabella 7.3. Caratteristiche iniziali prova A

n_0	$s_0(kPa)$
0.4583	137

In Fig. 7.6 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione della pressione dell'acqua nel tempo. Si nota un buon accordo tra l'andamento teorico e quello misurato da entrambi i tensimetri nella parte alta del modello anche in seguito all'innalzamento della pressione dell'acqua alla base. Nella parte media del modello le misure teoriche sono in ottimo accordo con le misure effettuate dal tensiometro ENPC, anche se da queste si discostano nella fase di connessione con acqua alla base nella quale le misure rimangono pressochè costanti mentre in teoria ci dovrebbe essere un aumento della p_w . Questo discostamento si nota anche nella parte bassa del modello. Tale differenza potrebbe essere attribuibile ad una possibile discontinuità della fase acqua (Cap. 5) nella realtà mentre il modello utilizzato prevede che essa sia sempre continua o ad una non buona stima della funzione di permeabilità con il grado di saturazione. Mentre gli andamenti sono in buon accordo nella fase di saturazione.

In Fig. 7.7 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione dei cedimenti nel tempo. C'è un buon accordo tra l'andamento teorico e quello misurato sia nella prima fase che nella seconda fase (connessione con acqua alla base). Il modello riesce a simulare bene l'entità dei cedimenti indotti dalla variazione della condizione idraulica al contorno ($p_w = 10kPa$ alla base). Riesce a cogliere anche l'andamento nella successiva fase di saturazione anche se di entità minore.

In Fig. 7.8 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda la fase di carico della fondazione. Queste sono dei primi tentativi di simulare la fase di carico che richiedono ulteriori approfondimenti. Il risultati ottenuti nella fase di carico non sono in accordo con quelli misurati. La curva-cedimento calcolata presenta inoltre una concavità verso l'alto non giustificabile.

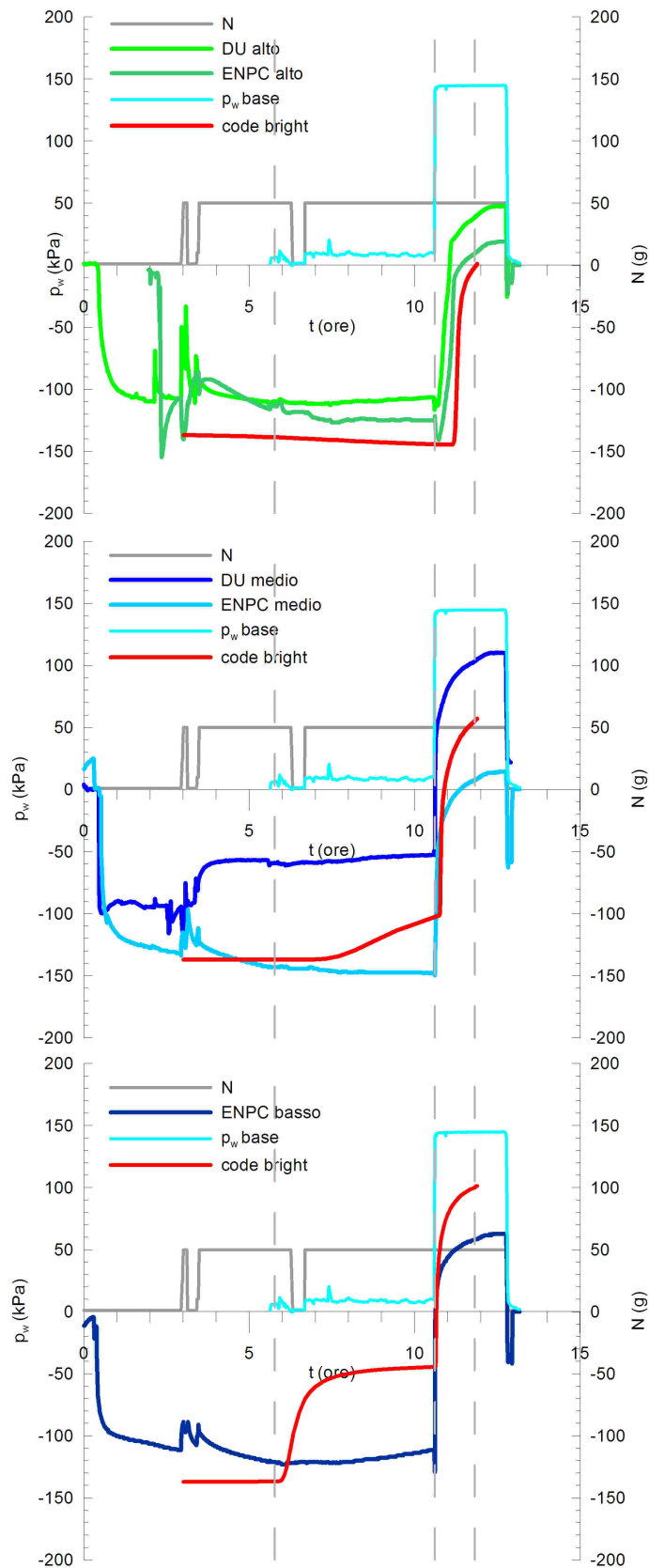


Figura 7.6. Confronto tra i risultati sperimentali e le analisi FEM per la p_w

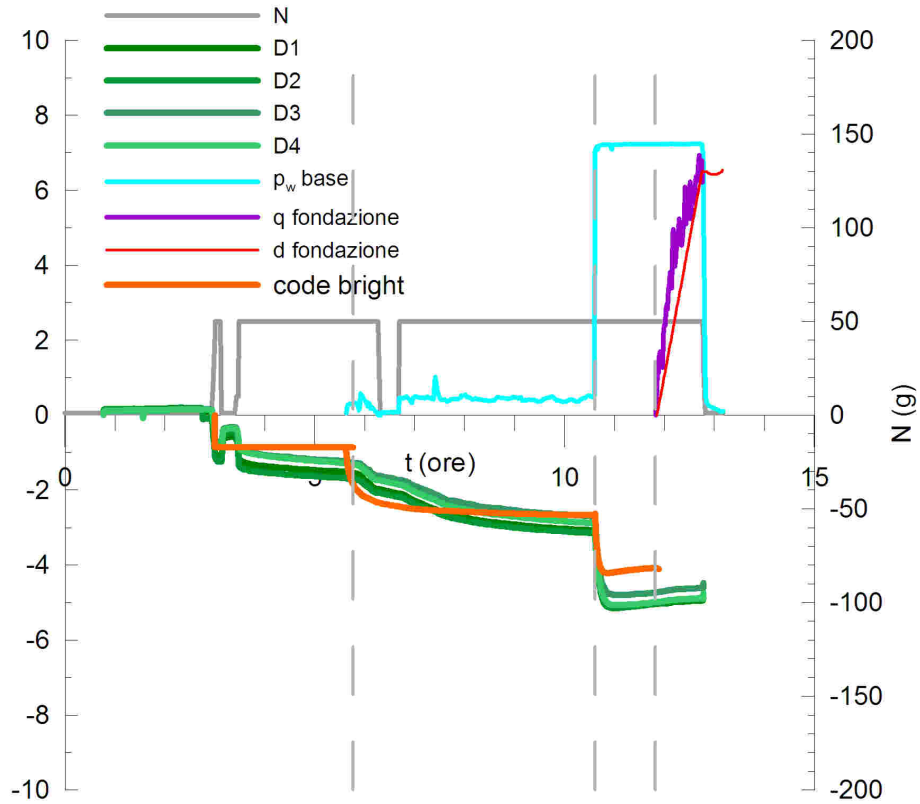


Figura 7.7. Confronto tra i cedimenti misurati e ottenuti dall'analisi FEM

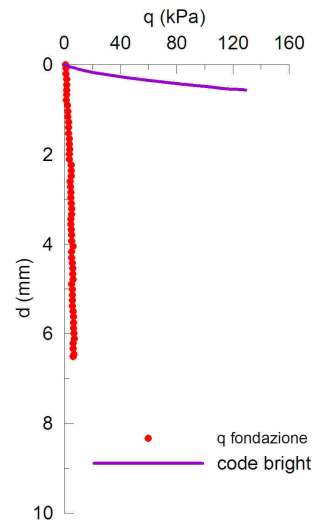


Figura 7.8. Curve carico-cedimenti misurate e calcolate

7.2.5 Confronto dei risultati: prova B

La simulazione della prova B (Par. 6.3.1) è stata suddivisa in quattro intervalli temporali:

- $t = 40min - 4h29min$, accelerazione $N = 50g$;
- $t = 4h29min - 7h48min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 10kPa$;
- $t = 7h48min - 8h33min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 10kPa$, carico della fondazione a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 12mm/min$.

Tabella 7.4. Caratteristiche iniziali prova B

n_0	$s_0(kPa)$
0.451	150

In Fig. 7.9 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione della pressione dell'acqua nel tempo. C'è un buon accordo tra le misure del tensiometro DU e l'andamento teorico nella parte alta del modello nella prima fase. La connessione con acqua alla base sembra avere effetto sulle misure, anche se in direzione opposta, mentre l'analisi FEM non risente di tale variazione nell'intervallo di tempo considerato. Nella parte media del modello sembra esserci un buon accordo tra le misure e i risultati FEM nella prima fase. La successiva connessione con acqua alla base non provoca evidenti variazioni alle misure mentre l'andamento teorico risente di tale variazione della condizione idraulica con un ritardo di circa $1h30min$ rispetto all'imposizione della nuova condizione al contorno $p_{wbase} = 0$ dovuto al tempo di avanzamento del fronte bagnato. Il diverso andamento teorico e sperimentale anche in questo caso potrebbe essere attribuibile alla discontinuità della fase acqua che non consente la trasmissione delle variazioni di pressione anche solo in parte. Analoghe considerazioni si possono fare per il confronto tra i dati sperimentali e le previsioni nella parte bassa del modello.

In Fig. 7.10 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione dei cedimenti nel tempo. L'andamento teorico e quello sperimentale sono in buon accordo, in particolare il modello coglie bene l'andamento dei cedimenti indotti dalla variazione della condizione idraulica alla base e l'entità finale dei cedimenti. Nella fase di carico della fondazione sia le misure che il modello non colgono alcuna variazione dei cedimenti.

In Fig. 7.11 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda la fase di carico della fondazione. La curva del carico presenta anche in questo caso una concavità rivolta verso l'alto per la prima parte della curva tuttora non motivabile. Comunque il modello sembra cogliere l'andamento del carico con gli spostamenti della fondazione, anche se di entità diverse. La simulazione numerica non converge per uno spostamento di $\approx 1.2mm$, il carico calcolato per questo spostamento $q = 390kPa$ mentre a parità di spostamento i dati sperimentali misurano un $q = 550kPa$.

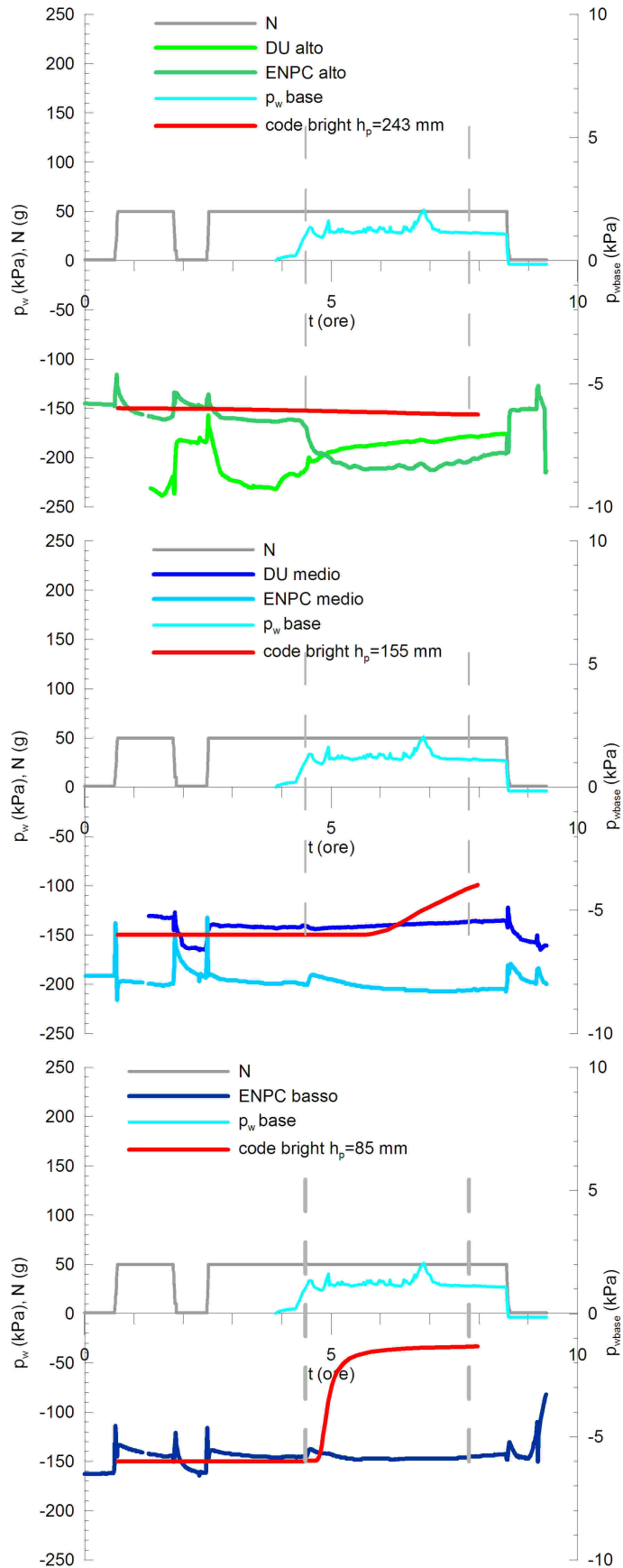


Figura 7.9. Confronto tra i risultati sperimentali e le analisi FEM per la p_w

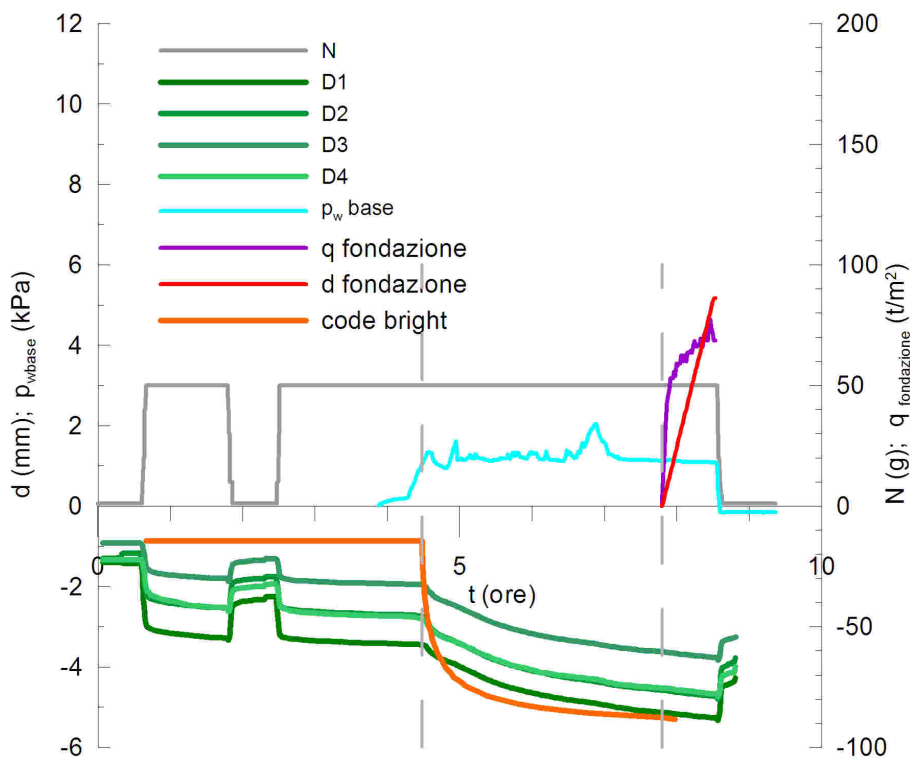


Figura 7.10. Confronto tra i cedimenti misurati e ottenuti dall'analisi FEM

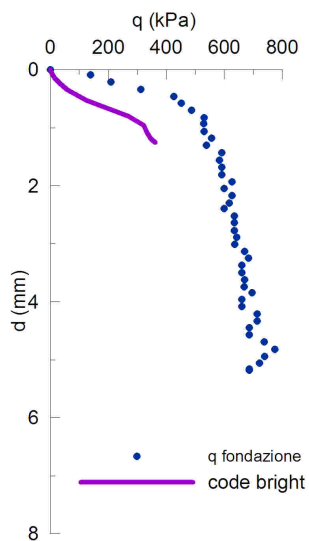


Figura 7.11. Curve carico-cedimenti misurate e calcolate

7.2.6 Confronto dei risultati: prova D

La simulazione della prova D (Par. 6.3.1) è stata suddivisa in tre intervalli temporali:

- $t = 3h45min - 4h29min$, accelerazione $N = 50g$;
- $t = 4h29min - 14h16min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 65kPa$;
- $t = 14h16min - 14h38min$, accelerazione $N = 50g$, $p_{wbase} = 65kPa$, carico della fondazione a velocità di spostamento controllata pari a $v_p = 12mm/min$.

Tabella 7.5. Caratteristiche iniziali prova D

n_0	$s_0(kPa)$
0.453	150

In Fig. 7.12 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione della pressione dell'acqua nel tempo. Le misure effettuate e i risultati teorici sono in buon accordo nella prima fase. Nella successiva fase di connessione con acqua alla base ($p_w = 65kPa$) i risultati sperimentali e gli andamenti teorici sono in ottimo accordo per la parte bassa e media del modello, nella parte alta del modello l'andamento teorico diverge in parte con la misura del tensiometro ENPC. Ovvero il tensiometro ENPC sembra risentire della variazione di pressione alla base con un ritardo maggiore rispetto a quello teorico. Sia quantitativamente che qualitativamente c'è un ottimo accordo tra le misure e le previsioni.

In Fig. 7.13 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda l'evoluzione dei cedimenti nel tempo. Il modello coglie bene l'andamento dei cedimenti sia nella prima fase che nella seconda. Nella fase di carico della fondazione la simulazione prevede che dei punti posti alla stessa distanza degli LVDT misurino una variazione dei cedimenti, non confermata dai dati sperimentali non misurano variazioni accettabili.

In Fig. 7.14 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche per quanto riguarda la fase di carico della fondazione. In questo caso il modello sembra cogliere con maggiore accuratezza la fase di carico della fondazione (anche se la curva presenta la concavità verso l'alto non giustificabile). La simulazione si interrompe per problemi di convergenza per uno spostamento pari a $\approx 1mm$.

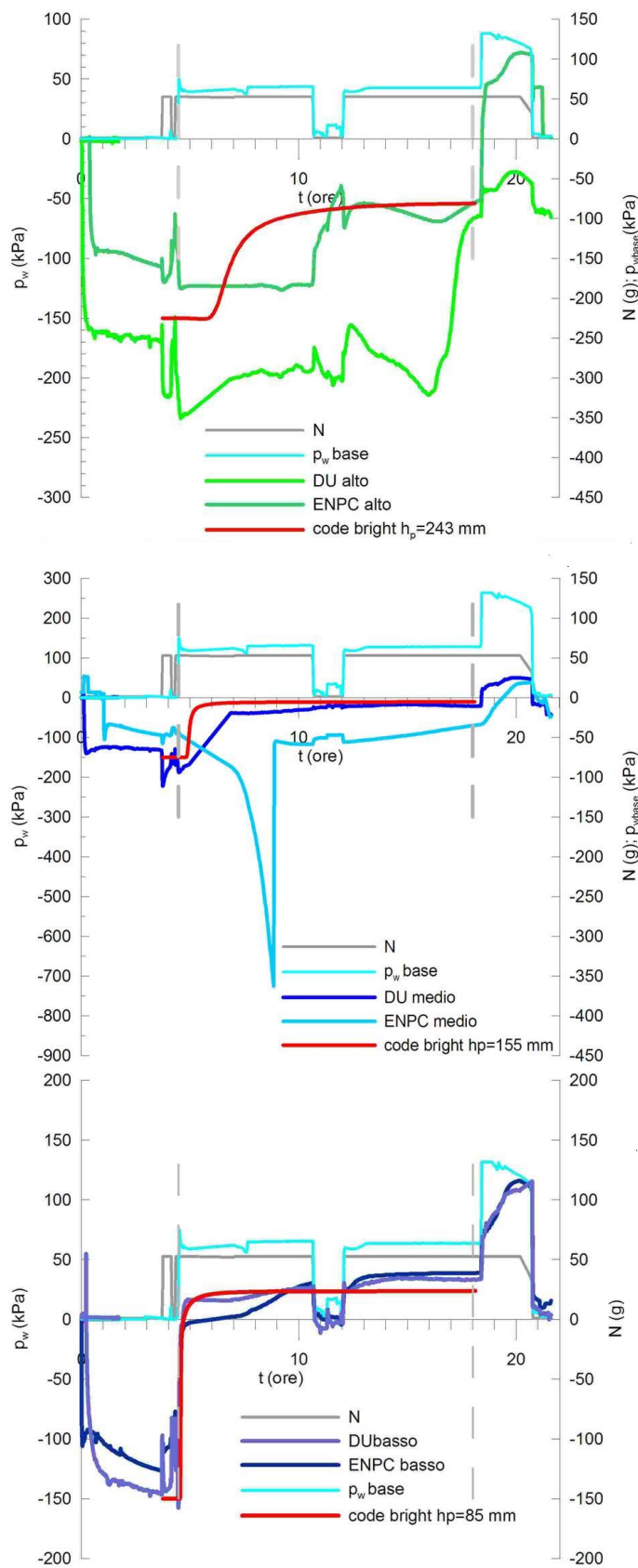


Figura 7.12. Confronto tra i risultati sperimentali e le analisi FEM per la p_w

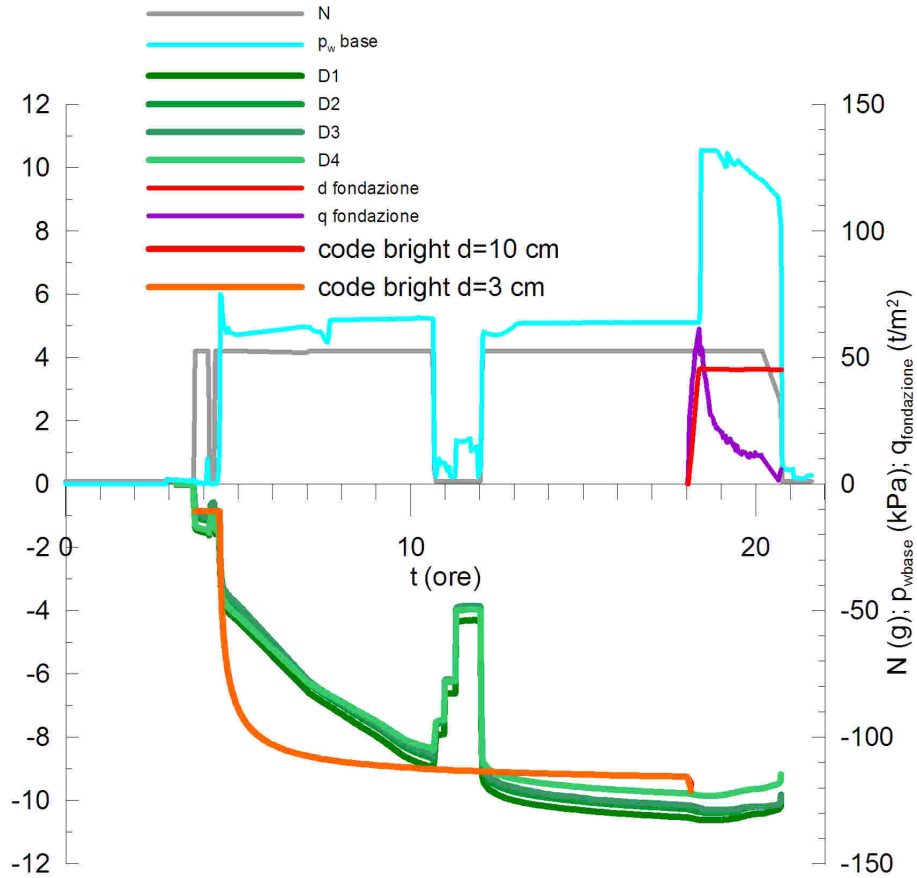


Figura 7.13. Confronto tra i cedimenti misurati e ottenuti dall'analisi FEM

7.3 Valutazione del carico limite

Le fasi di carico della fondazione per le prove A, B e D sono state interpolate con un'espressione iperbolica del tipo:

$$q = \frac{w}{a + bw} \quad (7.14)$$

in cui $w(mm)$ è lo spostamento della fondazione, $q(kPa)$ il carico, $a(kPa^{-1}mm)$ e $b(kPa^{-1})$ rappresentano i parametri ottenuti caso per caso.

In Fig. 7.15 sono riportati i dati sperimentali, le relative interpolazioni e i parametri ottenuti nei tre casi.

I valori di $q(w \rightarrow \infty) = 1/b$ sono riportati in Tab. 7.6.

La formula trinomia del carico limite delle fondazioni superficiali (Terzaghi (1943) Caquot & Kerisel (1948) Caquot & Kerisel (1953) Meyerhof (1951)

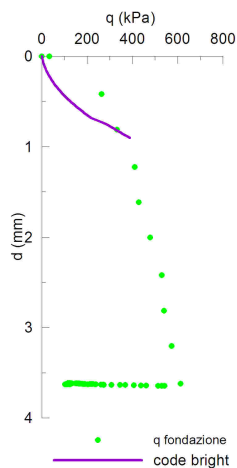


Figura 7.14. Curve carico-cedimenti misurate e calcolate

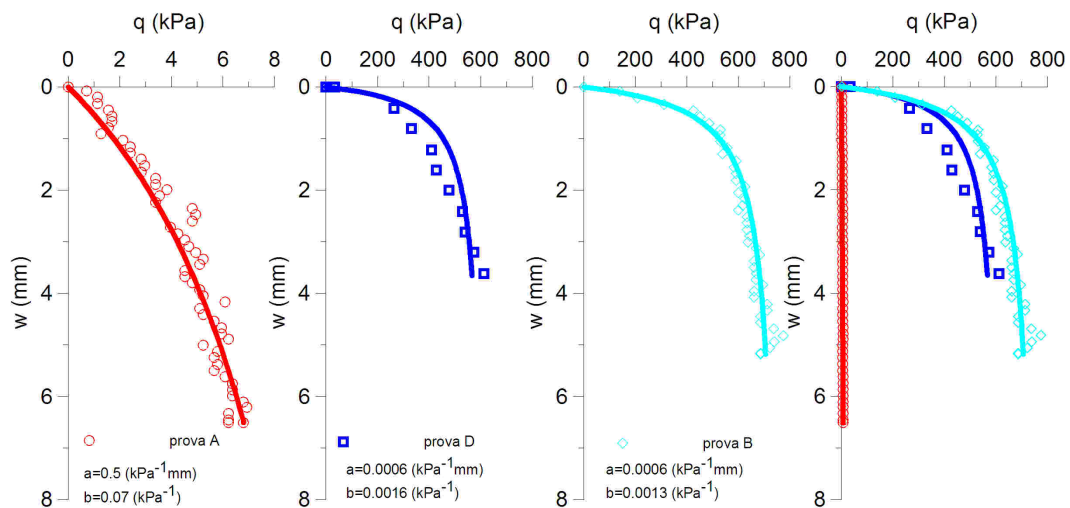


Figura 7.15.

Tabella 7.6.

prova	$q \text{ (kPa)}$
A	14
D	625
B	769

Meyerhof (1953) Brinch Hansen (1970) Vesic (1973) Vesic (1975)) è data dalla eq. 7.15:

$$q_{lim} = F_q N_q \gamma D + F_c N_c c + F_\gamma \frac{1}{2} N_\gamma \gamma B \quad (7.15)$$

in cui F_q , F_c , F_γ sono i fattori correttivi che, in questo caso, tengono conto della forma geometria della fondazione; i coefficienti N_q , N_c , N_γ sono funzione dell'angolo di attrito φ ; γD rappresenta il sovraccarico laterale, c la coesione, $\gamma B/2$ la tensione verticale efficace calcolata ad una profondità pari a $B/2$ al di sotto della fondazione (B larghezza della fondazione). L'applicazione della eq. 7.15 alle condizioni di parziale saturazione, utilizzando la tensione efficace $\sigma'_v = \sigma_v - u_a + S_r(u_a - u_w)$, nel caso specifico di assenza di sovraccarico laterale, coesione nulla si riduce a:

$$q_{lim} = F_\gamma N_\gamma \sigma'_v(B/2) \quad (7.16)$$

Per una fondazione circolare $F_\gamma = 0.6$. Come sottolineato da Poulos et al. (2001), non è possibile ottenere una espressione in forma chiusa per N_γ . Per la valutazione di N_γ è correntemente in uso l'espressione fornita da Vesic (1975):

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (7.17)$$

ma tale espressione non è conservativa rispetto a soluzioni più rigorose ottenute utilizzando la teoria della plasticità per un mezzo rigido plastico (Davis & Booker, 1971). Per la valutazione di N_γ sono state utilizzate i valori forniti da Davis & Booker (1971) per una fondazione liscia e scabra:

$$N_\gamma \approx 0.0663e^{9.3\varphi} \text{ liscia}; \quad N_\gamma \approx 0.1054e^{9.6\varphi} \text{ scabra} \quad (7.18)$$

in cui φ è espresso in radianti. Per $\varphi = 32^\circ$, fondazione liscia $N_\gamma = 11.95$, fondazione scabra $N_\gamma = 22.46$. La $\sigma'_v(B/2)$ nei tre casi A,D,B pari a:

- prova A: completa saturazione $\sigma'_v = 16.38 \cdot 0.75 - 10 \cdot 0.75 = 4.79 kPa$
- prova D: $H_w \cong H/2$ rispetto alla base del deposito (H altezza del deposito), $\sigma'_v = 16.38 \cdot 0.75 + 0.494 \cdot 60 = 41.9 kPa$
- prova B: $H_w \cong 0$ rispetto alla base del deposito (H altezza del deposito), $\sigma'_v = 16.38 \cdot 0.75 + 0.423 \cdot 150 = 75.81 kPa$

Il carico limite che si ottiene nei tre casi è quindi pari a:

- prova A: $q_{limliscia} = 34 kPa$, $q_{limscabra} = 65 kPa$;
- prova D: $q_{limliscia} = 300 kPa$, $q_{limscabra} = 564 kPa$;
- prova B: $q_{limliscia} = 543 kPa$, $q_{limscabra} = 1021 kPa$.

I risultati sperimentali (Fig. 7.15) mostrano che gli incrementi di stato tensionale prodotti dalla parziale saturazione sono sufficienti a quantificare degli incrementi di resistenza notevoli, soprattutto negli strati più superficiali caratterizzati da tensioni totali basse. L'applicazione della eq. 7.16, facendo uso della tensione efficace alla Bishop, conferma tale incremento di resistenza sia qualitativamente che quantitativamente.

Parte IV

Conclusioni

Conclusioni

L'obiettivo di questa tesi è stato quello di approfondire la comprensione dell'effetto della parziale saturazione sul comportamento meccanico dei terreni compattati.

A tale fine nella prima parte della tesi sono state mostrate le principali evidenze sperimentali dei terreni in condizione di parziale saturazione e i principali modelli costitutivi finora sviluppati. Utilizzando un modello costitutivo che adotta come variabile tensionale la tensione efficace alla Bishop è stata effettuata un'interpretazione di un'ampia serie di risultati sperimentali ottenuti da Vassallo (2003) a piccole e medie deformazioni su un limo compattato utilizzato per la costruzione dell'argine del fiume Po. I confronti hanno mostrato che il modello è in grado di cogliere gli aspetti più importanti delle evidenze sperimentali e può inoltre fornire elementi interessanti per la comprensione dei fenomeni fisici associati alle variazioni del grado di saturazione di un terreno. I risultati nel piano della compressibilità sono stati ben interpretati dal modello, che prevede un progressivo spostamento della linea di normal consolidazione al variare del grado di saturazione.

La rappresentazione di G_0 in funzione di p' congruente con la scelta della variabile tensionale del modello adottato ha messo in evidenza come il passaggio dalla condizione di completa saturazione a quella di parziale saturazione provochi una traslazione delle curve verso l'alto analoga a quella evidenziata in condizioni di completa saturazione nel confronto tra misure effettuate su argille ricostituite e naturali. La parziale saturazione, analogamente all'invecchiamento e ad altri effetti naturali del tempo, sembrerebbe conferire allo scheletro solido una sorta di struttura e sovraconsolidazione.

Nel complesso la rielaborazione dei dati sperimentali di Vassallo (2003) ha evidenziato che i modelli costitutivi che utilizzano la tensione efficace alla Bishop sono in grado di rappresentare con buona approssimazione il comportamento di limi compattati parzialmente saturi fornendo importanti spunti per la comprensione del loro comportamento meccanico.

La seconda parte della tesi è stata dedicata allo studio di un problema fisico al finito, una fondazione circolare che poggia su un deposito di limo parzialmente saturo (limo di Jossigny). Per riprodurre tale prototipo si è ricorsi alla modellazione in centrifuga ($H_p = 15m$; $d_p = 1.5m$). Al fine di stabilire le condizioni iniziali del modello e di comprendere il comportamento meccanico ed idraulico del terreno è stata effettuata una sperimentazione in laboratorio, che ha consentito una valu-

tazione quantitativa dei seguenti aspetti: l'entità del collasso per saturazione al variare dello stato tensionale; la dipendenza delle curva di ritenzione dall'indice dei vuoti; la variazione dell'effetto di sovraconsolidazione prodotto dalla parziale saturazione al variare del carico totale applicato.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti si sono stabilite le caratteristiche iniziali del modello in termini di indice dei vuoti e contenuto d'acqua. Le condizioni di addensamento iniziali scelte rientrano tra quelle possibili per un deposito naturale e contemporaneamente rendono possibile una significativa riduzione di volume per saturazione.

Sono stati presentati i risultati delle prove effettuate in centrifuga. I risultati ottenuti in termini di spostamenti al variare delle condizioni idrauliche al contorno sono in accordo, qualitativamente e quantitativamente con quanto era stato previsto dalla sperimentazione preliminare: quando il modello è stato connesso con acqua alla base si sono misurati abbassamenti dovuti alla riduzione di volume prodotta dalla saturazione della parte bassa del modello. Le successive fasi di innalzamento della superficie libera hanno prodotto abbassamenti o rigonfiamenti, a conferma che il processo di collasso per saturazione è funzione dello stato tensionale. Gli andamenti della pressione dell'acqua ottenuti dai tensiometri hanno evidenziato che le misure ottenute, per i tempi di prova utilizzati, sono distanti dai tipici profili di risalita per capillarità. Le misure si dispongono in migliore accordo con i profili teorici quando viene innalzata la superficie libera della falda. Ciò è attribuibile sia all'aumento della permeabilità prodotto dall'aumento del grado di saturazione sia ad una maggiore continuità della fase liquida.

Il carico della fondazione effettuato a velocità di spostamento controllata è avvenuto per diversi valori della posizione della superficie libera. I risultati ottenuti sembrano evidenziare un significativo effetto della parziale saturazione sulla curva carico cedimento della fondazione. La forma della curva è influenzata dallo stato di parziale saturazione. All'aumentare della posizione della superficie libera il meccanismo di rottura dominante sembra essere la riduzione di volume e non il raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione. Il valore del carico limite misurato in condizione di completa saturazione risulta essere di due ordini di grandezza più basso di quello misurato in condizioni di parziale saturazione. Tale differenza potrebbe attribuita ad una diminuzione delle tensioni efficaci prodotta dalla saturazione e al meccanismo di rottura della fondazione. Il terreno che si trova al di sotto della fondazione ha una struttura aperta, la sua completa saturazione lo rende più comprimibile. All'avanzare del pistone il terreno al di sotto della fondazione può aver subito una notevole deformazione di volume che ha fatto perdere il contatto con il pistone o comunque ha ridotto significativamente il carico limite. Questo giustificerebbe anche il fatto che il carico limite, anche a fronte di notevoli spostamenti imposti, non sia stato raggiunto.

La terza parte della tesi è stata dedicata a una prima modellazione matematica dei comportamenti osservati. Tale modellazione è stata effettuata utilizzando un codice ad elementi finiti (CODE BRIGHT) che permette l'analisi Termo-Idro-Meccanica dei mezzi porosi anche in condizioni di parziale saturazione. Il modello costitutivo utilizzato è stato il Barcelona Basic Model, che è stato tarato alla luce dei risultati sperimentali ottenuti. La simulazione ha colto bene, sia qualitativamente che quantitativamente, gli spostamenti indotti alla sommità del modello

dalle variazioni delle condizioni idrauliche al contorno quali la connessione con acqua alla base del modello e i successivi innalzamenti della superficie libera.

Il confronto tra la pressione dell'acqua prevista e quella misurata è stato maggiormente soddisfacente per le zone prossime alla superficie libera della falda. Mentre nelle zone distanti dalla falda la diversità degli andamenti misurati e calcolati potrebbe essere attribuita a una mancanza di continuità della fase liquida al diminuire di S_r nel modello fisico, mentre il modello matematico prevede che ci sia trasmissione di pressione nella fase acqua anche per valori bassi di S_r . Comunque il confronto è stato complessivamente soddisfacente.

Il confronto tra le tensioni di contatto tra fondazione e terreno misurate e quelle calcolate con le analisi FEM sotto la fondazione ha mostrato maggiori differenze sia qualitativamente che quantitativamente. Gli andamenti della tensione di contatto tra fondazione e terreno calcolata in funzione dello spostamento verticale mostrano una concavità rivolta verso l'alto, tuttora poco chiara che dovrà essere oggetto di ulteriori approfondimenti.

Riferimenti bibliografici

- Aitchinson, G., Woodburn, J., 1969. Soil suction in foundation design. In: VII ICSMFE, Mexico. Vol. 2.
- Alonso, E. E., Gens, A., Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40 (3), 405–430.
- Aversa, S., Nicotera, M., 2002. Triaxial and oedometer apparatus for testing unsaturated soils. *ASTM Geotechnical Testing Journal* 25 (1), 3–15.
- Barden, L., Madedor, A., Sides, G., 1969. Volume change characteristics of unsaturated clay. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 33–51.
- Bear, J., 1972. *Dynamics of Fluids in Porous Materials*. McGraw Hill.
- Bear, J., 1979. *Hydraulics of groundwater*. American Elsevier.
- Bishop, A., 1959. The principle of effective stress. *TechniskUkeblad* 39, 859–863.
- Bishop, A., Alpan, I., Blight, G., Donald, I., 1960. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: Research conference on shear strength of cohesive soils, Boulder, USA. ASCE.
- Bishop, A., Blight, G., 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique* 13, 177–197.
- Bishop, A., Donald, I., 1961. The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. In: Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 1, Paris.
- Bolzon, G., Schrefler, B. A., Zienkiewicz, O. C., 1996. Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated state. *Géotechnique* 46 (2), 279–289.
- Brinch Hansen, J., 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. In: Bull. 28 Danish Geotechn. Inst., Copenhagen.
- Buenfil, C., Romero, E., Lloret, A., Gens, A., 2004. Experimental study on the hydro-mechanical behaviour of a silty clay. In: II International Workshop on Unsaturated Soils, Italy.
- Burland, J., 1965. Some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils. In: G.D., A. (Ed.), *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soil Beneath Covered Areas*, Australia. Butterworths.
- Caquot, A., Kerisel, J., 1948. Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Tech. rep., Gauthier-Villars, Paris.
- Caquot, A., Kerisel, J., 1953. *Traité de mécanique des sols*. Tech. rep., Gauthier-Villars, Paris.

- Casini, F., Vassallo, R., Mancuso, C., Desideri, A., 2007. Interpretation of the behaviour of compacted soils using cam-clay extended to unsaturated conditions. In: 2nd International Conference Mechanics of unsaturated soils, Weimar.
- Cattoni, E., 2003. Comportamento meccanico e proprietà idrauliche della pozzolana nera dell'area romana in condizioni di parziale saturazione. Ph.D. thesis, Università degli Studi di Perugia.
- Cattoni, E., Cecconi, M., Pane, V., 2004. An experimental study on a partially saturated pyroclastic soil: the pozzolana nera from roma. In: II International Workshop on Unsaturated Soils, Italy.
- Cecconi, M., 1999. Caratteristiche strutturali e proprietà meccaniche di una piroclastite: la pozzolana nera dell'area romana. Ph.D. thesis, Università degli Studi di Roma Tor Vergata.
- Chiu, C., Cui, Y., Delage, P., De Laure, E., Haza, E., 2005. Lessons learnt from suction monitoring during centrifuge modelling. In: Tarantino, A., Romero, E., Cui, Y. (Eds.), *Advanced Experimental Unsaturated Soils Mechanics EXPERUS*. Taylor and Francis Group, London, Aussois, France.
- Coleman, J., 1962. Stress strain relations for partly saturated soil. *Géotechnique* 12, 348–350.
- Colmenares, J., Ridley, A., 2002. Stress-strain and strength relationships for a reconstituted clayey silt. In: Jucà, J., de Campos, T., Marinho, A. (Eds.), 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife. Balkema.
- Cooke, B., Mitchell, R., 1991. Physical modelling of a dissolved contaminant in an unsaturated sand. *Can. Geotech. J.* 28, 829–833.
- Crançon, P., Guy, C., Pili, E., Dutheil, S., Gaudet, J., 2000. Modelling of capillary rise and water retention in centrifuge tests using time domain. In: Garnier, J., Thorel, L., Haza, E. (Eds.), *Physical modelling and testing in environmental geotechnics*. NECER, La Baule, France.
- Cronev, D., 1952. The movement and distribution of water in soils. *Géotechnique* 3, 1–16.
- Cui, Y., 1993. Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans une cadre élasto-plastique. Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Cui, Y., Delage, P., 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique* 46 (2), 291–311.
- Cui, Y., Delage, P., N., S., 1995. An elasto-plastic model for compacted soils. In: *Unsaturated soils*. Balkema, Rotterdam.
- Dangla, O., Malinsky, L., Coussy, O., 1997. Plasticity and imbibition-drainage curves for unsaturated soils: a unified approach. In: 6th international conference on numerical models in geomechanics. Balkema, Rotterdam.
- Davis, E., Booker, J., 1971. The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory. In: 1st Australia-New Zealand Conference on Geomechanics.
- Escario, V., Saez, J., 1986. The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36 (3), 453–456.
- Esposito, G., Allersma, H., Soga, K., C., K., H., C., 2000. Centrifuge simulation of inapl infiltration in partially saturated porous granular medium. In: Garnier,

- J., Thorel, L., Haza, E. (Eds.), Physical modelling and testing in environmental geotechnics. NECER, La Baule, France.
- Fredlund, D., Rahardjo, H., Gan, J., 1987. Non linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: 6th Int.Conf.Expansive Soils, New Delhi.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., 1976. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 13 (1), 261–276.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Engng., ASCE* 103 (5), 447–466.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., Widger, R., 1978. The shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 15 (3), 313–321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., 1993. Soil mechanics of unsaturated soils. Wiley, New York.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., Vaunat, J., 2003. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique* 53, 123–135.
- Gan, J., Fredlund, D., Rahardjo, H., 1988. Determination of shear strength parameters of unsaturated soils using direct shear test. *Can. Geotech. J.* 25, 500–510.
- Gawin, D., Baggio, P., Schrefler, B., 1995. Coupled heat, water and gas flow in deformable porous media. *Int. J. Num. Anal. Meth. Fl.* 20, 969–987.
- Geiser, F., Laloui, L., Vuillet, L., 2000. Modelling the behaviour of unsaturated silt. In: Tarantino, A., Mancuso, C. (Eds.), *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. Balkema, Rotterdam.
- Gens, A., 1996. Constitutive modelling: application to compacted soils. In: Alonso, E., Delage, P. (Eds.), *Unsaturated Soils/Sols Non Saturés*. Balkema, Rotterdam.
- Gens, A., Alonso, E., Josa, A., 1989. Elasto-plastic modelling of partially saturated soils. In: *Numerical models in geomechanics III*. Elsevier, London.
- Gens, A., Sanchez, M., Sheng, D., 2006. On constitutive modelling of unsaturated soils. *AG 1*, 137–147.
- Hardin, B., Black, W., 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. *J. Geotech. Engng., ASCE* 94, 353–369.
- Hassanizadeh, M., Gray, W. G., 1980. General conservation equations for multiphase systems: 3 constitutive theory for porous media flow. *Adv. Water Res.* 3, 25–40.
- Houlsby, G. T., 1997. The work input to an unsaturated granular material. *Géotechnique* 47 (1), 193–196.
- Hutter, K., Laloui, L., Vuillet, L., 1999. Thermodynamically based mixture models for saturated and unsaturated soils. *Mech. Cohesive–Frictional Materials* 4, 295–338.
- Jennings, J., Burland, J., 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, 125–144.
- Jommi, C., 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In: *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. Balkema, Rotterdam.
- Jommi, C., di Prisco, C., 1994. A simple theoretical approach for modelling the mechanical behaviour of unsaturated soils (in italian). In: *In Conf. Il ruolo dei fluidi nei problemi di ingegneria geotecnica*. Mondovi.

- Josa, A., Alonso, E., Lloret, A., Gens, A., 1987. Stress-strain behaviour of partially saturated soils. In: IX Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Dublin. Vol. 2.
- Josa, A., Balmaceda, A., Gens, A., Alonso, E., 1992. An elasto-plastic model for partially saturated soil exhibiting a maximum of collapse. In: 3rd international conference on computational plasticity, Barcelona.
- Kawai, K., Weichuan, W., Ogawa, K., 2002. The behaviour of unsaturated soil compressed isotropically under undrained condition. In: Unsaturated soils, Recife. Vol. 2.
- Khalifa, A., Garnier, J., Thomas, P., Rault, G., 2000. Scaling laws of water flow in centrifuge models. In: Garnier, J., Thorel, L., Haza, E. (Eds.), Physical modelling and testing in environmental geotechnics. NECER, La Baule, France.
- Khalili, N., Loret, B., 2001. An elasto-plastic model for nonisothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *Int. Journal of Solids and Structures* 38, 8305–8330.
- Knight, M., Cooke, A., Mitchell, R., 2000. Scaling of the movement and fate of contaminant releases in the vadose zone by centrifuge modelling. In: Garnier, J., Thorel, L., Haza, E. (Eds.), Physical modelling and testing in environmental geotechnics. NECER, La Baule, France.
- Kohgo, Y., Nakano, M., Miyazaki, T., 1993. Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soils and Foundations*, 681–687.
- Leong, E., Rahardjo, H., 1997. Permeability functions for unsaturated soils 123 (12), 1118–1126.
- Lewis, R. W., Schrefler, B. A., 1987. The finite element method in the deformation and consolidation of porous media. Wiley, Chichester.
- Li, X., 2003. Effective stress in unsaturated soil: a microstructural analysis. *Géotechnique* 53, 273–277.
- Lloret, A., Alonso, E., 1985. State surfaces for partially saturated soils. In: 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco.
- Loret, B., Khalili, N., 2002. An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials* 34, 97–116.
- Lu, N., Likos, J., 2004. Rate of capillary rise in soil 130, 646–650.
- Maatouk, A., 1993. Application des concepts d'état limite et d'état critique à un sol partiellement saturé effondrable. Ph.D. thesis, Ecole des gradués de l'Université Laval, thèse de Doctorat d'état.
- Matyas, E., Radhakrishna, H., 1968. Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique* 18, 432–448.
- Meyerhof, G., 1951. The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique* 1 (2), 301–332.
- Meyerhof, G., 1953. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: 3rd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich. Vol. 1.
- Mitchell, R., 1994. Matrix suction and diffusive transport in centrifuge models. *Can. Geotech. J.* 31, 357–363.
- Modaresi, A., Abou-Bekr, N., 1994. A unified approach to model the behaviour of saturated and unsaturated soils. In: 8th international conference on computer methods and advances in geomechanics.

- Nuth, M., Laloui, L., 2007. Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, in press.
- Olivella, S., Carrera, J., Gens, A., Alonso, E., 1994. Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. *Transport in Porous Media* 15 (3), 271–293.
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E., 1996. Numerical formulation for simulator (code bright) for coupled analysis of saline media. *Engng. Comp.* 13 (7), 87–112.
- Pakzad, M., 1995. Modélisation du comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes à faible porosité. Ph.D. thesis, Université d'Orléans.
- Pineda, J., Colmenares, J., 2005. Influence of suction on shear strength of a compacted soil under unconfined condition. In: *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics EXPERUS 2005*. Balkema.
- Pineda, J., Colmenares, J., 2006. Stress-strain-suction behaviour of two clayey materials under unconfined conditions. In: G.A., M., C.E., Z., S., H., D.G., F. (Eds.), *4th International Conference on Unsaturated Soils*, Arizona. ASCE.
- Poulos, H., Carter, J., Small, J., 2001. Foundations and retaining structures—research and practice. In: *XVth Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, 4.
- Rampello, S., Silvestri, F., Viggiani, G., 1994a. The dependence of g_0 on stress state and history in cohesive soils. In: *1st Int. Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo.
- Rampello, S., Silvestri, F., Viggiani, G., 1994b. The dependence of small strain stiffness on stress state and history for fine grained soils: the example of Valdericcia clay. In: *1st Int. Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo.
- Rampino, C., Mancuso, C., Vinale, F., 1999. Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first results. *Can. Geotech. J.* 36, 1–12.
- Rezzoug, A., König, D., Triantafyllidis, T., 2000. Scaling laws in centrifuge modelling for capillary rise in soils. In: Garnier, J., Thorel, L., Haza, E. (Eds.), *Physical modelling and testing in environmental geotechnics*. NECER, La Baule, France.
- Rezzoug, A., König, D., Triantafyllidis, T., 2004. Scaling laws for centrifuge modelling of capillary rise in sandy soils 130, 615–620.
- Rodrigues, R., Vilar, O., 2006. Relationship between collapse and soil-water retention curve of a sandy soil. In: G.A., M., C.E., Z., S., H., D.G., F. (Eds.), *4th International Conference on Unsaturated Soils*, Arizona. ASCE.
- Romero, E., Barrera, M., Lloret, A., Gens, A., 2002. Collapse under isotropic stress state of anisotropic and isotropic compacted soils. In: Jucà, J., de Campos, T., Marinho, A. (Eds.), *3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Recife. Balkema.
- Romero, E., Gens, A., A., L., 1995. Development of a new suction temperature controlled oedometer cell. In: Alonso, E., Delage, P. (Eds.), *1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris. Balkema.
- Roscoe, K. H., Burland, J. B., 1968. On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay. In: Heyman, J., Leckie, F. A. (Eds.), *Engineering Plasticity*. Cambridge Univ. Press, Cambridge.

- Runesson, K., 2006. A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 30, 181–212.
- Santucci de Magistris, F., 1996. Comportamento di una sabbia argillosa costipata e addizionata con bentonite. Ph.D. thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli.
- Sharma, R., 1998. Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays. Ph.D. thesis, University of Oxford.
- Sheng, D., Sloan, S., Gens, A., 2004. A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computer and Mech.* 33, 453–465.
- Sivakumar, V., 1993. A critical state framework for unsaturated soils. Ph.D. thesis, University of Sheffield, U.K.
- Tamagnini, R., 2003. A constitutive model for three-phase porous material. In: 2nd MIT Conf. on Computational Fluid and Solid Mechanics, Boston.
- Tamagnini, R., 2004. An extended cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. *Géotechnique* 54, 223–228.
- Tamagnini, R., Pastor, M., 2005. A thermodynamically based model for unsaturated soil: a new framework for generalized plasticity. In: Mancuso, C., Tarantino, A. (Eds.), *Unsaturated soils. Advances in testing, modelling and engineering applications*. Balkema, Leiden.
- Tarantino, A., Mongioli, L., Bosco, G., 1990. An experimental investigation on the isotropic stress variables for unsaturated soils. *Géotechnique* 50 (3), 275–282.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.
- Thomas, H., He, Y., 1995. An analyses of coupled heat, moisture and air transfer in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique* 45, 667–689.
- Tremblay, M., 1996. Modelling of groundwater conditions in silts and fine sands. Ph.D. thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg.
- van Genuchten, M. T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am.* 44 (1), 892–898.
- Vassallo, R., 2003. Comportamento di terreni costipati non saturi a piccole, medie e grandi deformazioni. Ph.D. thesis, Università di Napoli Federico II.
- Vassallo, R., Mancuso, C., Vinale, F., 2007a. Effects of net stresses and suction history on the small strain stiffness of a compacted clayey silt. *Can. Geotech. J.* 44 (4), 447–462.
- Vassallo, R., Mancuso, C., Vinale, F., 2007b. Modelling the influence of stress strain history on the initial shear stiffness of an unsaturated compacted silt. *Can. Geotech. J.* 44 (4), 463–472.
- Vaunat, J., Jommi, C., Gens, A., 1997. A strategy for numerical analysis of the transition between saturated and unsaturated flow conditions. In: 6th international conference on numerical models in geomechanics, Montreal. Balkema, Rotterdam.
- Vaunat, J., Olivella, S., 2002. Code bright-gid. a 3-d program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media. In: 1st Conference on Advances and Applications of GiD, Barcelona.
- Vaunat, J., Romero, E., 2000. Retention curves of deformable clays. In: Tarantino, A., Mancuso, C. (Eds.), *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*, Trento. Balkema, Rotterdam.

- Vaunat, J., Romero, E., Jommi, C., 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. In: Tarantino, A., Mancuso, C. (Eds.), *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*, Trento. Balkema, Rotterdam.
- Vesic, A., 1975. *Foundation Engineering Handbook*. Winterkorn and Fang. Van Nostrand Reinhold, New York.
- Vesic, A. S., 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE* .
- Vicol, P., 1993. *Comportement hydraulique et mecanique d'un sol fin non sature application a la modelisation*. Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Wheeler, S., 1996. Inclusion of specific water volume within an elastoplastic model for unsaturated soil. *Can. Geotech. J.* 33, 42–57.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., Buisson, M. S. R., 2003. Coupling of hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soil. *Géotechnique* 53 (1), 41–54.
- Wheeler, S. J., Sivakumar, V., 1995. A elasto–plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique* 45 (1), 35–53.

ciao