



SAPIENZA
UNIVERSITA' DI ROMA

Facoltà di Ingegneria

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale e Geotecnica

XXX Ciclo

EFFETTO DEL GRADO DI SATURAZIONE SUL
COMPORAMENTO DI UN PALO SOGGETTO A
FORZE ORIZZONTALI

Tutor
Prof. Ing.
Augusto Desideri

Dottorando
Leonardo M. Lalicata

INDICE

INTRODUZIONE.....	4
1.1 Inquadramento della ricerca proposta.....	4
1.2 Obiettivi di progetto e metodologia adottata.....	5
1.3 Articolazione della tesi.....	6
Capitolo 2. STATO DELL'ARTE.....	7
2.1 Principali aspetti del comportamento dei pali sotto azioni orizzontali.....	7
2.1.1 Aspetti tipici della risposta.....	9
2.1.2 Analisi a rottura.....	12
2.1.3 Interazione palo terreno in condizioni di esercizio.....	15
2.2 Pali in terreni parzialmente saturi: un caso di studio.....	23
2.3 Alcuni elementi del comportamento dei terreni parzialmente saturi.....	25
2.3.1 Generalità.....	25
2.3.2 Evidenze sperimentali.....	28
2.3.3 Modellazione costitutiva.....	32
2.4 Conclusioni.....	35
Capitolo 3. MODELLAZIONE FISICA IN CENTRIFUGA GEOTECNICA.....	36
3.1 Leggi di scala.....	36
3.2 Metodologia sperimentale.....	38
3.2.1 Dispositivi sperimentali.....	39
3.2.2 Struttura delle prove.....	44
3.3 Proprietà meccaniche del terreno utilizzato nella sperimentazione.....	47
3.3.1 Prove di saturazione in edometro standard.....	48
3.3.2 Curva di ritenzione a suzione controllata.....	53
3.4 Procedura di preparazione del terreno.....	55
3.5 Palo utilizzato nella sperimentazione.....	58
3.5.1 Installazione.....	59
3.5.2 Scelta della velocità di applicazione del carico orizzontale sul palo.....	60

Capitolo 4.	ANALISI DEI RISULTATI DEL MODELLO FISICO	62
4.1	Programma sperimentale.....	62
4.2	Imbibizione a 1g	64
4.3	Volo e I ^a consolidazione.....	68
4.4	Carico del palo in un terreno parzialmente saturo.....	71
4.4.1	Relazione Forza-spostamento-Momento Massimo	73
4.4.2	Comportamento flessionale del palo.....	73
4.4.3	Principio di costruzione delle curve P-y	74
4.5	Innalzamento della superficie libera e II ^a consolidazione.....	75
4.5.2	Saturazione a carico costante: effetti sul palo.....	78
4.6	Carico del palo: confronti tra le prove.....	81
4.6.1	Influenza dell'indice dei vuoti iniziale	82
4.6.2	Influenza della parziale saturazione	83
4.6.3	Effetto della risalita della falda sul comportamento del palo.....	86
4.6.4	Estensione del meccanismo plastico	88
4.7	Conclusioni.....	91
Capitolo 5.	MODELLAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO OSSERVATO	93
5.1	Metodologia.....	93
5.2	Il modello matematico utilizzato	94
5.2.1	Il legame costitutivo: CCM esteso ai terreni parzialmente saturi	94
5.3	Calibrazione del modello costitutivo	96
5.3.1	I parametri meccanici.....	97
5.3.2	I parametri idraulici.....	97
5.3.3	Definizione delle condizioni iniziali	98
5.4	Modellazione del comportamento idro-meccanico del terreno: analisi assialsimmetriche bidimensionali	100
5.4.1	Geometria e condizioni al contorno.....	100
5.4.2	Condizioni post-imbibizione	100

5.4.3	Effetto della messa in volo.....	102
5.4.4	Risultati delle analisi monodimensionali	103
5.4.5	Conclusioni.....	115
5.5	Modellazione del meccanismo di interazione: il modello 3D	115
5.5.1	Geometria del problema e condizioni al contorno	116
5.5.2	Modellazione del terreno.....	116
5.5.3	Modellazione del palo.....	117
5.5.4	Modellazione dell'interfaccia	117
5.5.5	Velocità di carico e condizioni di drenaggio.....	119
5.5.6	Influenza del punto di applicazione della forza	119
5.5.7	Fasi di calcolo delle analisi	120
5.6	Modellazione del meccanismo di interazione: risultati delle analisi	121
5.6.1	Confronto con i risultati.....	121
5.6.2	Influenza della distribuzione di pressione interstiziale iniziale	123
5.6.3	Influenza di D_p	124
5.6.4	Comportamento del palo	125
5.6.5	Saturazione a carico costante.....	130
5.6.6	Conclusioni.....	139
Capitolo 6.	ESTENSIONE DEI RISULTATI: STUDIO PARAMETRICO	141
6.1	Il modello.....	141
6.1.1	I parametri meccanici.....	142
6.2	Aspetti tipici della risposta	143
6.2.1	Variabili di interesse	144
6.3	Analisi sul terreno saturo	145
6.3.1	Confronto con la letteratura	145
6.3.2	Risultati analisi parametriche	146
6.4	Analisi sul terreno parzialmente saturo	152
6.4.1	Influenza della posizione della superficie libera z_w/D	153

6.4.2	Importanza della rigidezza relativa E_p/E_s al variare della posizione della superficie libera	158
6.4.3	Alcune considerazioni sullo stato tensionale del terreno attorno al palo.....	160
6.4.4	Considerazioni sul ruolo della curva di ritenzione di acqua del terreno.....	162
6.5	Conclusioni.....	164
CONCLUSIONI e PROSPETTIVE		165
BIBLIOGRAFIA		169
APPENDICI		1
Appendice I	Caratterizzazione del caolino B-grade.....	I
Appendice II	Calibrazione del palo strumentato.....	VIII
Appendice III	Messa a punto dei minitensiometri.....	X
Appendice IV	Risultati dei test in centrifuga.....	XIV

INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento della ricerca proposta

La corretta progettazione delle opere geotecniche assume un ruolo primario nel concepimento di un manufatto proprio dell'ingegneria civile in particolare delle infrastrutture. Nel caso dei grandi progetti le opere di fondazione rappresentano un costo significativo dell'opera, è necessario quindi che la progettazione sia frutto di un processo di ottimizzazione che deriva da un'approfondita conoscenza della conformazione geologica del sottosuolo interessato dall'opera, e del regime delle acque sotterranee e alle sue variazioni stagionali. Altro aspetto fondamentale è la conoscenza del comportamento idro-meccanico dei terreni che si trovano coinvolti nel meccanismo di interazione con l'opera di fondazione stessa.

Tra le possibili tipologie di fondazioni quelle su pali consentono di portare il carico trasmesso dalla struttura in elevazione agli strati di terreno più rigidi che si trovano in profondità o di contenere i cedimenti indotti dal peso della struttura. I pali possono sopportare meglio delle fondazioni superficiali le azioni orizzontali lavorando a flessione e taglio. In alcuni casi, l'aliquota dei carichi trasversali all'asse del palo può costituire la componente di carico principale. Recentemente, la necessità di studiare il comportamento delle fondazioni delle pale eoliche sia *off-shore* che *on-shore*, ha dato un nuovo impulso a questo settore della ricerca, specialmente attraverso la modellazione fisica in centrifuga geotecnica.

Il meccanismo di deformazione attivato da pali sollecitati da un'azione orizzontale coinvolge gli strati più superficiali del terreno, l'estensione di tale meccanismo è tipicamente limitata a pochi diametri di profondità. Queste porzioni di terreno possono trovarsi al di sopra del livello di falda anche considerando le sue oscillazioni stagionali. Il terreno al di sopra del pelo libero della falda si trova in condizioni di parziale saturazione che gli conferiscono maggiore rigidezza e resistenza.

Rispetto ad un mezzo saturo, la maggior rigidezza del terreno comporta, a parità di carico applicato, una riduzione sia delle sollecitazioni sul palo che degli spostamenti. L'incremento di resistenza invece consente al sistema di raggiungere livelli di carico maggiori.

La suzione presente in un terreno in condizioni di parziale saturazione risulta dipendente dal contenuto d'acqua e dunque dalle escursioni del livello di falda. A seguito di un evento meteorico intenso, gli strati di terreno sopra falda possono esibire fenomeni di rigonfiamento o riduzione di volume, una diminuzione della resistenza a taglio e della rigidezza. La variazione delle caratteristiche

meccaniche del terreno può avere ripercussioni sulle opere circostanti quali crolli o cedimenti elevati delle fondazioni.

L'approccio classico, che si basa sull'ipotesi di completa saturazione del terreno anche al di sopra della falda, non è in grado di spiegare e interpretare i fenomeni di instabilità dovuti a una variazione della suzione nel terreno, per questo motivo negli ultimi decenni, lo studio della meccanica dei terreni parzialmente saturi ha giocato un ruolo sempre più importante.

Lo studio proposto, dedicato all'analisi del problema di un palo caricato orizzontalmente in un terreno parzialmente saturo, si inserisce in un filone di ricerca sul comportamento dei terreni parzialmente saturi in corso, presso il DISG, da più di dieci anni sotto la guida del Professor A. Desideri (Tamagnini R. 2004; Fontanella E.M. 2006; Casini F. 2008, Rotisciani G.M. 2016). In questi studi sono stati toccati importanti temi applicativi, quali il ruolo della parziale saturazione nel comportamento complessivo delle dighe in terra sia in fase costruttiva che in esercizio, nel comportamento delle fondazioni superficiali e lo studio teorico e sperimentale dei processi di infiltrazione.

Il progetto sviluppato in questa tesi è il frutto di una collaborazione internazionale, tra il DISG e l'Ifsttar (Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux) di Nantes.

1.2 Obiettivi di progetto e metodologia adottata

La tesi si pone l'obiettivo di approfondire la conoscenza del problema di interazione palo-terreno quando il palo è sollecitato da azioni ortogonali al proprio asse in un terreno parzialmente saturo. Particolare attenzione è stata posta sugli effetti della posizione della superficie libera rispetto al palo, sulla forma della curva di ritenzione e il comportamento volumetrico dei terreni non saturi a seguito di oscillazioni del livello di falda. Si è cercato inoltre di capire quando e in che entità la variazione della posizione della superficie libera, e in generale la riduzione dello stato di sforzo efficace nel terreno legato ad una riduzione di suzione, influenzano la risposta del palo sollecitato da una forza orizzontale.

Il problema di interazione terreno struttura è stato studiato attraverso la modellazione fisica in centrifuga geotecnica, in seguito interpretato con un modello numerico tridimensionale. Nelle analisi il palo è stato modellato come un elemento solido elastico mentre il comportamento meccanico del terreno è stato studiato con un modello matematico esteso ai terreni in condizione di parziale saturazione implementato in un codice di calcolo numerico.

La definizione del programma sperimentale in centrifuga geotecnica ha richiesto la caratterizzazione geotecnica del materiale utilizzato in condizioni di saturazione parziale e completa. Una cura

particolare è stata rivolta all'influenza della densità e al contenuto d'acqua iniziale sulla risposta del terreno in seguito a processi di imbibizione. A valle della caratterizzazione meccanica in laboratorio è stato scelto di valutare, in condizioni di parziale saturazione, l'influenza della densità iniziale del terreno sulla risposta del sistema palo terreno sia durante la prova di carico che in seguito alla risalita della superficie libera.

Il modello costitutivo utilizzato, per il terreno, è stato calibrato alla luce dei dati sperimentali. Il modello numerico ha consentito di interpretare i dati ottenuti nella sperimentazione su modello fisico e in seguito di effettuare un'analisi parametrica sulla risposta del palo variando le condizioni idro-meccaniche del terreno.

1.3 Articolazione della tesi

Nel Capitolo 2 si presentano le caratteristiche principali degli elementi coinvolti nel problema di interazione studiato. La prima parte del capitolo è dedicata alle evidenze sperimentali del comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali e ai principali metodi di analisi e progettazione utilizzati. Nella seconda si riporta uno studio numerico sull'influenza della parziale saturazione sul comportamento dei pali sotto azioni verticali. L'ultima sezione è incentrata sulle evidenze sperimentali sul comportamento idro-meccanico dei terreni parzialmente saturi e sulla modellazione costitutiva di questi terreni.

Nel Capitolo 3 si descrive la metodologia sperimentale adottata nella modellazione fisica e i risultati della sperimentazione condotta in laboratorio sul comportamento del terreno a seguito di percorsi di combinati di imbibizione e carico meccanico.

Il Capitolo 4 è dedicato alla descrizione e alla analisi dei risultati del modello fisico, mentre nel Capitolo 5 si presentano i risultati delle elaborazioni numeriche svolte per comprendere meglio il comportamento osservato nella modellazione fisica.

Nel Capitolo 6 si riportano i risultati di uno studio numerico nel quale si sono estesi i risultati trovati nella sperimentazione fisica. È stato studiato l'effetto del rapporto di rigidità palo-terreno, di diverse posizioni di della superficie libera e della forma della curva di ritenzione del terreno.

L'ultima parte della tesi è dedicata alle conclusioni e alle prospettive aperte da questa ricerca, mentre nelle appendici sono riportati gli elementi accessori al lavoro svolto come i risultati della caratterizzazione meccanica standard del terreno (Appendice I), la procedura di calibrazione degli strumenti utilizzati in centrifuga (Appendice II e Appendice III). Nell'Appendice IV sono infine raccolti tutti i risultati, in forma grafica, della sperimentazione svolta in centrifuga geotecnica.

CAPITOLO 2. STATO DELL'ARTE

Le fondazioni profonde vengono impiegate, usualmente, quando i terreni superficiali hanno scadenti caratteristiche meccaniche, ed è necessario approfondire le opere di fondazione sino a raggiungere gli strati più profondi e resistenti. Se i pali si intestano in substrato rigido la trasmissione delle azioni al terreno è affidata essenzialmente alle tensioni normali che si sviluppano alla base del palo, in assenza di uno strato di base molto rigido i carichi vengono trasmessi al terreno attraverso la mobilitazione della resistenza a taglio lungo la superficie laterale (pali sospesi). Altre volte le fondazioni su pali vengono adottate non tanto per soddisfare le verifiche di resistenza ma per contenere i cedimenti, assoluti e differenziali, della struttura in elevazione. Le fondazioni su pali possono utilizzare anche per proteggere le opere in elevazione dai cedimenti indotti dagli scavi adiacenti la struttura che si vuole realizzare, per contenere fenomeni di trascinamento verso l'alto o verso il basso di terreni collassabili o rigonfianti (Vesic, 1975).

La struttura in elevazione trasmette ai pali di fondazione una combinazione carichi verticali, orizzontali e coppie. Per gli edifici, la componente assiale del carico è quella prevalente: i pali trasmettono al terreno attraverso la mobilitazione delle tensioni tangenziali laterali e delle tensioni normali alla base. Sfruttando la propria inerzia flessionale i pali sono anche in grado di sostenere azioni ortogonali al proprio asse o coppie applicate in testa. In alcuni casi l'aliquota di carico orizzontale risulta dimensionante: si pensi ad esempio alle fondazioni di un'opera di sostegno o alle fondazioni di opere alte e snelle soggette a forti azioni del vento (grattacieli, ponti), del sisma, delle onde (opere in mare aperto) dalle azioni sulle pale eoliche (turbine eoliche terrestri e marine).

2.1 Principali aspetti del comportamento dei pali sotto azioni orizzontali

Lo studio del comportamento di un palo, o di un gruppo di pali, dovrebbe a rigore essere condotto considerando contemporaneamente tutte le azioni esterne agenti sul palo siano esse verticali o orizzontali. In realtà quasi sempre si tende a separare i due problemi e si ricorre ad un approccio disaccoppiato valutando separatamente la risposta del palo.

In questa tesi è stato studiato il comportamento di pali soggetti esclusivamente ad azioni orizzontali, tipicamente applicate alla testa del palo stesso.

I pali soggetti ad azioni ortogonali al proprio asse possono essere distinti in due grandi categorie (Vesic, 1975):

- *Pali attivi.*
- *Pali passivi.*

I pali attivi trasmettono le azioni esterne al terreno circostante, gli spostamenti del terreno attorno al palo sono quindi una conseguenza dell'interazione, in questa categoria ricadono i pali impiegati come fondazione di strutture in elevazione (edifici, pile di un viadotto, opere di sostegno). I pali passivi invece si caricano per effetto del movimento del terreno circostante, e vengono impiegati per stabilizzare i pendii instabili, in questo tipo di problema il movimento è la causa e le forze agenti sul palo sono l'effetto. In questo studio è stato approfondito il comportamento dei pali attivi.

Le azioni applicate possono essere applicate in modo:

- *Statico.*
- *Ciclico.*
- *Dinamico.*

Nel primo caso l'azione esterna viene applicata per incrementi progressivi e lenti, in modo che non insorgano forze di inerzia.

In una prova ciclica le forze agenti sul palo oscillano in un prefissato intorno del valore di carico, le forze di inerzia sono nulle.

I parametri che influenzano la risposta in questi due casi sono la geometria e la rigidità del palo e la rigidità e la resistenza ultima del terreno.

Le analisi dinamiche vogliono riprodurre il comportamento dinamico del sistema palo-terreno determinato dall'insorgere di forze di inerzia e dalla dipendenza delle caratteristiche meccaniche (rigidità e resistenza) del terreno dal numero di cicli.

Il comportamento dei pali da fondazione si differenzia anche in funzione del collegamento tra i vari pali e la struttura in elevazione. Si distingue tra:

- *Pali liberi di ruotare.*
- *Pali incastrati.*

Nel caso di palo incastrato si assume che la testa del palo non si possa spostare, in questo caso il momento flettente massimo (o di prima plasticizzazione) si verifica proprio in corrispondenza del vincolo.

In seguito si affrontano in maniera succinta sia le analisi volte a definire il carico limite orizzontale del palo, sia le analisi in condizioni di esercizio nelle quali si ricercano le caratteristiche della sollecitazione agenti sul palo per livelli di deformazione modesti.

2.1.1 Aspetti tipici della risposta

Si consideri un palo verticale di diametro D immerso in un terreno omogeneo. Prima dell'applicazione del carico, in assenza di forze verticali la risultante delle azioni che il terreno trasmette al palo è nulla perché la distribuzione degli sforzi è assialsimmetrica (Figura 2.1.1 b). Se alla testa del palo viene applicato uno spostamento δ , o analogamente una forza o una coppia, si induce una traslazione y del palo che modifica la distribuzione delle tensioni attorno al fusto del palo (Figura 2.1.1 (c) il terreno a monte del palo raggiunge le condizioni di equilibrio limite attivo (le tensioni orizzontali diminuiscono) mentre a valle aumentano e tendono a quelle dell'equilibrio limite passivo, la risultante di tale distribuzione P è non nulla ed ha stessa direzione ma verso opposto allo spostamento del palo.

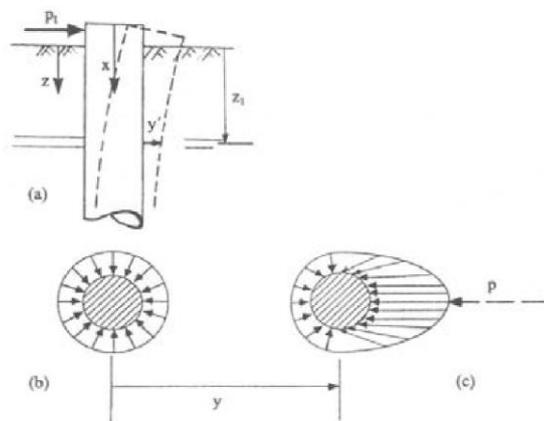


Figura 2.1.1: Interazione palo-terreno (da Broms 1964).

Ad un certo livello di carico in prossimità del piano campagna il terreno posto a monte del palo tende a distaccarsi dallo stesso mentre a valle si raggiungono le condizioni di collasso dovute alla formazione di un cuneo di rottura (Figura 2.1.2), a profondità maggiori, il terreno fluisce attorno al palo senza però staccarsi. Il valore della risultante P agente sul palo dipende dallo spostamento del palo y e dalla quota di riferimento z (Figura 2.1.1).

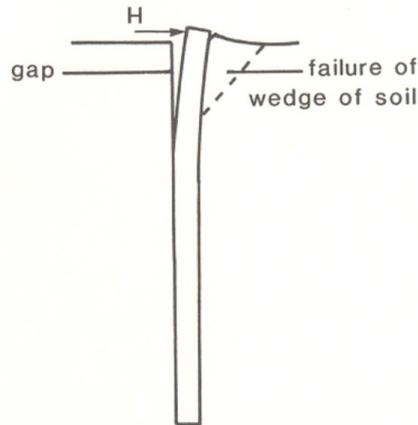


Figura 2.1.2: Cuneo di rottura del terreno soggetto a carichi orizzontali (da Fleming et al., 1985)

La risposta di un palo verticale soggetto ad un carico orizzontale crescente (o ad uno spostamento impresso) è non lineare, sia in termini carico-spostamenti sia per una curva carichi momenti flettenti, Figura 2.1.3.

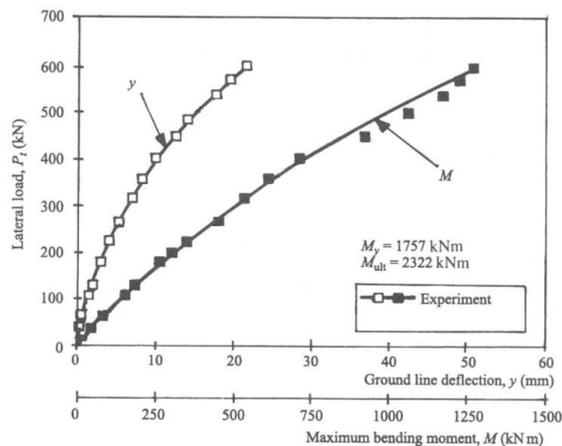


Figura 2.1.3: Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

Reese et al (1975) analizzando prove di carico in modalità statica eseguite su pali di vera grandezza mostrano che la tipica curva p - y (ovvero carico spostamento palo) ha un andamento lineare per piccoli valori di spostamento (primo tratto della curva in Figura 2.1.4 a)), in seguito presenta un andamento marcatamente non lineare fino a raggiungere un valore asintotico p_{ult} (parte finale della curva in Figura 2.1.4 (a)). Dalla curva di carico si può ricavare il modulo di rigidità secante $E_{py} = p/y$ il cui andamento è riportato in Figura 2.1.4 (b).

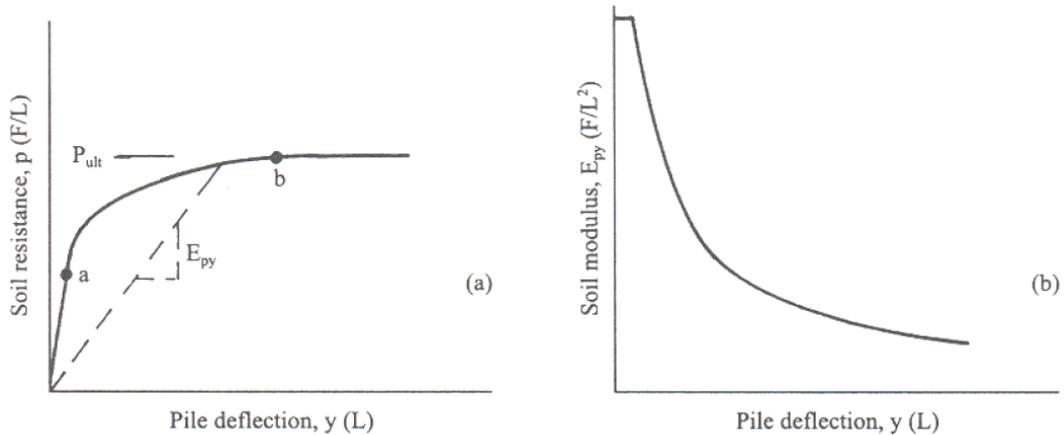


Figura 2.1.4: Variazione della resistenza p e modulo di rigidità secante E_{py} del terreno durante una prova di carico statica (da Reese & Van Impe, 2001).

Lo stesso autore nel 2001, osservando il comportamento di pali di vera grandezza immersi in argille sovraconsolidate, evidenzia come la reazione del terreno p dipenda oltre che dallo spostamento y anche dalla quota z di riferimento. All'aumentare della profondità si ha un incremento di rigidità del tratto lineare e un valore di resistenza ultima p_{ult} maggiore, Figura 2.1.5.

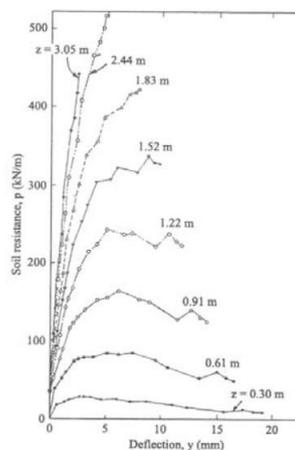


Figura 2.1.5: Curve $p - y$ sperimentali: andamenti al variare della profondità (da Reese et al., 1975)

Gli studi condotti da diversi autori indicano che, per la maggior parte dei pali di fondazione, gli spostamenti significativi del palo si esauriscono tutti entro i primi dieci diametri dal piano campagna (Fleming et al. 1985), sulla base di questa considerazione Randolph identifica come *lunghezza critica* la profondità (a partire dal piano campagna) oltre la quale gli spostamenti del palo e quindi le sollecitazioni sullo stesso e le reazioni del terreno, si possono ritenere trascurabili. Se la lunghezza totale del palo è maggiore di quella critica, allora il palo si dice *flessibile*. Nella maggior parte dei casi reali i pali sono strutture considerate infinitamente lunghe, con una lunghezza maggiore di quella critica, che quindi diventa un parametro caratteristico del problema in luogo della lunghezza totale del palo.

Gli spostamenti del palo, e quindi la risposta del sistema nel suo complesso, sono confinati nei primi diametri di profondità; per interpretare correttamente il fenomeno, occorre porre particolare attenzione nella caratterizzazione geotecnica del terreno nei primi metri di profondità. La posizione della superficie libera, la presenza di uno strato sovraconsolidato o l'individuazione di una zona di parziale saturazione diventano fattori rilevanti nello studio di interazione palo-terreno.

La distribuzione del momento flettente lungo il fusto del palo e la posizione del momento massimo dipendono dalle condizioni di vincolo in testa e dalla rigidità relativa palo-terreno. La lunghezza critica e il modulo del momento dipendono dal livello di carico e dalle caratteristiche di resistenza del terreno. In generale entrambe le grandezze sono direttamente proporzionali ad esse.

Le distribuzioni del momento per un palo libero di ruotare e per uno vincolato in testa è riportata in Figura 2.1.6. Gli andamenti si riferiscono ad un palo flessibile.

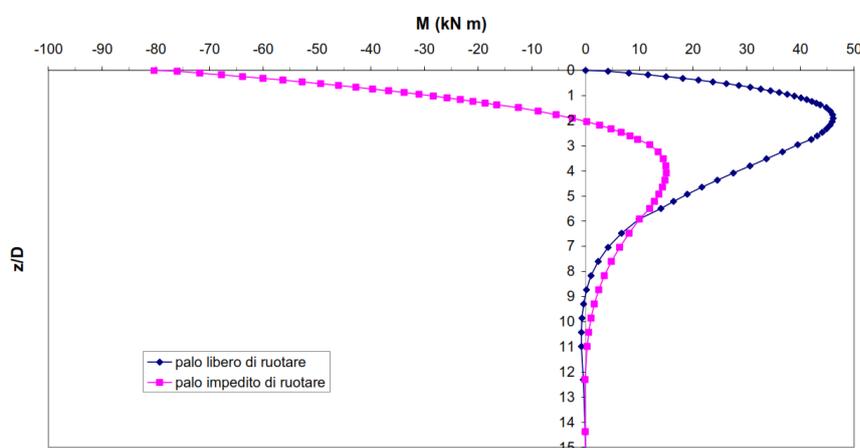


Figura 2.1.6: Diagramma dei momenti flettenti di un palo libero di ruotare in testa e di un palo impedito di ruotare in testa (da Landi, 2005).

A parità degli altri fattori (lunghezza, tipo di terreno) i pali più rigidi trasmettono le azioni nel terreno a profondità maggiori coinvolgendo quindi un maggior volume rispetto ad un palo più flessibile, di conseguenza i pali rigidi risulteranno più carichi (i valori dei momenti flettenti sono in generale maggiori) ma hanno una risposta migliore in termini di spostamenti indotti nel terreno.

In conclusione, i parametri più influenti nella determinazione della risposta palo terreno sono: la rigidità relativa palo terreno, la modalità di applicazione del carico e il tipo di vincolo in testa. Le tecnologie esecutive e la forma della sezione possono essere considerati parametri secondari.

2.1.2 Analisi a rottura

Le analisi volte a determinare le sollecitazioni ultime agenti sulla struttura sono tipicamente sviluppate sotto alcune ipotesi semplificative del comportamento del terreno e dell'opera.

Lo studio di Broms nel 1964, tra i più noti in letteratura, si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il terreno e il palo sono schematizzati come un mezzo rigido plastico perfetto.
- L'interfaccia palo-terreno è anch'essa rigida plastica perfetta: mobilità quindi tutta la resistenza $\forall \delta \neq 0$.

Gli studi di Broms e degli altri autori hanno messo in evidenza che la forma del palo è ininfluenza in questi problemi, la teoria è sviluppata nell'ipotesi di palo circolare di diametro D , pieno. L'effetto di diverse sezioni può essere riportate al caso circolare attraverso opportune equivalenze.

La determinazione della resistenza del terreno dipende dalla tipologia del terreno stesso, per i terreni coesivi si assume che l'applicazione dello spostamento in testa porti il terreno in condizioni non drenate mentre nel caso di terreni granulari si segue un approccio in tensioni efficaci. In seguito si riporta una breve discussione della distribuzione delle tensioni nel terreno secondo Broms e alcuni degli autori più accreditati, tali soluzioni sono ricavate nell'ipotesi di terreno omogeneo e assenza di falda, tuttavia la teoria di Broms continua ad essere valida sia in presenza di falda che di stratificazioni, ma non sono più utilizzabili gli abachi proposti dall'autore.

2.1.2.1 Terreni coesivi

La pressione ultima del terreno è proporzionale alla resistenza non drenata C_u ed in generale assume la forma:

$$P_u = p_u \cdot D = N \cdot C_u \cdot D \quad (2.1)$$

Dove D è il diametro del palo è N è un coefficiente amplificativo funzione della profondità.

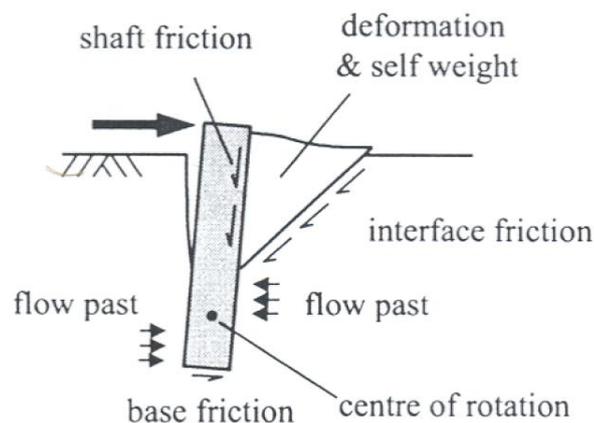


Figura 2.1.7: Meccanismo di rottura del terreno attorno ad un palo caricato orizzontalmente (da Randolph, 2003)

In Figura 2.1.7 si riporta il meccanismo di rottura ipotizzato che prevede, in prossimità del piano campagna, la formazione di un cuneo di spinta limite a valle del palo, a monte dello stesso si ha il distacco del terreno da quest'ultimo; mentre a profondità maggiori si ha solo un flusso di terreno attorno al palo. Ne consegue che la distribuzione delle resistenze lungo il fusto non è

uniforme, ma cresce con la profondità perché in prossimità del piano campagna il distacco del terreno non consente di raggiungere la massima resistenza disponibile del sistema. In Figura 2.1.8 si riporta l'andamento ipotizzato da Broms e la sua approssimazione cautelativa valida ai fini progettuali per la quale si considera nulla la resistenza per una profondità $z=1.5D$ al di sotto di questa l'andamento è costante e si pone $N=\text{cost}=9$.

Murff & Hamilton (1993) hanno condotto uno studio approfondito sul meccanismo di rottura a cuneo in corrispondenza del piano campagna. Gli autori hanno correlato la resistenza del terreno a sei contributi differenti, funzioni della dissipazione di energia:

1. Deformazione del terreno interno al cuneo
2. Lavoro compiuto dalla massa del cuneo per spostarsi verso l'alto
3. Resistenza a taglio mobilitata lungo il contatto cuneo-terreno
4. Resistenza a taglio mobilitata tra il cuneo e il palo
5. Flusso di terreno attorno al palo al di sotto del cuneo
6. Resistenza a taglio alla base del palo

Studi successivi hanno dimostrato come il contributo del secondo fattore sia di scarsa rilevanza.

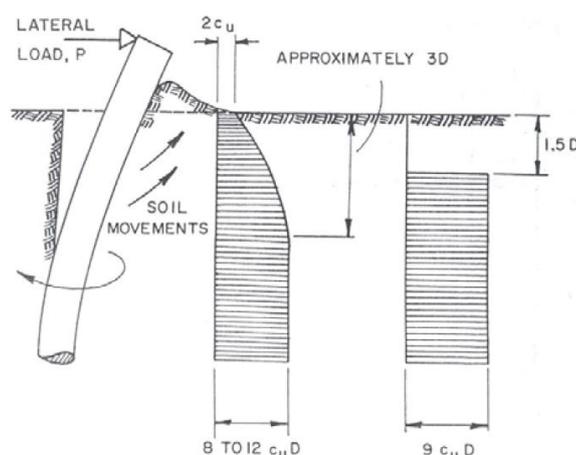


Figura 2.1.8: Profilo di resistenza dei terreni coesivi (da Broms, 1964a)

2.1.2.2 Terreni granulari

Per i terreni granulari la definizione delle pressioni agenti nel terreno deriva dalle evidenze sperimentali a differenza dei terreni coesivi per i quali deriva da considerazioni sui meccanismi plastici. Il contributo della coesione c' è trascurato per tenere in conto il disturbo indotto dalla realizzazione del palo (comune prassi progettuale). La pressione P_u secondo Broms assume l'espressione:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.2)$$

Con K_p pari al coefficiente di spinta passivo secondo Rankine, D il diametro del palo e il 3 vuole portare in conto la tridimensionalità del problema nel quale intervengono attivamente le tensioni tangenziali parallele alla direzione di applicazione del carico sul palo stesso.

2.1.3 Interazione palo terreno in condizioni di esercizio

Il comportamento in esercizio dei pali sotto azioni orizzontali è di maggiore interesse applicativo, perché questi elementi in generale hanno una bassa rigidità flessionale che può portare ad una crisi dell'elemento strutturale molto prima del collasso geotecnico del sistema. Per la maggior parte delle snellezze e dei rapporti di rigidità palo terreno comunemente incontrati nella pratica la creazione di un cinematisma plastico del terreno avverrebbe per spostamenti in testa troppo elevati, che minerebbero la stabilità dell'opera sovrastante.

Il comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali è stato ampiamente studiato in letteratura dapprima attraverso modelli a molle equivalenti e in seguito con metodi agli elementi di contorno (BEM) e metodi agli elementi finiti (FEM).

Indipendentemente dal metodo utilizzato, negli studi più datati fino agli anni 90, diversi autori hanno condotto numerose analisi parametriche per individuare l'influenza dei parametri geometrici (lunghezza, diametro) e meccanici (rigidità del palo, rigidità e resistenza del terreno) e delle condizioni al contorno (condizione di vincolo in testa, applicazione di forze o coppie). La maggior parte degli studi successivi, sviluppati con codici calcolo tridimensionali, sono stati orientati ad approfondire un singolo aspetto del problema: Mardfekri et al. (2013) hanno studiato gli effetti della diversa modellazione del palo mentre Li et al (2014) si sono concentrati sull'influenza dei carichi combinati (carichi assiali, orizzontali e coppie) sul dominio di resistenza del palo.

In questa sezione sono descritti i metodi utilizzati per lo studio e del problema ed i principali risultati ottenuti da alcuni autori.

2.1.3.1 *Approcci alla Winkler: curve p-y*

Questi modelli caratterizzano il terreno come un letto di molle indipendenti tra di loro e sono i più diffusi ed utilizzati nella pratica professionale, perché consentono in modo agevole di portare in conto la non linearità della risposta del palo, la variazione di rigidità del terreno con la profondità e la stratificazione. La rigidità delle molle k , correlata alla rigidità del terreno, viene determinata sulla base di una robusta raccolta di dati sperimentali che ne attestano la validità. Il maggior limite di questi metodi è l'impossibilità di considerare la continuità del terreno.

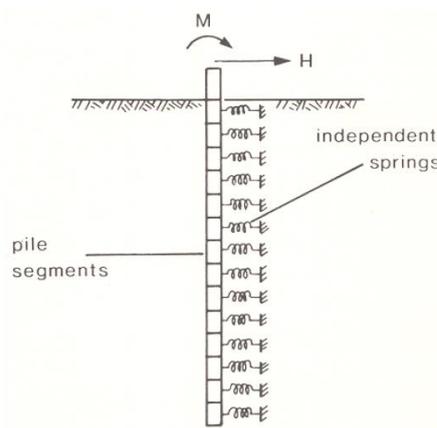


Figura 2.1.9: Modellazione del terreno alla Winkler (da Fleming et al., 1985)

In un modello alla Winkler si suddivide l'elemento strutturale in n conci di lunghezza $\Delta z=L/n$ a ciascun concio è associata una molla di rigidità k pari a:

$$k_i = \frac{p_i}{y_i} \quad \text{con} \quad [k_i] = \left[\frac{F}{L^2} \right]$$

La i -esima costante di sottofondo k_i è un parametro del modello e non una proprietà intrinseca del terreno, tuttavia è funzione della rigidità del terreno a quota z_i . Per definire le curve p - y è quindi necessario valutare le costanti di sottofondo in funzione della profondità e del tipo di terreno, inoltre considerare una rigidità non lineare con l'aumento del carico consente di riprodurre l'andamento non lineare delle curve p - y .

Reese & Van Impe nel 2001 presentano un compendio dei lavori pubblicati sulla determinazione delle curve p - y in base all'analisi a ritroso di casi reali o da prove di carico. Le analisi si differenziano in base a 4 categorie di terreno differenti:

- Argille tenere sotto falda;
- Argille dure sotto falda;
- Argille dure sopra falda;
- Sabbie.

Le soluzioni trovate dagli autori, relative a carichi statici, non portano in conto l'influenza che potrebbe esercitare un vincolo in testa al palo, la tecnologia esecutiva del palo stesso la sua geometria e le caratteristiche meccaniche. A causa di queste limitazioni la natura dei modelli p - y è essenzialmente semi-empirica. I profili delle curve di trasferimento sono in genere duttili, a parte quello delle Argille dure sotto falda.

2.1.3.2 *Approcci al continuo*

Il principale vantaggio è quello di poter rappresentare la continuità dei terreni reali, nei quali gli spostamenti in un punto dipendono non solo dalle forze agenti sul punto stesso ma anche dalle azioni agenti su altri punti del dominio.

Sia nei modelli BEM che FEM il terreno è stato modellato come un continuo elastico bidimensionale, ma per il metodo BEM si discretizza solo l'interfaccia palo terreno: il palo è modellato come una lama di rigidezza flessionale EI , e le uniche tensioni esistenti nel terreno sono quelle orizzontali, ovvero parallele alla direzione di all'applicazione della forza.

Le soluzioni ottenute con il metodo degli elementi finiti riportate in questa analisi di letteratura non sono analisi tridimensionali vere e proprie ma risolvono un problema sostitutivo ottenuto per sovrapposizione di una serie di problemi bidimensionali non accoppiati.

Nel caso in cui la geometria del problema è assialsimmetrica ma le condizioni di carico o il comportamento del materiale no, si può utilizzare la procedura chiamata FSAFEM (Fourier series aided finite element method).

Per problemi assialsimmetrici è possibile utilizzare il sistema di coordinate cilindrico in Figura 2.1.10: r, z, θ , per descrivere compiutamente lo stato di sforzo e deformazione, la mesh bidimensionale corrispondente viene discretizzata nel piano z,r mentre la distribuzione del campo di spostamenti lungo la direzione θ , dove non variano né le caratteristiche del materiale né il carico, viene descritto utilizzando il primo termine dell'espansione in serie di Fourier. La scomposizione in serie viene applicata anche al campo di forze.

Per la proprietà di ortogonalità, l' i -esimo termine armonico in cui viene scomposta la forza influenza la sola componente i -esima del sistema. In questo modo si risolve un solo sistema di equazioni per armonica, snellendo notevolmente l'onere computazionale, per maggiori dettagli si veda Potts & Taylor (1999). Ai fini di questo studio ci si limita alla considerazione che tale soluzione tende a quella esatta all'aumentare dell'accuratezza del reticolo di calcolo nelle direzioni x e z , dove cambiano le caratteristiche meccaniche e geometriche del problema.

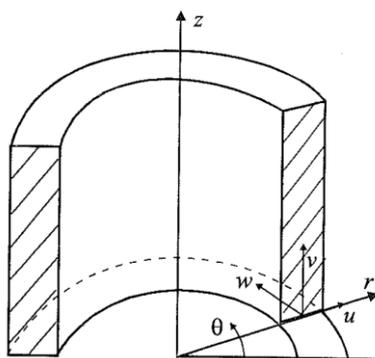


Figura 2.1.10: Solido assialsimmetrico: sistema di riferimento cilindrico e campo di spostamenti solidale. (da Potts & Taylor (1999)).

La maggior parte degli studi di letteratura sono stati condotti ipotizzando un comportamento elastico sia per il terreno che per il palo (Krishnan 1983, Randolph 1981). Nelle analisi elastiche l'interfaccia non viene modellata ma si impone la congruenza tra i nodi del terreno e quelli del palo. Le differenze principali tra i vari studi riguardano la distribuzione del modulo elastico del terreno E_s con la profondità e le condizioni di vincolo alla base.

Le evidenze sperimentali mostrano che la relazione forza-spostamento in testa al palo è marcatamente non lineare sin dalle prime fasi di carico (Russo & Viggiani C. 2009). Gli scorrimenti relativi palo-terreno che si verificano per livelli di carico anche minori di quelli di esercizio, si traducono in incrementi dei valori di spostamento, rotazione e momento flettente calcolati attraverso analisi elastiche.

Il progressivo svilupparsi delle plasticizzazioni nel terreno può essere portato in conto con la tecnica del “*cut-off*” delle tensioni orizzontali tra palo e terreno che possono crescere fino ad un valore limite, raggiunto il quale rimangono costanti. La tensione limite è la somma del contributo della resistenza a compressione del terreno sulla faccia anteriore del palo, delle tensioni tangenziali che si sviluppano lungo il bordo laterale e della resistenza a trazione a tergo del palo. Budhu & Davies (1987,1988) nei loro studi hanno evidenziato che gli ultimi due contributi sono trascurabili rispetto al primo e solitamente vengono trascurati.

Analisi elastiche

Lo studio delle analisi parametriche elastiche svolte dagli altri autori ha consentito di individuare i parametri che maggiormente influenzano la risposta del sistema.

Al fine di rappresentare i risultati delle analisi parametriche in forma compatta i vari autori sono concordi nell'utilizzare dei fattori di influenza adimensionali per lo spostamento e la rotazione in testa. La formulazione più razionale è quella proposta da Krishnan (1983), analoga a quella di Budhu & Davies (1987), per i pali liberi di ruotare in testa:

$$\frac{y}{D} = U_{HH} \frac{H}{E_s(z)D^2} + U_{HM} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (2.3)$$

$$\theta = U_{MH} \frac{H}{E_s(z)D^2} + U_{MM} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (2.4)$$

Per i pali incastrati:

$$y = U_{HH} \frac{H}{E_s(z)D} \quad (2.5)$$

Nello studio parametrico svolto da Krishnan il palo di lunghezza L è incernierato alla base in uno strato rigido, Figura 2.1.11. Il terreno è dotato di una rigidezza variabile con la profondità, non sono ammessi scorrimenti relativi palo terreno.

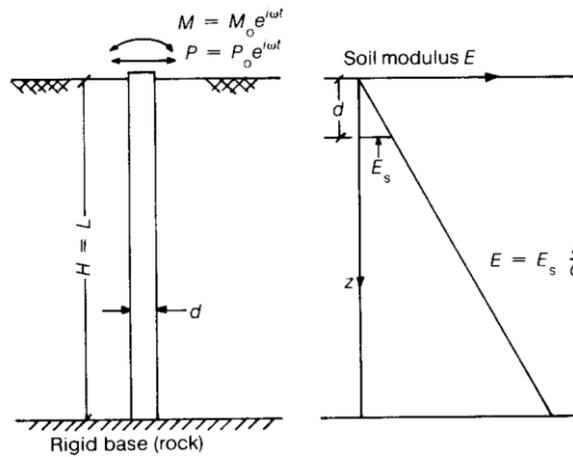


Figura 2.1.11: Modello geometrico e costitutivo. (da Krishnan 1983)

In accordo con i principi dell'analisi dimensionale per ogni coefficiente adimensionale vale la seguente relazione generale:

$$U_{AB} = F \left(\frac{E_p}{E_s}, \frac{L}{D}, \nu, \frac{\rho_p}{\rho_s} \right) \quad (2.6)$$

L'influenza del coefficiente di Poisson del terreno ν' e il rapporto tra le densità del palo e del terreno ρ_p/ρ_s è considerata estremamente modesta dagli autori. Sono stati considerati nelle prime analisi di sensitività e poi sono stati assunti costanti.

Lo studio si concentra soprattutto sull'influenza dei primi due parametri. Nello studio il modulo E_s del terreno è il modulo calcolato ad 1 diametro di profondità dal piano campagna.

Dei quattro fattori indicati nelle equazioni precedenti solo tre sono indipendenti, gli autori assumono, per il teorema della reciprocità, che U_{MH} sia uguale ad U_{HM} .

È evidente la forte dipendenza dei tre fattori, U_{HH} , U_{HM} e U_{MH} , dal rapporto di rigidezza $K=E_p/E_s$; al crescere della rigidezza relativa del palo rispetto al terreno spostamenti e rotazioni tendono a ridursi drasticamente, Figura 2.1.12. In questa modellazione risulta modesta l'influenza della snellezza L/D che è in grado di influenzare lo spostamento in testa al palo solo per rapporti di rigidezza elevati ($E_p/E_s > 10^3$) e pali tozzi ($L/D=5$). Per rapporti di K compresi tra 10^3 e 10^5 gli spostamenti si possono ridurre in modo significativo al crescere della lunghezza del palo ma per valori di $L/D > 15$ le soluzioni non risultano più dipendenti da questa grandezza. La risposta della maggior parte dei pali soggetti ad azioni orizzontali non è influenzata dalla reale lunghezza ma solo dalla lunghezza efficace L_c , ovvero quella lunghezza oltre la quale, spostamenti e momenti lungo il fusto diventano trascurabili. L'autore propone di considerare $\zeta=L_c$ dove $u(\zeta)=u(0)/1000$. Un palo la cui lunghezza L è maggiore della corrispondente lunghezza efficace L_c si dice flessibile e la sua risposta è influenzata unicamente dal rapporto E_p/E_s .

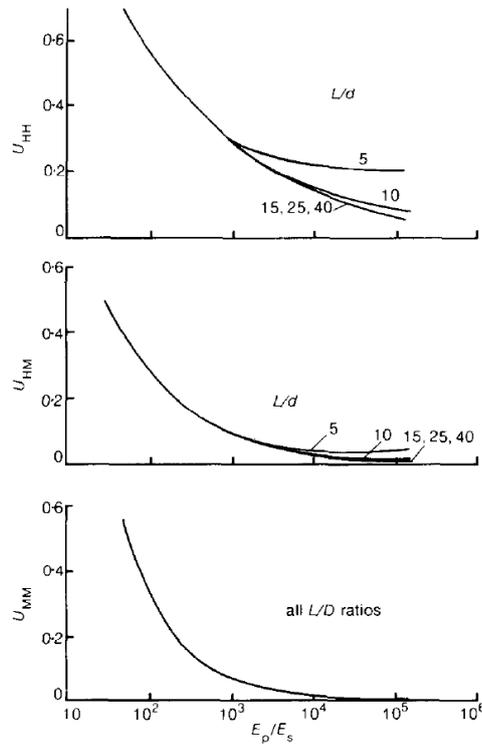


Figura 2.1.12: andamento dei fattori di influenza in funzione di E_p/E_s e L/D , (Krishnan 1983).

Nella maggior parte dei casi il generico fattore U_{AB} è funzione esclusivamente del rapporto tra i moduli ed è definibile da una legge esponenziale del tipo:

$$U_{AB} = a \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^b \quad (2.7)$$

a e b sono dei parametri di regressione ottenuti dall'interpolazione dei risultati delle analisi.

Dall'analisi della forma della deformata lungo il fusto del palo, gli autori osservano come essa dipenda essenzialmente dalla lunghezza critica L_c . I risultati delle analisi condotte sui pali flessibili si discostano molto poco gli uni dagli altri, lasciando supporre che nemmeno il rapporto E_p/E_s contribuisca a determinare la deformata.

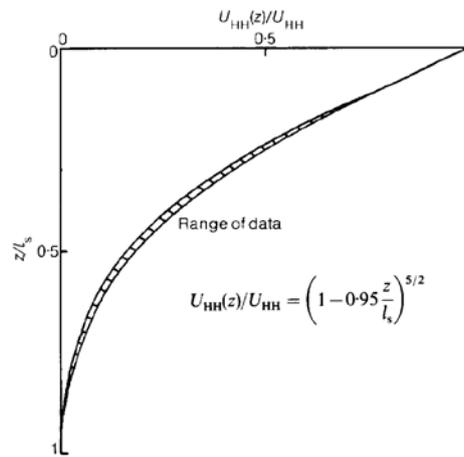


Figura 2.1.13: deformata in funzione di z/L_c , (Krishnan 1983).

Analisi elasto-plastiche

Budhu & Davies (1987) hanno modellato l'interfaccia palo terreno, rimuovendo l'ipotesi di comportamento elastico del terreno e introducendo il comportamento elasto-plastico incrementale in grado di descrivere il progressivo snervamento all'interfaccia palo terreno. Il terreno viene modellato con un mezzo elastico perfettamente plastico, nel quale il modulo elastico varia linearmente con la profondità. L'angolo d'attrito all'interfaccia palo terreno δ è pari a $2/3 \varphi$ per analogia con le strutture di sostegno, gli autori sottolineano che l'influenza di δ è relativamente limitata in quanto il problema è governato principalmente dalla capacità portante del terreno, ovvero la capacità di tendere alle condizioni di equilibrio limite passivo. La tensione orizzontale limite in ogni concio del palo dipende dalla capacità portante del terreno, dalla resistenza a taglio e dalla resistenza a trazione del terreno a tergo del palo. Raggiunto il valore limite in un concio, la congruenza tra gli spostamenti del palo e del terreno non è più localmente soddisfatta, e si possono avere degli scorrimenti relativi palo terreno. I successivi incrementi di carico vengono suddivisi tra tutti gli altri elementi non plasticizzati.

Anche questo studio si limita ai pali con lunghezza maggiore di quella critica, ovvero pali flessibili. Partendo dalle analisi elastiche gli autori propongono dei coefficienti amplificativi che portano in conto la non linearità della curva forza spostamento. I suddetti coefficienti moltiplicano le **grandezze reali** del problema: spostamento e rotazione in testa, posizione del momento massimo, lunghezza efficace.

Per la generica grandezza X vale la seguente relazione:

$$X_Y = I_{XY} X_E \quad (2.8)$$

Il pedice E indica la grandezza elastica, mentre Y sta per *yielding*.

Sotto l'ipotesi di pali flessibili, il coefficiente amplificativo è funzione solo del rapporto $K=E_p/E_s$. A parità di livello di carico normalizzato, l'importanza della non linearità cresce al diminuire di K ovvero all'aumentare della flessibilità del palo (Figura 2.1.12).

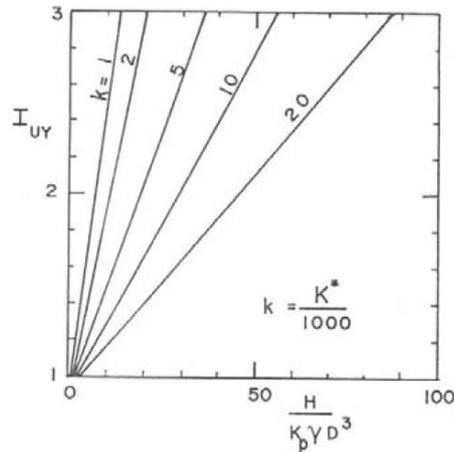


Figura 2.1.14: Andamento del coefficiente amplificativo dello spostamento in testa per terreni attritivi, (Budhu & Davies 1987).

Nello spirito di Broms (1964) il livello di carico viene definito dal rapporto:

$$\frac{H}{K_p \gamma D^3} \quad (2.9)$$

I risultati dello studio parametrico fanno riferimento ad un angolo di attrito di 30° , gli autori affermano che gli abachi si possano utilizzare anche per valori di φ' diversi. Il valore del coefficiente K^* valido per qualunque angolo di attrito, proposto è il seguente:

$$K^* = K \cdot e^{[0.07(\varphi' - 30^\circ)]} \quad (2.10)$$

2.1.3.3 Conclusioni

Dallo studio di letteratura è emerso che, anche in condizioni di esercizio, la risposta del sistema palo-terreno è non lineare. Essa si discosta, in termini di spostamenti rotazioni e momenti flettenti, dalla soluzione elastica all'aumentare del livello di carico e quindi del livello di plasticizzazione del terreno. Ad eccezione di pali molto corti ed estremamente rigidi, il parametro che maggiormente influenza la risposta del palo è il rapporto tra la rigidezza del palo e quello del terreno. In particolare, le analisi condotte su modelli di terreno a rigidezza variabile con la profondità hanno mostrato che sono le proprietà meccaniche del terreno nei primi diametri di profondità ad avere un ruolo fondamentale.

2.2 Pali in terreni parzialmente saturi: un caso di studio

La letteratura riguardante l'influenza della parziale saturazione sul comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali è abbastanza scarsa.

Georgiadis et al. (2003) hanno pubblicato uno studio sul comportamento di pali caricati assialmente in terreni parzialmente saturi. Sebbene il meccanismo di interazione sia profondamente diverso da questo studio è stato possibile cogliere alcuni aspetti peculiari della meccanica dei terreni parzialmente saturi

Gli autori hanno modellato il comportamento idromeccanico del terreno con un modello della classe di Cam-Clay esteso ai terreni parzialmente saturi formulato in tensioni nette e suzione (Alonso et al. 1990). I risultati presentati dipendono fortemente dalla curva di ritenzione utilizzata e dal coefficiente di spinta in quiete K_0 , anche se non espressamente dichiarato dagli autori.

Per ogni posizione della superficie libera il calcolo è stato condotto ipotizzando due profili diversi di suzione riportati in Figura 2.2.1.

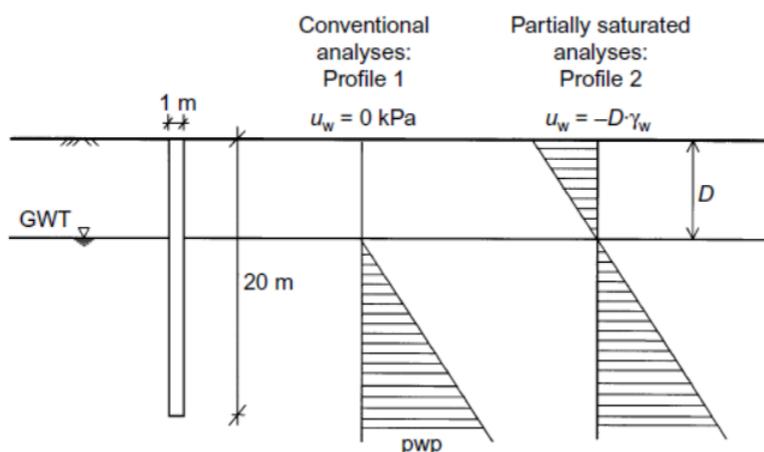


Figura 2.2.1: Profili delle pressioni interstiziali adottate da Georgiadis et al (2003).

Le prove di carico simulate, mostrano come la resistenza del palo cresca al crescere della profondità della superficie libera (Figura 2.2.2). In particolare è la mobilitazione della resistenza laterale del palo, rappresentata dal gomito della curva, ad essere maggiormente interessata dalle diverse condizioni idrauliche.

Per uno stesso livello di falda, il carico limite risulta minore assegnando un valore nullo di suzione al terreno al disopra della superficie libera (linee tratteggiate in Figura 2.2.2). Queste differenze crescono al crescere della profondità della stessa.

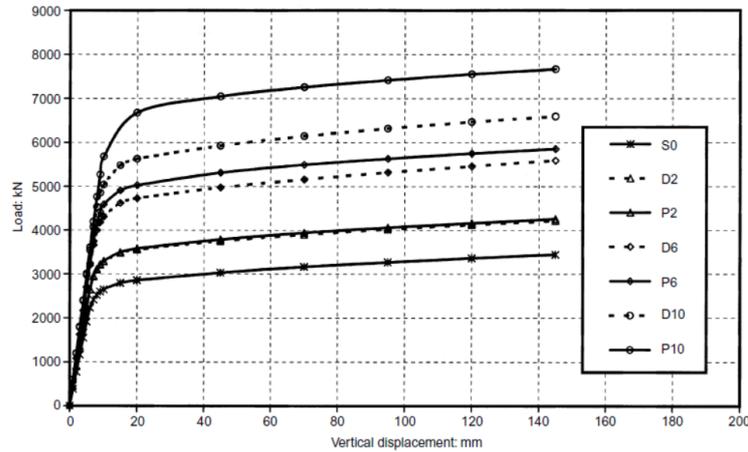


Figura 2.2.2: Curve carico-cedimento ottenute al variare del livello di falda e in funzione del profilo di pressione di pressione interstiziale considerato (da Georgiadis et al 2003).

In una seconda serie di analisi gli autori hanno valutato l'influenza della risalita della superficie libera per diverse posizioni iniziali della falda (D) e per diversi livelli di carico del palo.

Per $D < 10\text{m}$ la saturazione del terreno non comporta il raggiungimento delle condizioni ultime per il palo: gli autori osservano uno spostamento del palo verso l'alto.

Una risposta diversa è stata osservata per una posizione iniziale della superficie libera D maggiore della lunghezza del palo L ($D=25\text{m}$). In questo caso i cedimenti verticali del palo aumentano sempre più velocemente via via che il terreno si satura. Il collasso del sistema è stato raggiunto dopo 8 metri di risalita della falda, Figura 2.2.3.

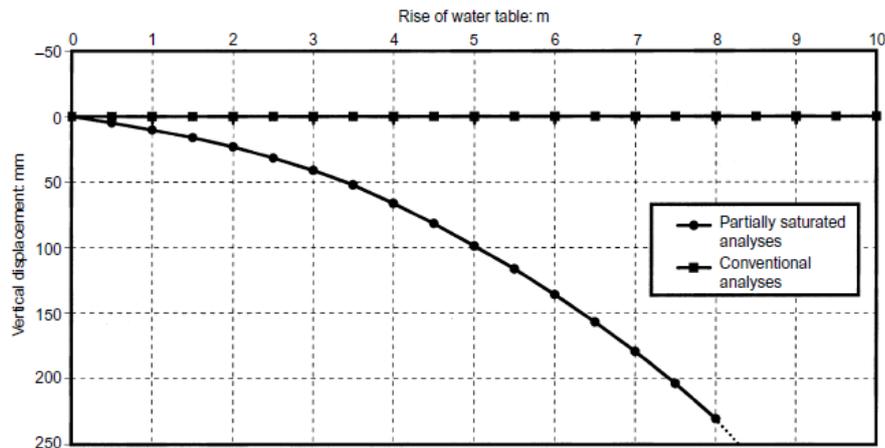


Figura 2.2.3: Evoluzione degli spostamenti verticali del palo durante la risalita della superficie libera per $D=25\text{m}$ (da Georgiadis et al 2003).

Nella modellazione di un processo di risalita della falda trascurare la presenza della suzione e l'effettivo comportamento volumetrico dei terreni non saturi porta a soluzioni significativamente diverse.

I risultati ottenuti con una analisi convenzionale (profilo 1 di Figura 2.2.1) non mostrano nessuna criticità durante la saturazione, Figura 2.2.3.

2.3 Alcuni elementi del comportamento dei terreni parzialmente saturi

saturi

In questo paragrafo si riportano brevemente gli aspetti fondamentali che regolano il comportamento idraulico e meccanico dei terreni parzialmente saturi. Nella prima parte si introduce il concetto di suzione e il suo ruolo nel comportamento dei terreni parzialmente saturi, tale concetto viene introdotto con l'ausilio di semplici schemi particellari e di risalita capillare. In seguito si riportano le evidenze sperimentali e le possibili modellazioni matematiche che descrivono il comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi.

2.3.1 Generalità

Un terreno parzialmente saturo è costituito da tre fasi: liquida, gassosa e solida. Le particelle solide, di diversa forma e dimensione sono assemblate in modo variabile, lo spazio esistente tra queste determina i pori che possono essere riempiti da un fluido o da un gas. Nella trattazione si assume che la fase gassosa sia costituita essenzialmente da aria (comprimibile), mentre la fase liquida da acqua (incomprimibile); l'interazione tra i due fluidi nei pori, a pressioni diverse, condiziona fortemente lo stato tensionale e il comportamento sia idraulico che meccanico dello scheletro solido. Le configurazioni in cui si dispongono le fasi vengono convenzionalmente classificate in base alla continuità delle fasi fluide (Wroth e Houlsby 1985):

- *Fase liquida continua e fase gassosa discontinua*: questa configurazione si ha per gradi di saturazione elevati (>90%) e l'aria è presente sotto forma di bolle di dimensioni variabili.
- *Fase liquida e gassose continue*: per gradi di saturazione compresi tra il 20 e l'85%.
- *Fase liquida discontinua e fase gassosa continua*: per ridotti valori del grado di saturazione.

Una rappresentazione qualitativa è mostrata in Figura 2.3.1.

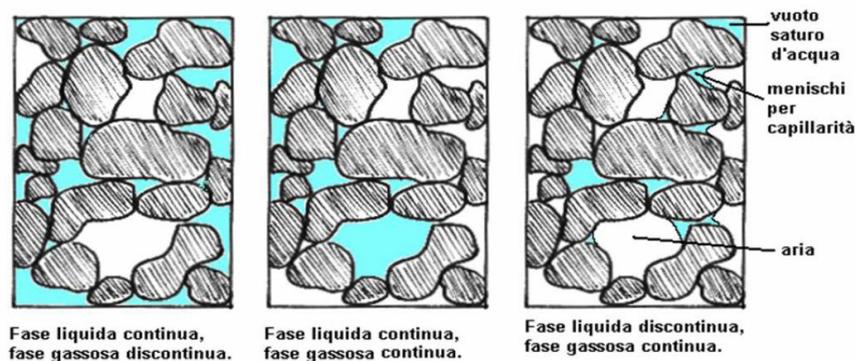


Figura 2.3.1: Continuità delle fasi presenti nel terreno (da Casini 2008).

L'acqua di porosità può essere classificata in diverse forme in funzione delle dimensioni dei pori tra le particelle solide e del tipo di interazione che l'acqua ha con le stesse.

L'acqua presente nei macropori prende il nome di *acqua libera*, è quella che si può muovere per effetto dei gradienti idraulici. Tipicamente viene suddivisa in menischi e acqua di volume, i primi sono sottili membrane che aderiscono alle particelle solide e inglobano l'acqua di volume. Data la forma curvilinea dei menischi, essi sono in grado di sostenere sforzi di trazione anche elevati e quindi consentono ai due fluidi a contatto (aria, acqua) di avere due pressioni differenti. L'acqua presente nei micropori è invece sostanzialmente ferma, e nelle applicazioni classiche nei terreni parzialmente saturi i micropori rimangono comunque saturi.

L'acqua nei micropori non risente significativamente dei processi di carico al contrario dell'acqua libera che risiede nei macropori e subisce deformazioni di forma e volume in seguito alla variazione dello stato tensionale. Quest'ultima gioca un ruolo fondamentale nel comportamento idromeccanico dei terreni parzialmente saturi.

2.3.1.1 *Suzione*

I menischi consentono alla pressione dell'aria u_a di trovarsi ad una pressione diversa da quella dell'acqua u_w . Nella definizione dello stato di sforzo agente in un mezzo non saturo le due pressioni non intervengono direttamente, ma attraverso la loro differenza, detta *suzione di matrice* s :

$$s = u_a - u_w \quad (2.11)$$

Il significato fisico può essere spigato con il semplice schema della risalita capillare: l'interfaccia aria acqua risulta curva (menisco) e sostiene la differenza di pressioni grazie alla tensione superficiale T_s .

Dall'equilibrio meccanico del menisco in un tubo capillare in Figura 2.3.2 risulta:

$$u_a \pi r^2 = u_w \pi r^2 + 2\pi r T_s \cos \theta \quad (2.12)$$

$$s = u_a - u_w = \frac{2T_s}{r} \cos \theta \quad (2.13)$$

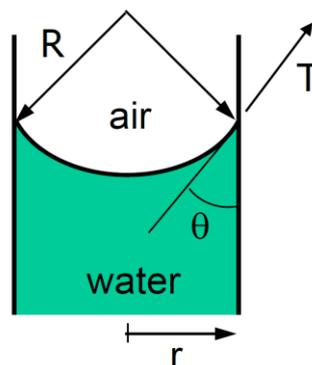


Figura 2.3.2: Equilibrio meccanico del menisco capillare (Tarantino 2015).

2.3.1.2 La curva di ritenzione dell'acqua SWRC

La curva di ritenzione idrica rappresenta la relazione che intercorre, all'equilibrio tra le fasi, tra una misura del volume di acqua rispetto a quello dei vuoti presente nel terreno e la suzione. Il volume di acqua presente nel terreno può essere definito usando una delle seguenti variabili:

Contenuto d'acqua in peso $w = \frac{P_w}{P_s}$;

Contenuto d'acqua in volume $\theta_w = \frac{V_w}{V} = n \cdot S_r$;

Grado di saturazione $S_r = \frac{V_v}{V_w}$;

Indice dei vuoti d'acqua $e_w = S_r \cdot e$;

Nel piano semilogaritmico la curva di ritenzione idrica (SWRC), assume la tipica forma ad S riportata in Figura 2.3.3: presenta un tratto orizzontale nel quale il contenuto d'acqua non dipende dalla suzione nel terreno: la fase liquida è continua e quella gassosa se presente è discontinua (sotto forma di bolle).

Superato il valore di ingresso d'aria si entra nella zona di transizione dove entrambe le fasi sono continue, il terreno si desatura rapidamente per modeste variazioni di suzione; l'ultimo tratto è caratterizzato da modeste variazioni del volume di acqua per incrementi elevati di suzione, la curva mostra un andamento asintotico da cui è possibile definire il contenuto d'acqua residuo (vedi Figura 2.3.3), oltre il quale la fase gassosa è continua e quella liquida è discontinua.

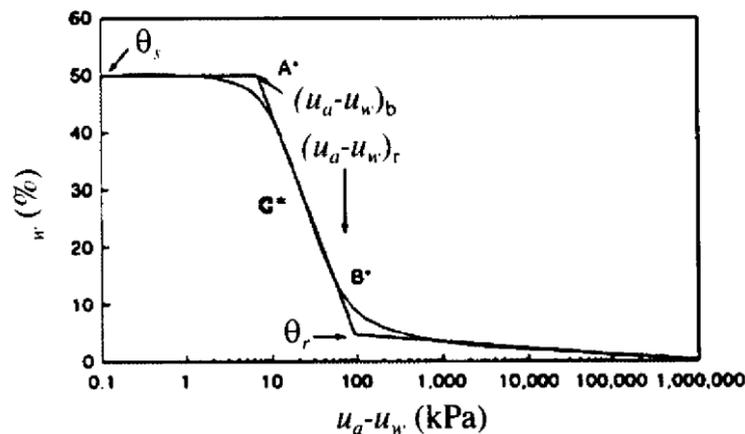


Figura 2.3.3: Curva di ritenzione idrica (Fredlund e Rahardjio 1993).

La curva di ritenzione dell'acqua dipende dall'assortimento granulometrico: all'aumentare della frazione fine il valore di ingresso d'aria trasla verso destra. Procedendo da terreni a grana fina a quelli a grana grossa si osserva un aumento della pendenza della zona di transizione Figura 2.3.4.

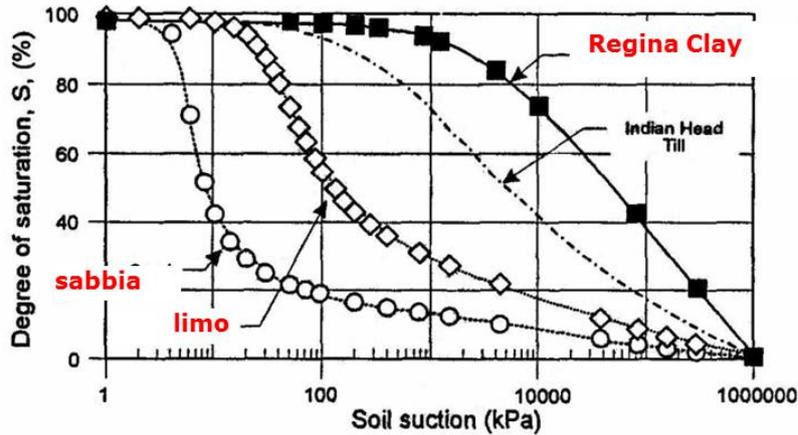


Figura 2.3.4: SWRC in funzione della granulometria (da Vanapalli 1996, modificato).

Le curve si determinano sperimentalmente in laboratorio seguendo due possibili procedure:

- Essiccando un provino saturo (*main drying curve*)
- umidificando un provino con umidità iniziale molto ridotta (*main wetting curve*)

I percorsi in generale non coincidono, Figura 2.3.5: a parità di suzione il contenuto d'acqua misurato in una prova di imbibizione risulta inferiore di quello misurato in essiccamento. Questo fenomeno è detto isteresi idraulica ed è causato da diversi fattori quali: l'effetto bottiglia, la variazione dell'angolo di contatto tra menisco e particelle che dipende dal verso di movimento del liquido, l'eventuale intrappolamento di bolle d'aria in processi di imbibizione che riduce il contenuto d'acqua a parità di suzione. Infine possibili rigonfiamenti o ritiri causati dalla variazione di suzione, possono influenzare la struttura del terreno (macroporosità).

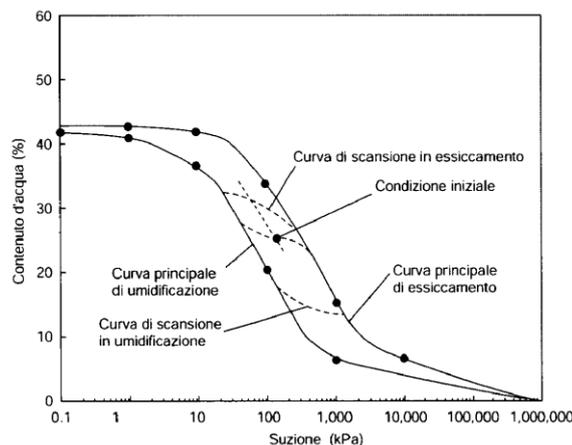


Figura 2.3.5: andamento ideale delle curve di drying e wetting (da Fredlund e Rahardjo 1993, modificato)

2.3.2 Evidenze sperimentali

In questa sezione si presentano, attraverso il commento dei dati sperimentali collezionati da altri ricercatori, alcune peculiarità del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi, facendo

riferimento solo agli aspetti che maggiormente hanno influenzato la sperimentazione oggetto di questa tesi. Nello specifico l'attenzione è focalizzata, per la parte meccanica, sull'influenza della suzione sulla rigidità del terreno a medie e piccole deformazioni. Per la parte idraulica è messo in evidenza il legame tra grado di saturazione e suzione al variare dell'indice dei vuoti.

2.3.2.1 Rigidità a medie deformazioni

In Figura 2.3.6 si presentano i dati relativi alle prove di compressione isotropa a suzione controllata effettuate da Vassallo (Vassallo et al. 2007a) sul limo argilloso del Po. Al materiale, compattato staticamente, è stata prima applicata una suzione nota (da 50 a 400 kPa) a una bassa tensione di confinamento (10 kPa). Una volta raggiunte le condizioni di equilibrio è iniziata la fase di compressione presentata in Figura 2.3.6, nelle prove fatte il volume specifico è rappresentato in funzione della pressione media netta ($p-u_a$). Rispetto alla linea di normalconsolidazione satura le curve a suzione costante sono traslate verso destra. A parità di $\Delta(p-u_a)$ il terreno non saturo è via via meno compressibile all'aumentare della suzione.

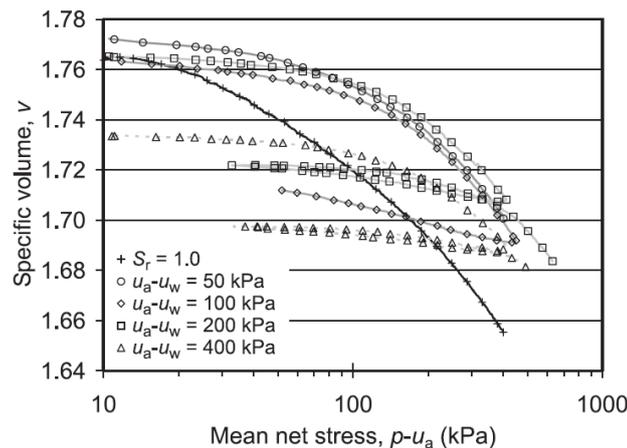


Figura 2.3.6: Prove di compressione isotropa a suzione controllata (da Vassallo et al., 2006).

Risultati analoghi sono stati trovati da Casini (2008) per il limo di Jossigny, nelle prove edometriche a suzione controllata riportate in Figura 2.3.7. Questi risultati sono rappresentati in funzione delle tensioni efficaci modificate (Bishop e Blight 1963). Le linee di normalconsolidazione non sature si dispongono a destra della LCN satura ad una distanza maggiore per suzioni elevate. Le curve di compressione edometrica non sature presentano la tipica forma dei materiali cementati: gli effetti della suzione sono particolarmente evidenti per bassi stati tensionali mentre diventano via via meno importanti all'aumentare dello stato tensionale efficace.

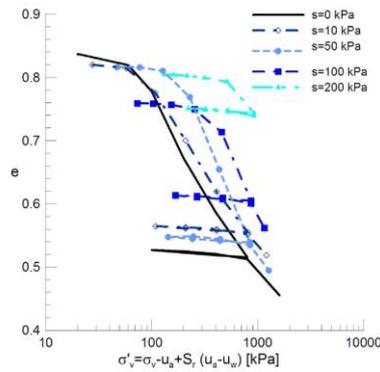


Figura 2.3.7: Prove di compressione edometrica a suzione controllata (da Casini, 2008).

2.3.2.2 Rigidezza a piccoli livelli di deformazione

L'evoluzione della rigidezza a taglio massima G_0 in funzione della suzione è presentata in Figura 2.3.8 (a) e (b) (Vassallo e Mancuso 2000). Le prove sono state eseguite a controllo di suzione in colonna risonante Figura 2.3.8 (a) e in un apparecchio di taglio torsionale Figura 2.3.8 (b), su un limo argilloso compattato dinamicamente.

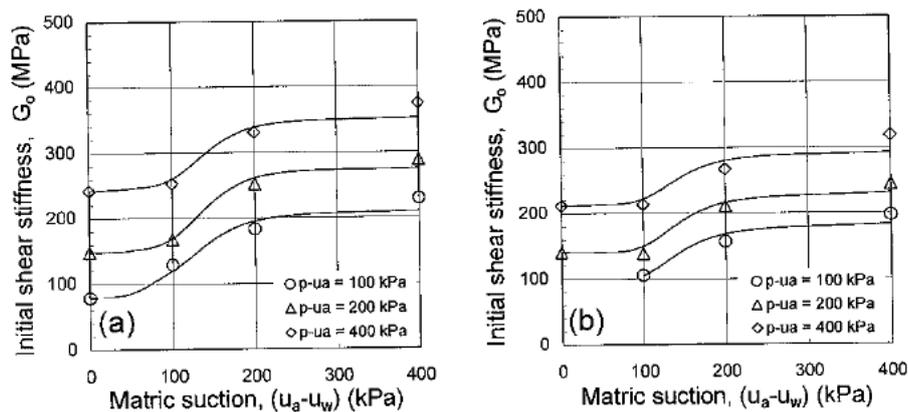


Figura 2.3.8: Evoluzione di G_0 con la suzione ricavate da: (a) prove di colonna risonante, (b) taglio torsionale (da Vassallo e Mancuso 2000).

Il modulo di taglio iniziale cresce con la suzione ($u_w - u_a$) e con la pressione di confinamento applicata ($p - u_a$). L'andamento ad s osservato è stato collegato dagli autori alla curva di ritenzione del terreno: nel primo tratto il modulo cresce poco in funzione di ($u_w - u_a$) perché la suzione è minore del valore di ingresso d'aria del terreno quindi i menischi non si sono ancora formati, e gli incrementi di rigidezza letti sono associati solo all'aumento delle tensioni efficaci indotto dalla suzione. Superato il valore di ingresso d'aria, il modulo cresce velocemente con la suzione in relazione alla progressiva formazione dei menischi, superato un certo valore di suzione G_0 cresce meno perché viene a mancare la continuità della fase liquida.

La rigidezza tangenziale normalizzata rispetto al valore saturo, rappresentata in Figura 2.3.9, mostra che l'influenza della suzione la rigidezza diminuisce all'aumentare delle pressioni di confinamento.

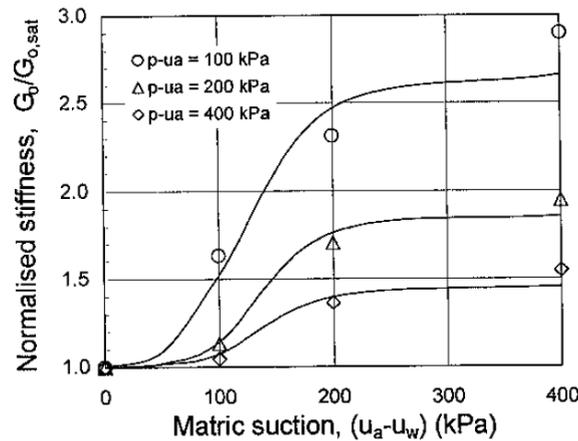


Figura 2.3.9 Rigidezza iniziale normalizzata in funzione della suzione (da Vassallo e Mancuso 2000).

2.3.2.3 Dipendenza della SWRC dall'indice dei vuoti

Le curve di ritenzione in genere sono ricavate da provini a stato tensionale nullo per tener conto così solo del comportamento idraulico e non l'accoppiamento idro-meccanico. Tuttavia negli ultimi anni numerosi studi teorici e sperimentali sono stati condotti per investigare l'influenza della SWRC dallo stato di sforzo e quindi dall'indice dei vuoti (Gens 1995, Romero 1999, Romero 2000, Nicotera 1998, Vassallo 2003, Tarantino 2008, Casini 2012).

In Figura 2.3.10 sono rappresentate due curve di ritenzione ottenute a due diversi indici dei vuoti (0.92 e 0.63) da Romero (2000). Nel grafico, la suzione è rappresentata in funzione dell'indice dei vuoti d'acqua e_w .

Per e_w elevati la curva di ritenzione d'acqua del terreno è governata dall'acqua di volume e/o dai menischi. In questo campo dominano gli effetti di capillarità e i valori di suzione sono chiaramente determinati dalle connessioni tra i macropori e quindi dall'indice dei vuoti (Romero et al. 2011). A parità di grado di saturazione, le strutture più chiuse hanno valori di suzione più grandi (aumenta la risalita capillare) e mostrano anche un'isteresi meno marcata.

Per gradi di saturazione molto bassi ($e_w = 0.4$, $S_r < 0.35$, nel caso riportato) l'acqua è presente solo all'interno degli aggregati (micropori), in questa zona l'effetto meccanico è trascurabile e le due curve si sovrappongono: e la curva di ritenzione risulta governata dall'acqua interna agli aggregati. Questo limite è tuttavia molto lontano dall'intervallo proprio degli usuali problemi applicativi dell'ingegneria civile ($s > 3MPa$).

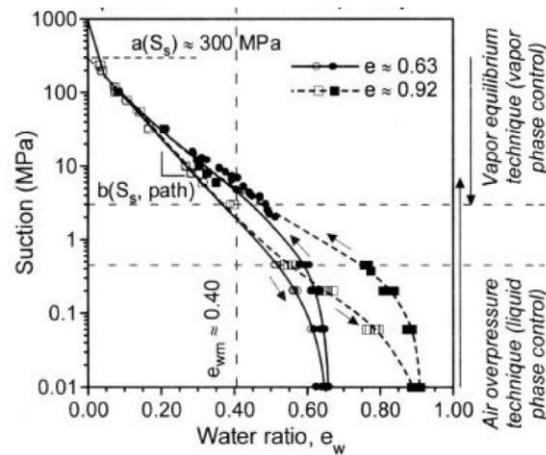


Figura 2.3.10: Influenza della curva di ritenzione dall'indice dei vuoti (da Romero & Vaunat 2000, modificato).

2.3.3 Modellazione costitutiva

Nei terreni saturi il comportamento meccanico è compiutamente descritto dalle tensioni efficaci, secondo il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi (1943). A partire dagli anni sessanta, la comunità scientifica si è interrogata sulla possibilità di estendere tale principio anche ai terreni non saturi senza ancora essere giunti ad una visione concorde del problema. Senza pretendere di affrontare in maniera approfondita la problematica, in questa sezione si riportano solo le principali ripercussioni di questa controversia sulla modellazione matematica del problema.

Nel corso degli anni si sono affermate due scuole di pensiero:

1. Una adotta come variabili tensionali indipendenti la *tensione netta* $\sigma - u_a$ e la *suzione* $u_a - u_w$ (e.g. Alonso et al 1990);
2. Una adotta come variabili tensionali la *tensione efficace di Bishop* $\sigma' = (\sigma - u_a) + S_r (u_a - u_w)$ e la *suzione* $u_a - u_w$ (e.g. Bishop & Blight 1963; Jommi 2000; Nuth & Laloui 2009);

2.3.3.1 Modelli a due variabili tensionali

Di tutti i vari legami costitutivi basati sull'utilizzo della tensione netta e suzione il più rilevante è il Barcellona Basic Model (BBM) sviluppato da Alonso et al (1990), che fornisce un quadro concettuale unitario nell'interpretazione della meccanica dei terreni parzialmente saturi.

Il modello è un'estensione di Cam Clay Modificato (Roscoe & Burland 1968) ai terreni parzialmente saturi e nasce per interpretare i risultati delle prove di laboratorio sui terreni parzialmente tipicamente svolte a controllo di tensione netta e di suzione.

La rappresentazione del dominio elastico del modello nello spazio delle tensioni $p-q-s$ è presentata in Figura 2.3.11, nella sua formulazione, in caso di $s=0$ il modello degenera nel CCM classico, mentre per valori di suzione diversi da zero la superficie di snervamento si espande sia per l'evoluzione del

2.3.3.2 Modelli basati sulla tensione efficace di Bishop e suzione

La suzione ha due effetti sul comportamento meccanico complessivo dei terreni non saturi: l'incremento della pressione media efficace agente sullo scheletro solido e un effetto simile alla cementazione sulla struttura del terreno (Jommi 2000). L'effetto di struttura aumenta all'aumentare della suzione e si perde in processi di imbibizione.

Utilizzando come variabile tensionale la tensione efficace alla Bishop e la suzione, i *Bishop stress model*, BSM, portano in conto naturalmente il primo dei due effetti, senza introdurre ulteriori parametri aggiuntivi, mentre è necessario modificare le equazioni costitutive del legame saturo per considerare il secondo effetto.

Questi modelli garantiscono la continuità della transizione tra la zona satura e non satura e viceversa.

Tra i tutti i modelli di questa classe, nella presente tesi è stato scelto di utilizzare il modello di Tamagnini (2004), che è sempre una estensione del CCM, ma formulato utilizzando la tensione efficace di Bishop. Una rappresentazione del modello è riportata in Figura 2.3.12.

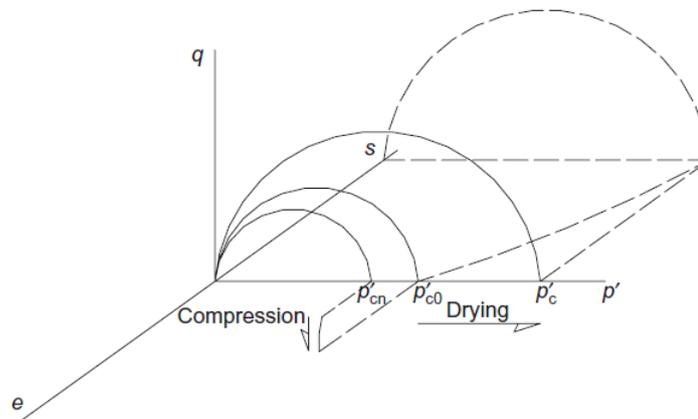


Figura 2.3.12: Evoluzione del luogo di snervamento secondo il modello di Tamagnini (2004).

L'effetto di struttura è portato in conto nella legge di incrudimento del materiale che in questo caso dipende anche dal grado di saturazione. Oltre alle deformazioni volumetriche plastiche il dominio elastico cambia di forma anche in seguito a variazioni del grado di saturazione, espandendosi se S_r diminuisce e contraendosi in processi di imbibizione. Affinché la formulazione sia completa, è necessario esplicitare il legame tra suzione e grado di saturazione (curva di ritenzione), includendo se opportuno l'isteresi idraulica.

L'unico parametro aggiuntivo rispetto alla formulazione satura è il parametro b che regola l'evoluzione del dominio elastico alle variazioni di S_r . Oltre ai parametri meccanici propri del

modello matematico è necessario conoscere con precisione i valori della curva di ritenzione d'acqua del terreno.

Il modello risulta quindi più snello rispetto al BBM e forse più adatto a descrivere il comportamento del terreno e in un problema al finito nel quale sono coinvolti anche processi transitori di consolidazione.

La trattazione più esaustiva del funzionamento del modello è rimandata al Capitolo 5 dove vengono presentati i risultati della modellazione numerica.

Il legame costitutivo è stato impiegato con successo sia nelle prove su elemento di volume (Casini et al. 2007) che nella modellazione di un problema al finito (Soranzo et al. 2015 e Rotisciani et al. 2016).

2.4 Conclusioni

In questo capitolo sono stati analizzati i principali aspetti del comportamento dei pali caricati orizzontalmente e del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi.

Uno dei parametri principali dell'interazione palo terreno è il rapporto di rigidità tra il palo e il terreno. Il meccanismo di interazione coinvolge un volume significativo di terreno limitato ai primi metri di profondità a partire dal piano campagna. Il terreno in questa zona può tipicamente trovarsi al di sopra della superficie libera e quindi in condizioni di parziale saturazione. In questa zona, la suzione agisce sul comportamento meccanico del terreno in due modi: aumentando lo stato di sforzo efficace e inducendo una struttura reversibile, funzione del grado di saturazione. Nei terreni saturi la rigidità, sia a piccole che medie deformazioni, dipende sia dalla pressione media efficace che dallo stato del terreno. Nei terreni non saturi questi effetti sono enfatizzati soprattutto per modeste tensioni di confinamento.

In ragione di queste evidenze teoriche e sperimentali, e avendo la possibilità di disporre di legami costitutivi idonei a riprodurre i principali aspetti dei terreni non saturi è sembrato opportuno indagare l'effettiva influenza della parziale saturazione sul comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali, anche a fronte della modesta letteratura scientifica trovata su questo argomento.

CAPITOLO 3. MODELLAZIONE FISICA IN CENTRIFUGA GEOTECNICA

Lo studio di letteratura presentato nel Capitolo 2 ha consentito di individuare i principali parametri che influenzano il comportamento dei pali soggetti ad azioni orizzontali: la rigidezza relativa palo terreno E_p/E_s , e in alcuni casi (pali rigidi) la lunghezza del palo L e la snellezza L/D . Nel problema di interazione analizzato il volume significativo coinvolto è limitato agli strati più superficiali del terreno i quali si possono trovare in condizioni di parziale saturazione che ne modifica la rigidezza operativa.

Questa tesi è focalizzata sia sullo studio del comportamento di un palo soggetto ad una forza orizzontale in condizioni di parziale saturazione, che sugli effetti indotti sull'opera, in condizioni lontane dal collasso, da una variazione delle condizioni idrauliche nel terreno. In letteratura non sono stati trovati casi ben documentati di sperimentazione su pali in condizioni di parziale saturazione, dunque lo studio viene affrontato sia per via sperimentale attraverso la modellazione in centrifuga geotecnica, sia con analisi numeriche.

In questo capitolo si richiamano brevemente le leggi di scala che governano la modellazione in centrifuga e si descrive la metodologia sperimentale impiegata nella sperimentazione.

La sperimentazione è stata condotta presso l'IFSTTAR di Nantes (Fr) sotto la direzione del direttore del dipartimento della centrifuga, M. Luc Thorel.

3.1 Leggi di scala

La modellazione in scala ridotta può essere molto utile alla comprensione di alcuni aspetti peculiari di un problema geotecnico, e quando mancano dati di casi reali, essa diventa una valida alternativa al campo prove in situ essendo estremamente competitiva sui costi e sui tempi di esecuzione. Nei modelli in centrifuga è inoltre possibile definire con precisione le condizioni iniziali e al contorno, riducendo così le incertezze nell'interpretazione dei risultati.

Purché la modellazione abbia successo è necessario che sia soddisfatta una condizione di omologia topologica, ovvero che esista una corrispondenza immediata tra i punti del modello e quelli del prototipo che si vuole riprodurre (Bilotta e Taylor, 2005). Le leggi di similitudine non riguardano solo le dimensioni geometriche ma anche altre grandezze come tempi, forze e pressioni. La definizione dei principi della modellazione in centrifuga è stata affrontata in numerosi lavori, ormai

di riferimento, sia di meccanica dei terreni (Wood, 2004) che su testi specialistici del settore (Bilotta e Taylor, 2005; Madabushi, 2014).

Qui viene ricordata semplicemente la derivazione delle leggi di scala tra modello e prototipo: nelle equazioni che seguono si indicano con il pedice p le grandezze del prototipo che si vuole modellare e con il pedice m il modello. Il rapporto di scala invece viene indicato con la tilde. Sia il modello che il prototipo devono rispettare la seconda legge della dinamica (3.1):

$$F = m \cdot a \quad (3.1)$$

Dato che il comportamento meccanico del terreno dipende dal suo stato tensionale occorre aggiungere un'altra legge di similitudine (3.2):

$$\sigma = \sigma_m / \sigma_p = 1 \quad (3.2)$$

Combinando le due si ottiene (3.3):

$$a_m \cdot \rho_m \cdot L_m = a_p \cdot \rho_p \cdot L_p \quad (3.3)$$

Se si utilizza lo stesso materiale il rapporto tra le densità è unitario e l'equazione diventa la relazione fondamentale della modellazione fisica in centrifuga (3.4):

$$a_m / a_p = L_m / L_p = N \quad (3.4)$$

Affinché siano rispettati i gradienti di tensioni del prototipo è possibile ridurre le dimensioni del modello di N a patto che l'accelerazione di gravità venga incrementata di N volte.

Per quanto riguarda i tempi di consolidazione nei terreni saturi si può far ricorso alla formulazione adimensionale della consolidazione monodimensionale di Terzaghi che esprime il grado di consolidazione attraverso il fattore tempo T (3.5):

$$T = \frac{c_v}{H^2} \cdot t \quad (3.5)$$

Il fattore tempo è uguale sia per il terreno che per il modello; considerando lo stesso materiale e applicando le leggi di scala si ricava (3.6):

$$\tilde{t} = t_m / t_p = 1 / N^2 \quad (3.6)$$

Questa relazione deriva dall'aver posto $c_{vm} = c_{vp}$, ma ricordando il coefficiente di consolidazione è (3.7):

$$c_v = \frac{k \cdot E}{\gamma_w} \quad (3.7)$$

Ed applicando le leggi di scala si ottiene che la permeabilità del modello è N volte maggiore di quella del prototipo (3.8):

$$k_m = N \cdot k_p \quad (3.8)$$

Questo risultato si ottiene anche dall'applicazione delle leggi di scala alla legge di Darcy (3.9):

$$v = k \cdot i \quad (3.9)$$

La velocità di filtrazione risulta N volte maggiore nel modello, rispetto al prototipo ed essendo i un gradiente adimensionale, la permeabilità deve rispettare la legge scritta in precedenza. Studi su sabbie fini non sature hanno dimostrato che la risalita capillare viene scalata di N (Depountis, 2001). È lecito quindi modellare fenomeni di infiltrazione in terreni parzialmente saturi in centrifuga geotecnica, in quanto il problema continua a seguire le leggi di scala valide per i terreni completamente saturi, almeno per terreni il cui grado di saturazione sia lontano dal ramo residuo della curva di ritenzione

3.2 Metodologia sperimentale

Il prototipo del quale si vuole studiare il comportamento è quello di un palo singolo, caricato orizzontalmente, installato in un mezzo omogeneo a grana medio fine, in cui la superficie libera si trova ad una profondità diversa dal piano campagna come illustrato in Figura 3.2.1.

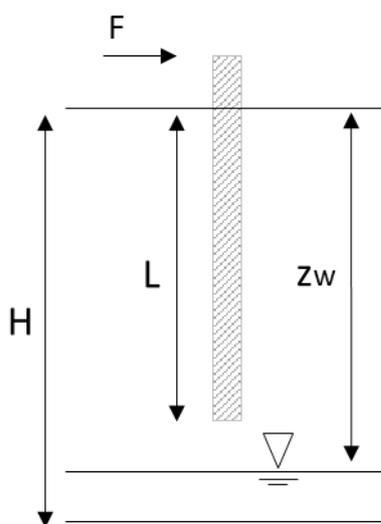


Figura 3.2.1: Prototipo del palo oggetto di studio.

Per definire l'altezza del modello è stato necessario conciliare due esigenze contrastanti tra loro: quella di avere una lunghezza di infissione del palo congrua con le dimensioni reali dell'opera e

quella di aver percorsi di filtrazione non troppo lunghi per accelerare i processi di equalizzazione prodotti da variazioni delle condizioni idrauliche al contorno.

La sintesi del processo di ottimizzazione ha portato ad un'altezza H del terreno di 180 mm e ad una lunghezza di infissione del palo L di 150 mm. Sono stati utilizzati due pali di differente diametro D (18 e 12 mm) le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono descritte nel dettaglio nel paragrafo 3.5. La posizione iniziale della superficie libera z_w è stata imposta a 70 mm dal piano campagna, il rapporto tra quota della falda e lunghezza del palo è pari a $70/150 \cong 0.5$. Il fattore di scala adottato nelle prove è $N=100$, il palo prototipo che si ottiene è quindi un palo in calcestruzzo di diametro 1.2 m infisso per 15 metri in un mezzo a grana fina omogeneo con superficie libera a 7 metri di profondità dal pc.

Il materiale utilizzato nella sperimentazione è un caolino B-grade le cui proprietà sono descritte nel dettaglio nel paragrafo 3.3 e nell'Appendice I.

3.2.1 Dispositivi sperimentali

Il modello utilizzato è un contenitore cilindrico di diametro 300 mm, l'altezza dello strato di terreno all'interno è di 180 mm. Per favorire il drenaggio il materiale poggia su uno strato di sabbia della Loira di 10 mm di spessore. Per ridurre al minimo l'attrito laterale è stato posizionato un foglio di teflon di 2 mm di spessore. Due livelli di geotessile sono stati messi in opera per prevenire l'ostruzione dei canali di drenaggio: il primo è stato posizionato alla base dello strato di sabbia mentre il secondo è stato messo al contatto tra la sabbia e il caolino.

Per evitare l'essiccamento della crosta superficiale di terreno dovuto al contatto con l'aria e al vento generato dal moto della centrifuga è stato steso uno strato di pellicola di plastica trasparente, la quale è stata forata in più punti per favorire l'uscita dell'aria durante la prova.

La condizione idraulica è stata applicata attraverso un circuito di drenaggio alla base dei provini collegato con un serbatoio alimentato in continuo dall'esterno della centrifuga. Il serbatoio aveva più sfiori a diverse quote. Attraverso un sistema di valvole elettro-pneumatiche è stato possibile regolare l'apertura degli sfiori e quindi il livello d'acqua nel serbatoio modificando così la posizione della superficie libera nel terreno. Il livello d'acqua è stato misurato da un sensore laser (D144) posizionato sulla sommità del serbatoio stesso, Figura 3.2.2 e Figura 3.2.4 b).

Misure di spostamento

Per seguire l'evoluzione degli spostamenti verticali del terreno sono stati impiegati 5 LVDT secondo lo schema in Figura 3.2.2 a): 2 sensori (D37, D59) sono stati posizionati in una zona non coinvolta dal processo deformativo indotto dal carico del palo, mentre gli altri 3 (D56, D55, D25) sono stati posti in asse alla direzione di applicazione del carico per misurare anche gli eventuali sollevamenti

del piano campagna indotti dal carico del palo. Il sensore di spostamento D54 è servito a misurare gli spostamenti verticali del palo ed è stato reso solidale ad un potenziometro (R14) con il quale è stato misurato l'angolo di rotazione della testa del palo durante la fase di carico, Figura 3.2.2 b).

Misure di pressione dell'acqua e di suzione

Per monitorare l'evoluzione della pressione interstiziale, positiva e negativa, durante la prova sono stati impiegati 3 tensiometri prodotti dalla Megaris (fondo scala ± 500 kPa). I sensori sono stati installati sul bordo del contenitore, rispettivamente a 50, 100 e 150 mm dalla base modello. Per evitare la cavitazione degli strumenti gli strumenti, essi sono stati messi in opera quando la suzione nel terreno è diventata minore del valore di ingresso d'aria della pietra porosa. Come suggerito da Mancuso (2011) al momento della messa in opera si dispone una pasta di caolino saturo sulla pietra porosa per favorire il contatto tra lo strumento e il terreno stesso. Per ulteriori dettagli sulla prontezza di questi strumenti, sulla procedura di saturazione e calibrazione e sugli accorgimenti presi in fase di montaggio si rimanda all' Appendice III.

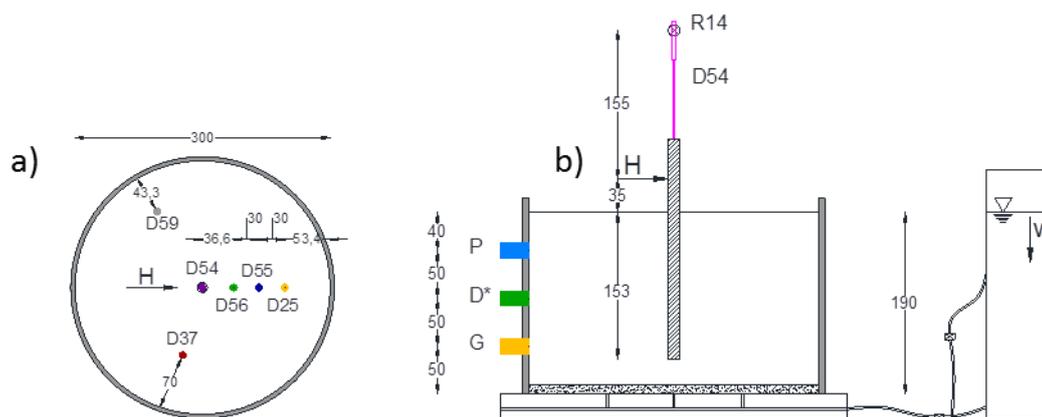


Figura 3.2.2: a) Vista in pianta del modello sperimentale; b) Sezione del modello sperimentale.

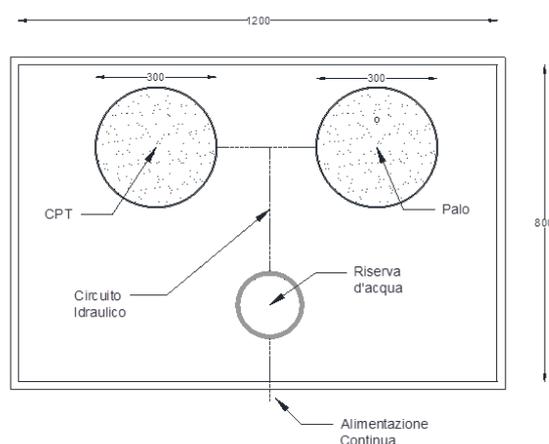


Figura 3.2.3: Planimetria dello strong box in centrifuga.

Prove penetrometriche

Per stimare l'omogeneità del terreno a seguito della compattazione e per seguire qualitativamente la variazione dello stato tensionale indotto dalla variazione delle condizioni idrauliche durante le prove si è ritenuto opportuno eseguire delle prove penetrometriche. Per eseguirle è stato preparato un contenitore identico a quello del palo e connesso al serbatoio d'acqua secondo lo schema in Figura 3.2.3. La punta dello strumento ha un diametro di 12 mm e avanza ad una velocità costante di 2 mm/s sia a 1g che in volo, Figura 3.2.6 c). Come illustrato dallo schema in Figura 3.2.6 b) in ogni contenitore è stato possibile eseguire un massimo di 3 prove.

Carico del palo

Un attuatore idraulico o elettrico è stato impiegato per applicare lo spostamento o la forza in testa al palo. Esso è dotato sia di una cella di carico (F56 da 250 daN) che di un trasduttore di spostamento (SDV1), Figura 3.2.5. Il contatto tra l'attuatore e il palo avviene mediante un giunto cilindrico che consente di trasmettere un carico puntuale. All'inizio della prova il punto di applicazione si trova a

35 mm dalla superficie del terreno, Figura 3.2.2 b). Il tipo di palo utilizzato nella sperimentazione e la sua strumentazione sono descritti in dettaglio nella sezione 3.5.

Misure di fine prova

Al termine delle prove sono state prelevate una o più carote di terreno per misurare il contenuto d'acqua, il peso specifico e l'indice dei vuoti a fine prova. La carota è stata sezionata in strati di uguale spessore (20 o 30 mm) in modo da ottenere la distribuzione delle grandezze con la profondità. A seconda della consistenza del terreno sono stati utilizzati sia dei cilindri di acciaio di 100 mm di diametro che dei tubi in PVC, diametro 75 mm, Nel primo caso la carota è stata estratta in un secondo momento con un pistone, mentre nel secondo caso è stato tagliato l'intero tubo e non solo il terreno. Una immagine dell'infissione delle carote e della forma dei campioni sono riportati in Figura 3.2.7 Al momento dell'infissione è stato disposto uno strato di olio per favorire l'ingresso del campionatore e ridurre al minimo il disturbo del terreno.

Sono state effettuate anche delle misure di suzione a fine prova con lo strumento WP4C (Decagon Devices), in Figura 3.2.8, che si basa sulla misura del punto di rugiada (dew-point). Lo strumento fornisce la misura della suzione totale, ma essendo trascurabile la suzione osmotica la lettura può essere riferita alla sola suzione di matrice. A causa del metodo di misura, il valore ottenuto con questa procedura potrebbe essere leggermente maggiore di quello reale.

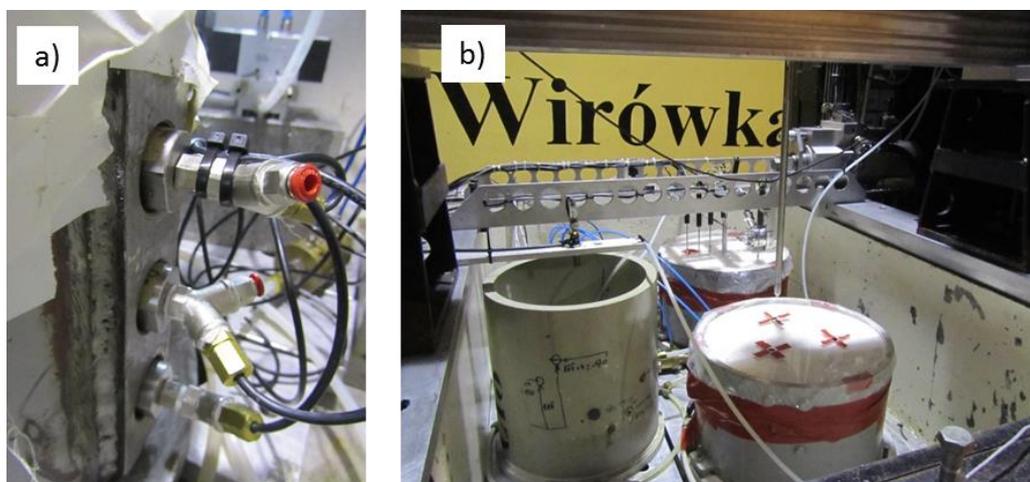


Figura 3.2.4: a) Posizione dei tensiometri nel contenitore; b) Modello di prova.

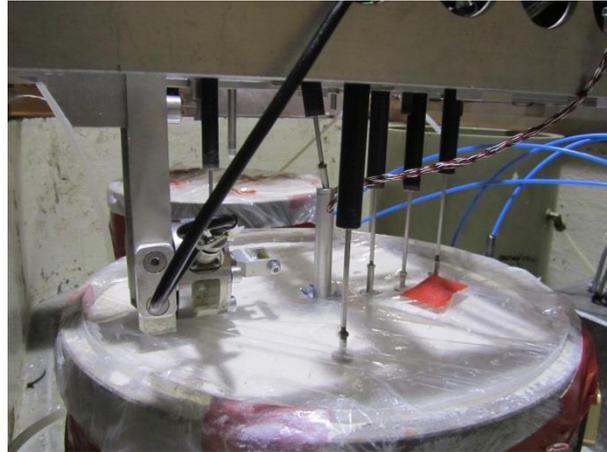


Figura 3.2.5: Attuatore per il carico del palo e disposizione dei trasduttori di spostamento.

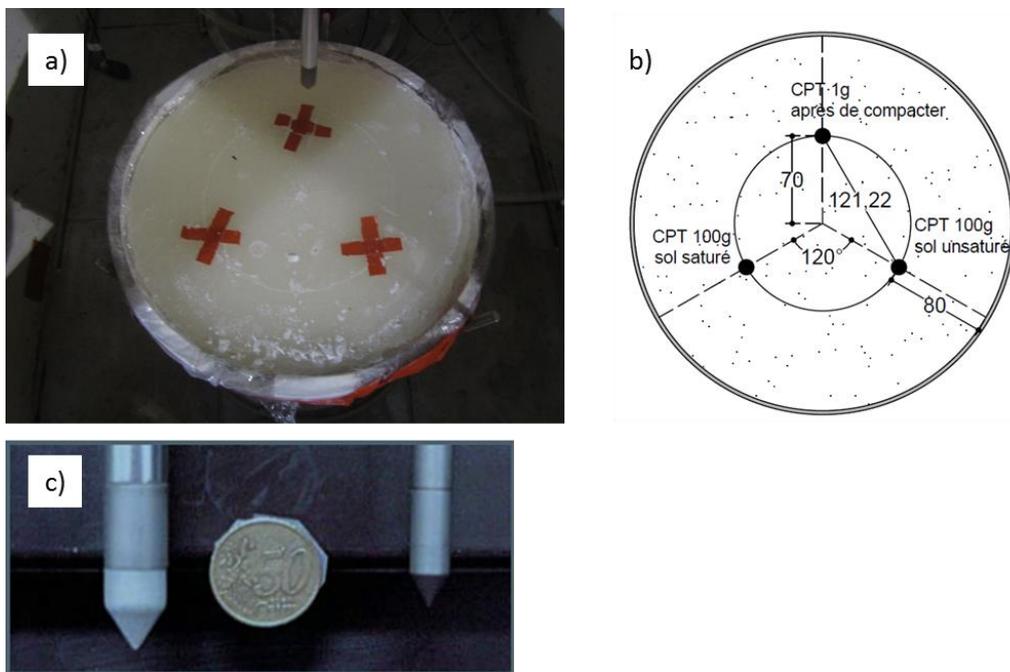


Figura 3.2.6: a) Contenitore per le CPT; b) Posizione prove CPT; c) Dimensioni della punta penetrometrica.

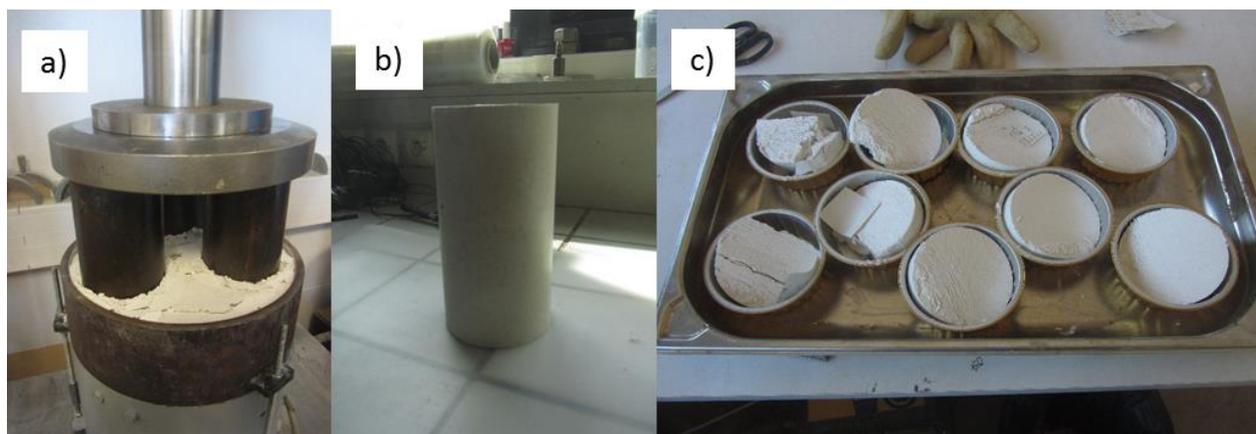


Figura 3.2.7: a) Infissione delle carote; b) Carota estrusa; c) Campioni per la misura delle proprietà di stato a fine prova.



Figura 3.2.8: WP4C per la misura di suzione.

3.2.2 Struttura delle prove

In questa sezione si espone la procedura messa a punto per condurre le prove in centrifuga geotecnica; il terreno viene compattato staticamente in 6 strati di 30 mm di altezza l'uno, in modo da raggiungere un indice dei vuoti e un grado di saturazione omogenei nell'intero modello, maggiori dettagli su questa procedura vengono esposti nel paragrafo 3.4.

Una volta installato il palo e approntato il circuito idraulico di connessione tra il serbatoio e i provini inizia la fase di imbibizione alla gravità naturale per ridurre la suzione all'interno del terreno, portandola più vicina ai valori corrispondenti alle condizioni stazionarie dopo la messa in volo. La durata di questo processo dipende dal grado di saturazione medio che si vuole ottenere nel terreno: in circa 18 ore si riesce a raggiungere la completa saturazione della zona inferiore del modello (di altezza circa 70 mm). Nella porzione superiore il terreno rimane non saturo e i valori di suzione misurati dallo strumento più prossimo al piano campagna (a 40 mm di profondità) variavano tra -100 e -50 kPa a seconda delle prove. Lasciando il terreno in idratazione per circa 70 ore il grado di saturazione nel modello era uniforme e prossimo all'unità in tutto il modello.

In questa fase preliminare il serbatoio non è alimentato, e, misurando l'abbassamento del livello d'acqua all'interno è stato calcolato il volume d'acqua assorbito dal terreno. Le misure di spostamento globali, al piano campagna e alla base del palo hanno mostrato che il terreno rigonfia durante il processo di imbibizione. Per prevenire la cavitazione dei tensiometri essi sono stati messi in opera in tempi diversi: nella parte inferiore, schema di Figura 3.2.2 b), è stato inserito dopo 1 ora, quello intermedio, a 100 mm dalla base, è stato posizionato dopo 4 ore e l'ultimo subito prima della messa in volo.

Per evidenziare le successive fasi di ogni prova, a titolo di esempio, sono presentati in Figura 3.2.9 gli andamenti temporali di accelerazione, spostamento verticale al piano campagna, suzione dello strumento intermedio, spostamento orizzontale e forza in testa al palo.

Al termine dell'imbibizione a 1g, è stata aumentata l'accelerazione di gravità fino a 100g ed è stata applicata una pressione dell'acqua di 120 kPa alla base del modello. Nel successivo processo di consolidazione il terreno si mette in equilibrio con la pressione imposta alla base del modello e con l'incremento del peso specifico indotto dal volo. Alla pressione di 120 kPa corrisponde, in condizioni idrostatiche, una superficie libera a 7 metri dal piano campagna alla scala del prototipo (70 mm nel modello).

Raggiunto un grado soddisfacente di consolidazione si è proceduto alla fase di carico del palo a spostamento controllato, fino a 3-4 mm (che corrispondono al 30-40% del diametro), a questo punto è stata mantenuta costante la forza ed è stata innalzata la quota di falda fino al piano campagna. La strumentazione disposta sul palo ha consentito di monitorare lo spostamento, la rotazione in testa al palo e i momenti flettenti lungo il fusto dello stesso.

La seconda fase di consolidazione legata all'innalzamento della superficie libera è stata prolungata il più possibile compatibilmente con i tempi limite di prova (1 giornata), ciò nonostante in tutte le prove fatte non si sono raggiunte pienamente le condizioni di equilibrio.

Al termine delle prove è stato prelevato il contenitore dalla centrifuga e sono stati presi i campioni per la misura del contenuto d'acqua e dell'indice dei vuoti.

Sono state eseguite anche delle prove di carico del palo in condizioni di completa saturazione per fornire una soluzione di confronto ai risultati ottenuti nel corso delle prove eseguite nel terreno parzialmente saturo.

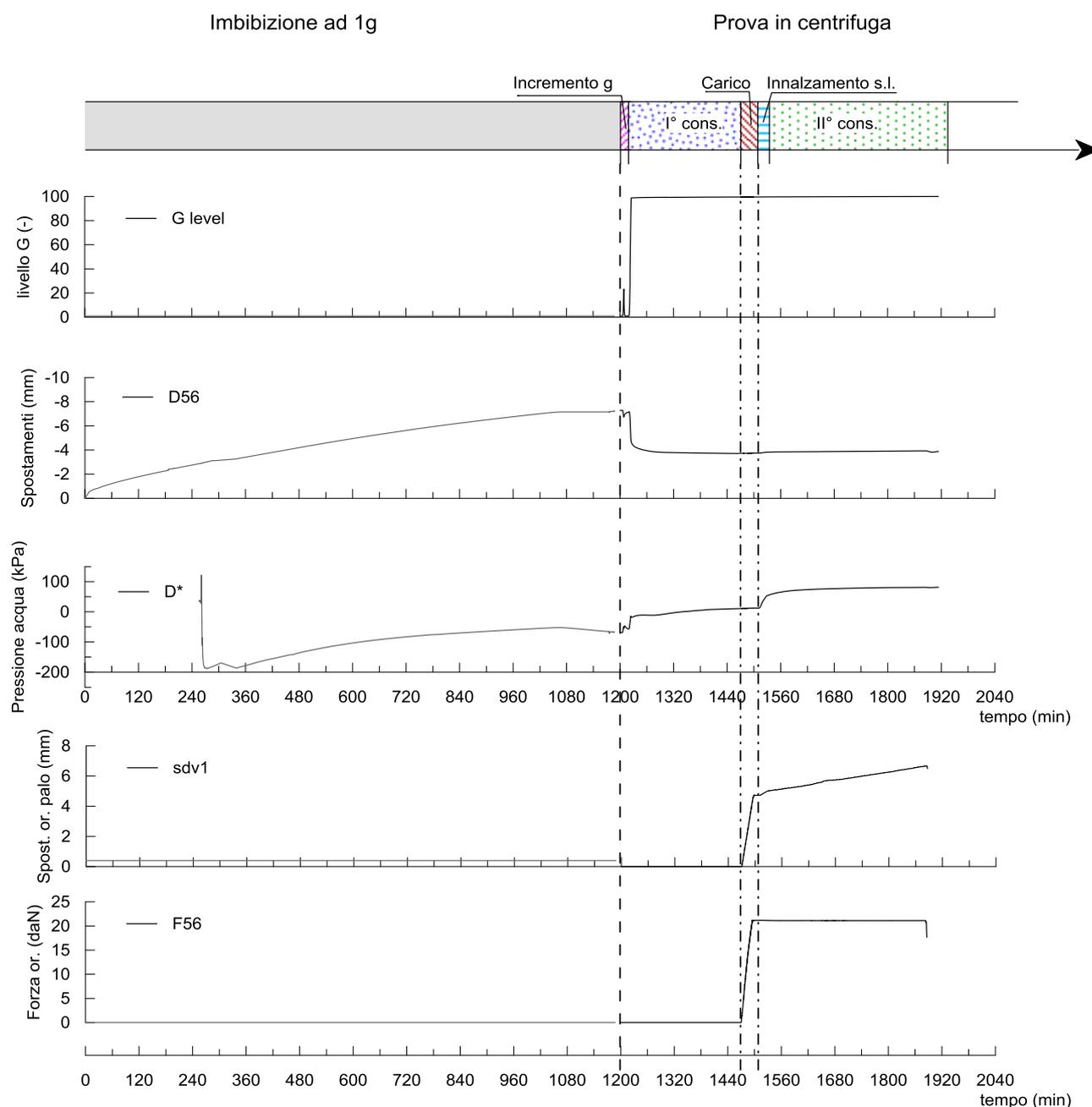


Figura 3.2.9: Schema temporale di una prova

Le prove penetrometriche statiche CPT hanno fornito delle indicazioni qualitative sull'evoluzione della resistenza e dello stato di sforzo nel terreno al variare della suzione. Nella campagna preliminare sono state eseguite prove CPT sia sul terreno appena compattato che sul terreno in volo, prima e dopo la fase di saturazione. Nel corso della seconda serie di prove, a causa di un problema tecnico, sono state portate a termine solo le prove ad 1 g sul terreno post compattazione e al termine dell'imbibizione a terra.

3.3 Proprietà meccaniche del terreno utilizzato nella sperimentazione

Il programma di indagini messo a punto e descritto nella sezione precedente prevede due fasi di consolidazione in volo, che per un terreno a grana fina comportano un incremento significativo dei tempi di prova. Il processo di sintesi tra la ricerca di un materiale relativamente permeabile, disponibile in grandi quantità e in grado di sostenere un intervallo di suzioni adeguato ha orientato la scelta sul caolino B-Grade, prodotto dalla Mineral S.p.a. A differenza del più noto e comunemente utilizzato caolino Speswhite che ha l'80% di argilla, il B-Grade è composto dal 92% di limo medio fine e dall'8% di argilla. I risultati delle prove di identificazione e classificazione del materiale e di caratterizzazione meccanica sul terreno saturo, eseguite presso il laboratorio geotecnico del dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica DISG della facoltà di ingegneria di Roma la Sapienza, sono riportate nel dettaglio nell'Appendice I. In questa sezione si riportano i dati relativi alla risposta del terreno in seguito a percorsi di carico idro-meccanici simili a quelli a cui è soggetto nella prova in centrifuga.

Il comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi è fortemente influenzato dalle condizioni di stato iniziali quali ad esempio il contenuto d'acqua e l'indice dei vuoti. Numerosi studi sono stati condotti per esplorare l'influenza dello stato iniziale e della procedura di preparazione dei provini. Lambe nel 1958 mette in luce come il contenuto d'acqua iniziale di provini compattati dinamicamente alteri la struttura del terreno, i provini preparati sul lato dry esibiscono una struttura flocculata e dispersa mentre passando per contenuti d'acqua maggiori dell'ottimo la struttura diventa orientata; il grado di orientamento e la posizione di flocculi dipendono dall'energia applicata. Attraverso prove di saturazione in edometro standard e a suzione controllata, Gens et al. (1996) hanno proposto un metodo per separare l'effetto della suzione iniziale da quello della struttura indotta in fase di compattazione ottenendo a parità di condizioni iniziali due risposte diverse durante la saturazione. Tarantino & De Col (2008), a valle di uno esteso studio sulla compattazione statica di campioni di caolino Speswhite concludono che il terreno rimane lo stesso in un ampio intervallo di contenuto d'acqua e suzione iniziale.

Seguendo la procedura standard proposta da diversi autori (Casini 2008, Wheeler et Sivakumar 1995, Tarantino e De Col 2008), il materiale in polvere viene preliminarmente essiccato in forno a 105° per almeno 24 ore, al termine delle quali viene messo in una busta di plastica insieme alla quantità d'acqua desiderata, la busta viene sigillata ed il materiale viene mescolato manualmente per favorire l'omogeneizzazione dell'acqua nella busta, alla fine di queste operazioni il materiale viene conservato in un ambiente a temperatura controllata per altre 24-48 ore. Prima di procedere al

confezionamento dei provini è necessario disgregare i grumi di terreno che si sono formati con l'aggiunta di acqua. A seconda delle quantità di terreno e del contenuto d'acqua è possibile procedere: manualmente, tramite setacciatura (diametro 1 mm), oppure attraverso un mixer meccanico. Le misure di contenuto d'acqua effettuate prima e dopo la rottura degli aggregati mostrano che se la procedura viene eseguita correttamente le variazioni di w sono trascurabili.

E' stata condotta un'ampia serie di prove di saturazione in edometro standard al fine di studiare il comportamento in condizioni 1D del materiale al variare del contenuto d'acqua iniziale w_0 , dell'indice dei vuoti iniziale e_0 e dello stato tensionale σ_v . La curva di ritenzione idrica del terreno $SWRC$ è stata ottenuta con un edometro a suzione controllata (Romero *et al* 1995), in imbibizione ed essiccamento a due diverse tensioni verticali.

3.3.1 Prove di saturazione in edometro standard

Sono state eseguite diverse prove di saturazione in edometro standard ($d=71.4$ mm, $h=18$ mm) sul materiale compattato a diversi valori di densità e contenuto d'acqua. Il campo di variazione del contenuto d'acqua w e dell'indice dei vuoti e di compattazione è stato scelto sulla base dei risultati della curva Proctor standard dalla quale risulta un $w_{opt}=21\%$ e un indice dei vuoti $e_{opt}=0.74$. Nel piano di compattazione (indice dei vuoti-contenuto d'acqua) presentato in Figura 3.3.1 si riportano la curva Proctor (linea nera) e i valori a fine compattazione dei diversi campioni.

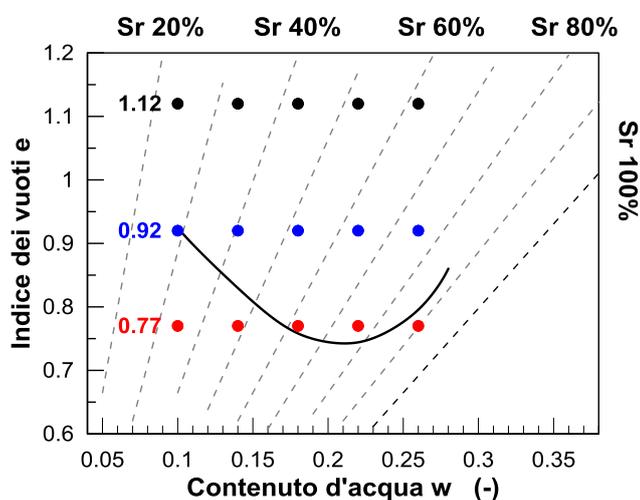


Figura 3.3.1: Piano di compattazione e griglia di punti studiati per il collasso volumetrico.

Il materiale è stato preparato a tre diversi valori di indici dei vuoti ($e_0 = 0.77, 0.92$ e 1.12), utilizzando contenuti d'acqua variabili tra il 10 e il 26 % con incrementi del 4%, coprendo sia il lato *dry* che il lato *wet* della curva di addensamento.

Le linee tratteggiate sul grafico sono curve a grado di saturazione costante, che noto il peso specifico dei granuli γ_s risultano univocamente definite attraverso l'equazione (3.10):

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\left(\frac{w}{S_r} + \frac{1}{G_s}\right)} = \frac{\gamma_s}{e+1} \quad (3.10)$$

Per indagare l'influenza del contenuto d'acqua sulla microstruttura del materiale sono state eseguite alcune analisi con il microscopio elettronico sul materiale compattato sia sul lato dry che sul lato wet della curva Proctor Standard.

In Figura 3.3.2 si riportano due immagini del SEM effettuate su due provini compattati fino a raggiungere lo stesso indice dei vuoti iniziale ($e_0=0.70$), ma con due diversi contenuti d'acqua, nell'immagine di sinistra $w=0.15 < w_{opt}$ mentre nell'immagine di destra $w=0.25 > w_{opt}$. All'aumentare del contenuto d'acqua di compattazione gli aggregati sono sempre più immersi nella matrice del terreno stesso, le scaglie e le lamelle sono meno distinguibili le une dalle altre.

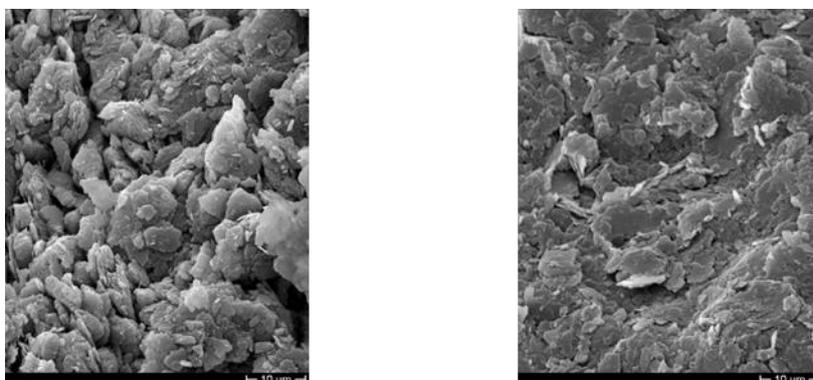


Figura 3.3.2: Elaborazioni al SEM. a) $e_0=0.7$ $w_0=0.15$. b) $e_0=0.7$ $w_0=0.25$.

In Figura 3.3.3 è riportata la tensione di compattazione misurata (σ_{v-comp}) in funzione del contenuto d'acqua (w) per tutti i provini, le misure sono raggruppate (stesso colore) a parità di indice dei vuoti. La tensione di compattazione diminuisce all'aumentare del contenuto di acqua e, a parità di w , nell'intervallo studiato, diminuisce sistematicamente all'aumentare dell'indice dei vuoti.

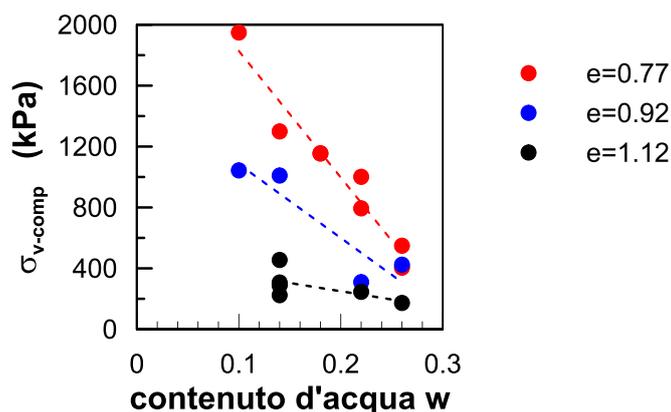


Figura 3.3.3: Relazione tensione di compattazione-contenuto d'acqua.

Gli andamenti di Figura 3.3.3 suggeriscono che i provini risultano compattati tutti sul lato *dry* dato che la tensione di compattazione decresce in modo monotono all'aumentare del contenuto d'acqua di compattazione; non si è mai registrato un aumento di tensione all'aumentare del contenuto d'acqua che invece si sarebbe verificato sul lato *wet* della curve.

Per ogni condizione iniziale sono stati confezionati due provini, sottoposti per un'ora ad un carico costante di 150 kPa, corrispondente allo stato tensionale a metà del palo. Questa prima fase della prova è stata eseguita a contenuto d'acqua costante; nella fase successiva si è saturato il provino mantenendo costante il carico e misurando gli spostamenti assiali della testa di carico.

La prima fase di carico in assenza di acqua ha prodotto dei cedimenti trascurabili per tutti i provini: qualunque sia la densità iniziale del provino si è misurato solo un cedimento di assestamento iniziale inferiore a 0.2 mm che si è poi mantenuto costante nel tempo. Durante la successiva fase di imbibizione i provini manifestano deformazioni volumetriche positive o negative in ragione della densità iniziale. In Figura 3.3.4 si riportano gli andamenti temporali dei cedimenti verticali di tre provini preparati a $w=10\%$ e a tre diversi indici dei vuoti; i provini con e_0 maggiore manifestano una riduzione di volume marcata mentre il provino più denso ($e_0=0.77$) rigonfia leggermente. I provini confezionati a contenuti d'acqua maggiori manifestano qualitativamente lo stesso comportamento.

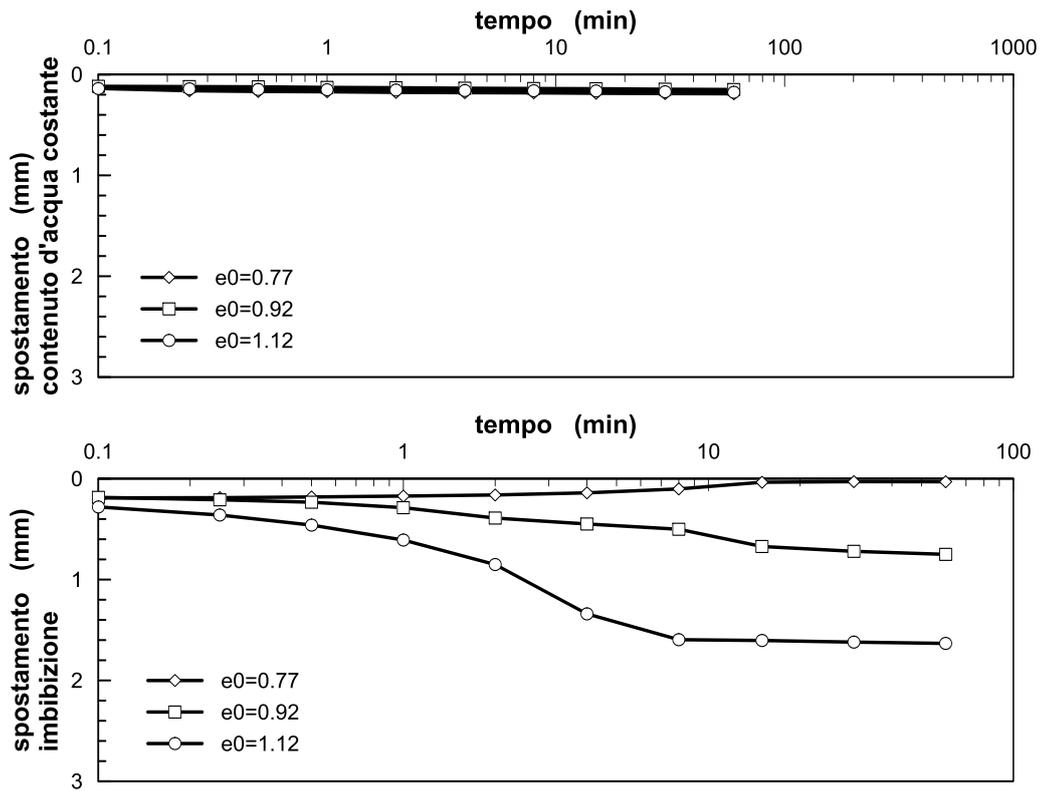


Figura 3.3.4: Evoluzione temporale dei cedimenti, $w=10\%$. In alto fase di carico senza acqua, in basso spostamenti indotti dalla saturazione.

In Figura 3.3.5, in aggiunta alle condizioni iniziali presentate in Figura 3.3.1, sono state inserite le condizioni di stato finali dei diversi provini. Come si può notare tutti i provini hanno raggiunto la completa saturazione o comunque livelli di saturazione elevati ($S_{r_{min}}=0.95$).

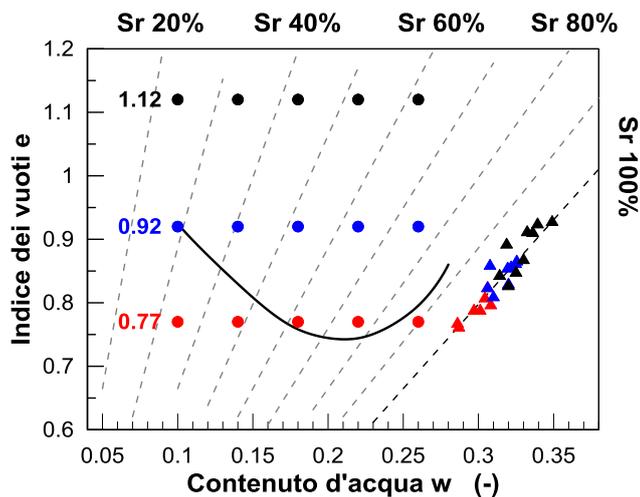


Figura 3.3.5: Inizio e fine prova sul piano di compattazione.

Tutti i punti si addensano sulla linea di completa saturazione in corrispondenza di un indice dei vuoti di 0.82 che è molto vicino al valore di e sulla linea di normalconsolidazione satura (per $\sigma'_v=150$ kPa) ricavata dalle prove edometriche. Anche in questo grafico si vede la forte influenza determinata dalla

densità iniziale dei campioni. I provini con $e_0=0.77$ manifestano in genere un modesto rigonfiamento, gli altri un collasso volumetrico per saturazione marcato, Figura 3.3.6.

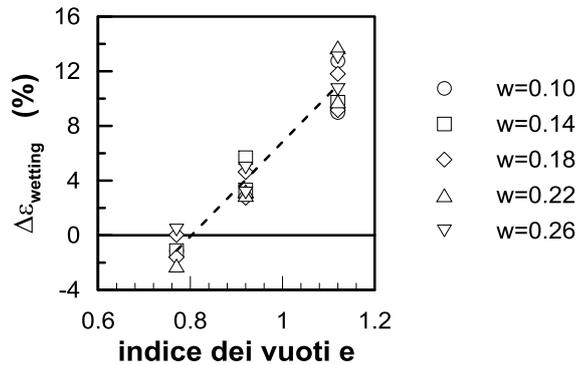


Figura 3.3.6: Potenziale di collasso in funzione dell'indice dei vuoti di compattazione.

Per questo materiale il potenziale di collasso sembra essere poco dipendente dal contenuto d'acqua iniziale, Figura 3.3.7.

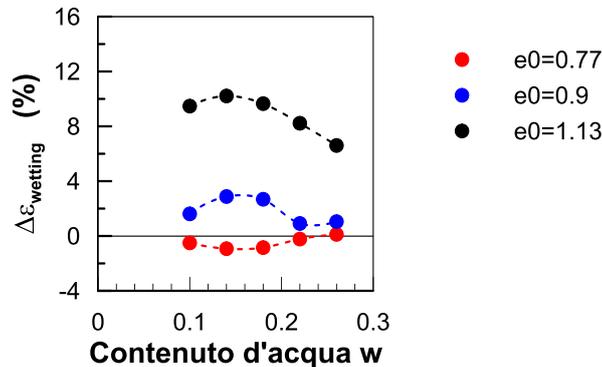


Figura 3.3.7: Relazione contenuto d'acqua-deformazioni di collasso.

Per un terreno con $w=14\%$ ed $e=1.12$, è stata studiata l'influenza del carico meccanico applicato variando la pressione assiale da 1 a 600 kPa.

Queste prove sono state condotte con lo scopo di capire quali possono essere le deformazioni del terreno a diverse profondità durante la prova in centrifuga. I risultati sono presentati in Figura 3.3.8, nella quale si riportano sia le deformazioni indotte dalla sola fase di imbibizione sia le deformazioni totali, che considerano anche i cedimenti sviluppati nella prima parte di carico avvenuta a contenuto d'acqua costante. Superati i 150 kPa di pressione applicata, i cedimenti indotti nella prima fase sono tutt'altro che trascurabili. Entrambe le deformazioni crescono con il carico applicato passando da rigonfiamento elastico per $\sigma_v=1$ kPa a collasso per saturazione già a 50 kPa, le deformazioni totali raggiungono uno stazionario superati i 450 kPa di carico applicato mentre le deformazioni da imbibizione decrescono.

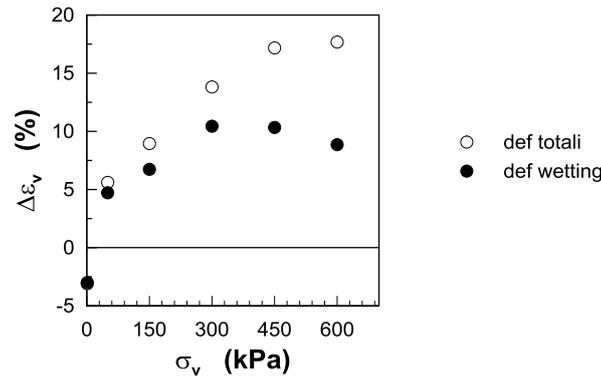


Figura 3.3.8: Influenza del carico applicato sulle deformazioni di collasso. $w_0=14\%$, $e_0=1.12$.

Nel modello in centrifuga, in seguito alle fasi di saturazione ci si attende dunque un diverso comportamento volumetrico del terreno in funzione della profondità: gli strati prossimi al piano campagna avranno un modesto rigonfiamento mentre a partire dai 6 metri di profondità le deformazioni attese sono tutte positive. I risultati di questa seconda campagna hanno mostrato che per un indice dei vuoti di 1.12 i collassi per saturazione sono troppo marcati.

A valle dei risultati ottenuti è stato scelto di preparare il modello in centrifuga con un contenuto d'acqua iniziale del 15% in modo da evitare la formazione di aggregati grandi e difficili da disgregare; si è scelto di osservare l'influenza della struttura iniziale, conducendo le prove in centrifuga sia con una struttura iniziale aperta $e_0=0.93$ che una chiusa $e_0=0.75$.

3.3.2 Curva di ritenzione a suzione controllata

La prova è stata condotta con l'obiettivo di ottenere la curva di ritenzione idrica del terreno (SWRC) a due diversi indici dei vuoti. In Figura 3.3.9 si riportano le curve di ritenzione sperimentali ed analitiche nel piano S_r-s ottenute per i due indici dei vuoti studiati (0.75 e 0.93) (Di Stefano 2015). I dati sperimentali sono stati interpolati con l'equazione di Van Genuchten, (3.11):

$$S_r = S_{r\ res} + (S_{r\ sat} - S_{r\ res}) \cdot \left(\frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right)^m \quad (3.11)$$

I valori numerici dei parametri si possono trovare in Tabella.3.3.1e Tabella.3.3.2.

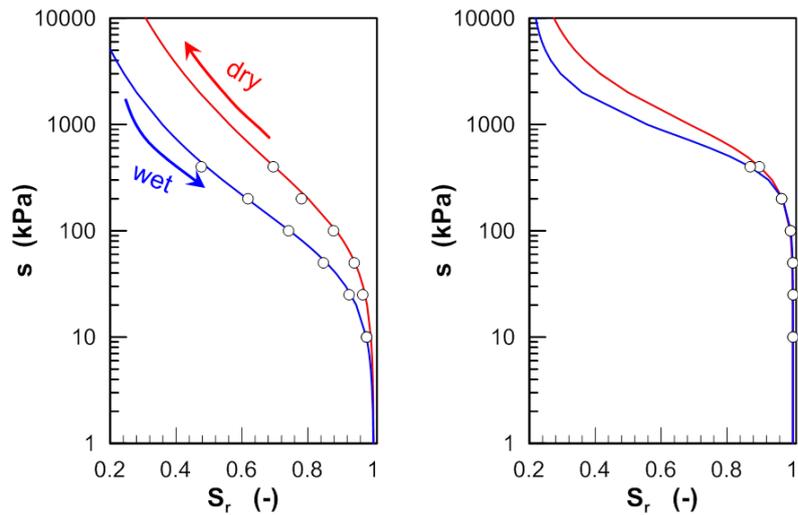


Figura 3.3.9: Curva di ritenzione: a) $\epsilon=0.93$; b) $\epsilon=0.75$.

Dalla Figura 3.3.9 si osserva la dipendenza della curva di ritenzione dall'indice dei vuoti: il materiale più chiuso ha un dominio di isteresi meno marcato, i dati ottenuti in fase di imbibizione e essiccazione si sfoccano solo per 400 kPa di suzione applicati. Inoltre si rileva una traslazione del punto di ingresso di aria verso valori più elevati indotta dalla minore porosità del mezzo.

Tabella.3.3.1: Parametri dell'equazione di Van Genuchten per $\epsilon=0.93$

parametri VG	drying	wetting
$S_{r_{sat}}$	1.0	1.0
S_{r_r}	0.2	0.2
α	0.0081	0.0169
n	1.27	1.36
m	0.21	0.27
ingresso aria (kPa)	122.84	59.34

Tabella.3.3.2: Parametri dell'equazione di Van Genuchten per $\epsilon=0.75$

parametri VG	drying	wetting
$S_{r_{sat}}$	1.0	1.0
S_{r_r}	0.2	0.2
α	0.0016	0.0016
n	1.899	2.34
m	0.47	0.57
ingresso aria (kPa)	719.89	617.74

La SWRC può essere usata per valutare la suzione di post compattazione noto che sia il grado di saturazione e l'indice dei vuoti. Fissato l'indice dei vuoti infatti le curve principali in essiccazione e imbibizione rappresentano due curve limite per il terreno: noto il grado di saturazione è quindi possibile stabilire un intervallo di variazione della suzione iniziale del modello in centrifuga.

Nel caso di $e_0 = 0.93$ al grado di saturazione iniziale ($Sr_0=0.42$) corrisponde un valore di suzione iniziale compreso tra 640 e 3000 kPa. Per $e_0 = 0.75$ ($Sr_0=0.53$) l'intervallo di suzione è minore ed è compreso tra 1200 e 2500 kPa; in questo caso il grado di saturazione iniziale del modello in centrifuga è lontano dalle misure sperimentali, dunque i valori di suzione predetti dall'estrapolazione della Van Genuchten potrebbero essere meno affidabili.

3.4 Procedura di preparazione del terreno

A valle della campagna sperimentale descritta nel paragrafo 3.3.1, il modello in centrifuga è stato preparato con un contenuto d'acqua del 15% e a due diversi indici dei vuoti (0.93 e 0.75) secondo le procedure descritte nel paragrafo 3.3. Il processo di omogeneizzazione del contenuto d'acqua non può essere fatto solo manualmente a causa della quantità relativamente elevata di materiale usato in ogni modello (circa 20 kg per contenitore); perciò si è usato un mixer meccanico, Figura 3.4.1.

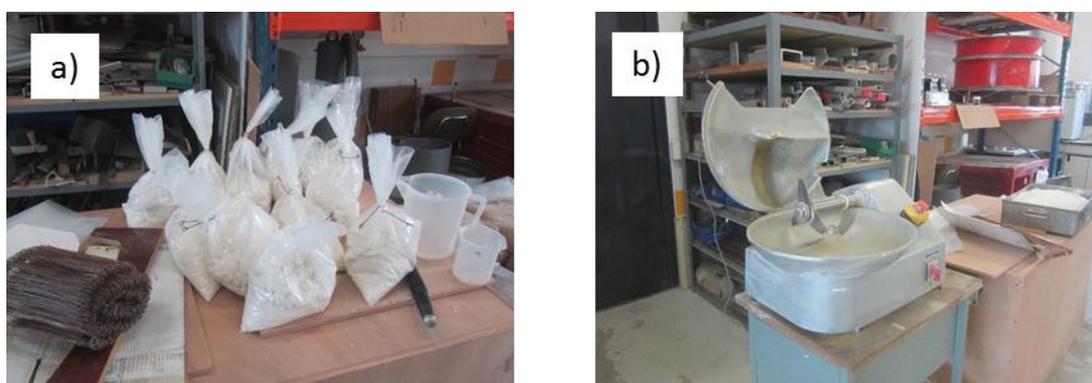


Figura 3.4.1: a) Sacchi sigillati preparati a $w=15\%$; b) Mixer meccanico utilizzato per rompere gli aggregati.

Per garantire l'omogeneità del campione esso viene compattato in 6 strati di altezza finale 30 mm, lo strato di base di sabbia viene addensato sino al fondo scala della pressa. Durante la compattazione lo spostamento assiale viene misurato sia da un trasduttore di spostamento che dal sistema di controllo della pressa (fondo scala 140 kN), Figura 3.4.2 a). In Figura 3.4.2 b) si espongono i tipici risultati ottenuti durante la compattazione dei diversi strati: in una prima fase il terreno si chiude molto per incrementi di pressione modesti mentre superati i 10 mm di spostamento, aumentano i punti di contatto tra i granuli e la compressibilità del terreno si riduce notevolmente.

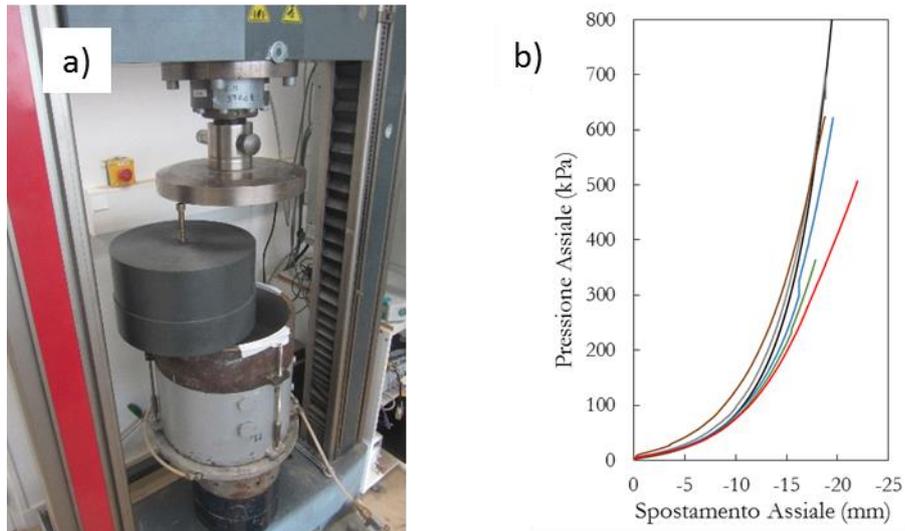


Figura 3.4.2: a) Contenitore, pistone per la compattazione e pressa da 140 kN; b) Sforzo assiale misurato in fase di compattazione.

Le distribuzioni delle tensioni di compattazione σ_{vc} di ogni strato misurate in tutte le prove sono raffigurate nei grafici di Figura 3.4.3. I risultati sono separati in base alla densità raggiunta: il terreno preparato ad $e_0=0.93$ ha una tensione di compattazione media su tutti i test di circa 500 kPa, mentre per $e_0=0.75$ si superano i 1400 kPa di σ_{vc} .

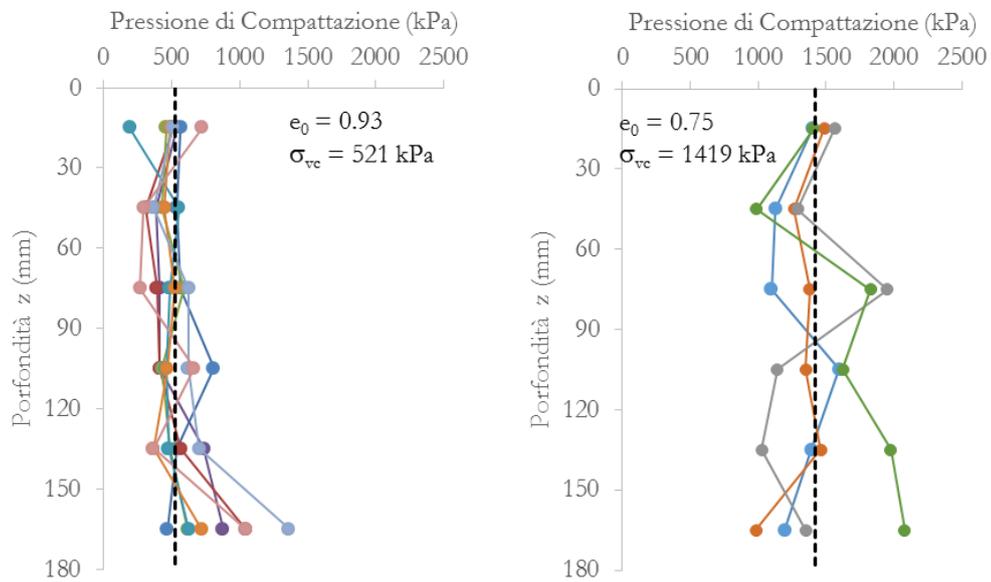


Figura 3.4.3: Distribuzione delle tensioni di compattazione per le due densità studiate.

Tabella 3.4.1: Caratteristiche medie del terreno al termine della compattazione.

		w (%)	e (-)	σ_{vc} (kPa)
PP 1	Palo	15.02	0.93	501
PP 2-3	CPT	15.1	0.93	501
	Palo	15.33	0.93	465
PP 4	CPT	15.27	0.93	463
	Palo	15.11	0.93	564
T_05	CPT	15.45	0.93	580
	Palo	15.03	0.93	538
T_06	CPT	-	-	-
	Palo	15.03	0.93	559
T_07	CPT	15.2	0.75	1324
	Palo	15.09	0.75	1390
T_08	CPT	14.89	0.75	1565
	Palo	14.72	0.75	1395
T_09	CPT	-	-	-
	Palo	-	-	-

Come controllo della qualità della preparazione del modello sono state eseguite delle prove CPT dopo la compattazione: in Figura 3.4.4 sono presentati i profili di resistenza alla punta q_c di diversi provini preparati con l'indice dei vuoti più alto. Nell'interpretazione delle prove penetrometriche non si possono considerare affidabili i dati presi fino a 2 diametri di profondità (24 mm) perché sono influenzati dalla condizione al contorno rappresentata dalla superficie del terreno.

Gli andamenti ottenuti sul terreno dopo la compattazione confermano l'ipotesi di l'omogeneità del modello desunta dall'analisi dei dati della compattazione.

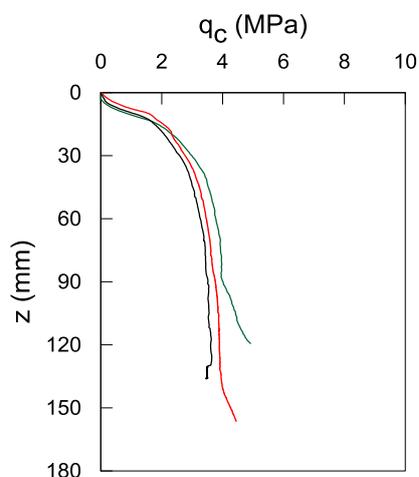


Figura 3.4.4: Risultati prove penetrometriche a 1g, $e_0=0.93$.

3.5 Palo utilizzato nella sperimentazione

Nel presente lavoro sono stati utilizzati diversi pali: nel corso delle prove preliminari si è utilizzato un cilindro pieno di acciaio di 18 mm di diametro infisso nello strato di caolino per 150 mm.

Le caratteristiche del palo utilizzate nella seconda serie di prove sono riassunte in Tabella 3.5.1. Per ridurre al minimo l'inerzia flessionale si utilizza un tubo di alluminio a sezione circolare cava. Avendo effettuato le prove a 100 g alla scala del prototipo il palo prototipo ha un'inerzia flessionale $EI=3.89 \text{ GNm}^2$, e una lunghezza di infissione di 15m.

Tabella 3.5.1: Proprietà geometriche e meccaniche del palo alla scala del modello.

Modulo di Young (GPa)	E	74
Tensione di snervamento (MPa)	σ_y	245
Diametro esterno (mm)	D	12
Diametro interno (mm)	d	10
Momento d'Inerzia (mm^4)	$I = \frac{\pi}{64}(D^4 - d^4)$	527
Inerzia Flessionale (GNmm^2)	$E_p I_p$	39.00
Momento ultimo (Nm)	$M_y = \frac{\sigma_y \cdot I}{\frac{D}{2}}$	22
Lunghezza di infissione (mm)	L	150
Punto applicazione forza (mm)	e	35

Sono stati utilizzati due tubi di identiche caratteristiche meccaniche, uno strumentato e l'altro no. Il palo non strumentato è stata impiegato in una delle prove sul terreno saturo (Γ_{05}) per poter spingere il test fino alla rottura.

Il palo strumentato è dotato di 10 coppie di estensimetri ogni 15 mm a partire dal punta del palo, Figura 3.5.1; a protezione degli estensimetri incollati all'esterno è stato disposto uno strato di silicone di un millimetro di spessore. La calibrazione degli estensimetri è descritta nell' Appendice II.

Conoscendo la rotazione della testa del palo (R14), l'allungamento dell'LVD'T (D54) e la distanza tra la testa del palo e il punto di applicazione del carico (45 mm) è stato possibile ricavare la rotazione (α) nel punto di applicazione della forza che è stata usata come condizione al contorno per integrare la linea elastica del palo. Lo schema della strumentazione della testa del palo è rappresentato in Figura 3.5.2.

strumentato. La verticalità della trivella viene garantita da un telaio rigido fissato ai bordi dello *strong box*, Figura 3.5.3.



Figura 3.5.3: Realizzazione de preforo per l'infissione del palo.

3.5.2 Scelta della velocità di applicazione del carico orizzontale sul palo

La velocità di applicazione è stata scelta sufficientemente lenta da garantire le condizioni drenate del terreno ai diversi gradi di saturazione. La velocità massima limite in condizioni drenate è stata ottenuta seguendo la procedura proposta da Khemakhen (2012) nella sua tesi di dottorato sullo studio del comportamento dei pali sotto azioni orizzontali installati in terreni a grana fine. Secondo questo approccio è possibile ipotizzare una analogia tra il meccanismo avanzamento del T-bar e il carico di un palo caricato lateralmente, Figura 3.5.4.

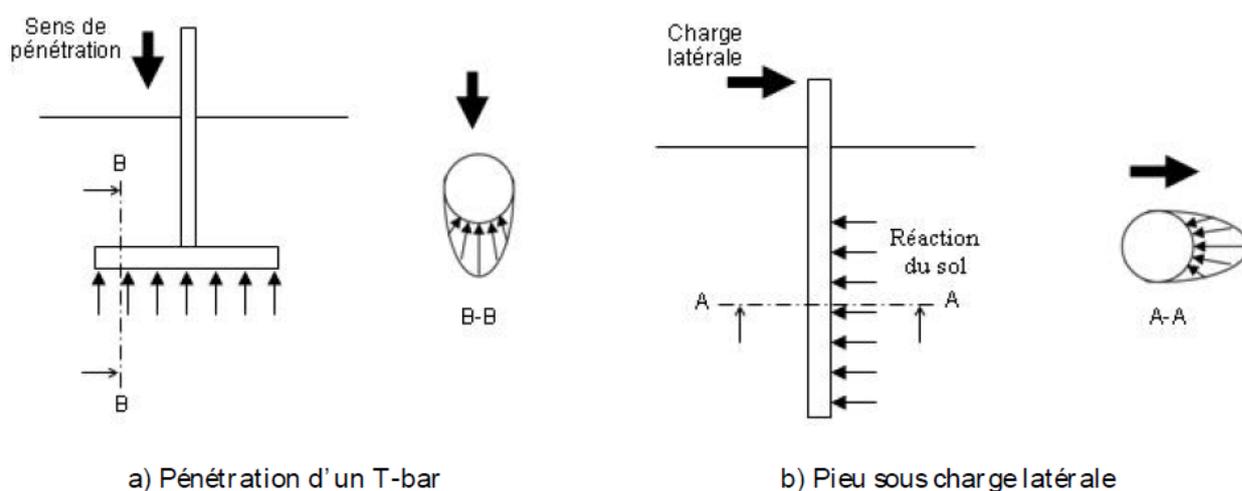


Figura 3.5.4: Similitudine tra il T-bar e il carico laterale di un palo (da Khemakhen 2012).

L'influenza della velocità sulla resistenza alla penetrazione di un T-bar in un terreno a grana fina è stata indagata da House e Randolph (2001) attraverso una campagna sperimentale in centrifuga geotecnica.

Gli autori definiscono una velocità adimensionale in funzione del diametro del T-bar d , del coefficiente di consolidazione verticale del terreno c_v e della velocità v :

$$V = \frac{vd}{c_v} \quad (3.12)$$

Il limite per le condizioni drenate proposto dagli autori è $V=0.2$; Per un palo di 12 mm di diametro e un valore di $c_v = 3.7 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ calcolato da prove edometriche si ottiene:

$$v = \frac{V \cdot c_v}{d} = \frac{0.2 \cdot 3.7 \cdot 10^{-1}}{12} = 0.0062 \text{ mm} / \text{s} \quad (3.13)$$

Il valore è stato ridotto a 0.003 mm/s per portare qualitativamente in conto la riduzione di c_v nei terreni parzialmente saturi.

3.5.2.1.1 Correzione della misura

Gli espedienti impiegati per evitare il danneggiamento degli estensimetri sia in fase di installazione (diametro preforo maggiore del diametro del palo) sia durante la prova (strato di silicone tutta la superficie esterna del palo), a causa della presenza dell'acqua, hanno comportato un contatto non perfetto tra palo e terreno. A causa di ciò le curve sperimentali hanno mostrato, nei primi istanti delle prove, una concavità verso l'alto legata alla messa in carico del sistema. Nell'elaborazione dei risultati questo inconveniente sperimentale è stato corretto assumendo un andamento lineare fino all'entrata in carico del sistema.

Lo schema del procedimento è riportato in Figura 3.5.5. Il valore della forza, e dei momenti misurati sono stati mantenuti e si è intervenuti solo sullo spostamento, traslando lo zero verso destra. Il valore di spostamento per il quale il sistema entra in carico è di circa 1mm, che corrisponde appunto allo spessore dello strato di silicone.

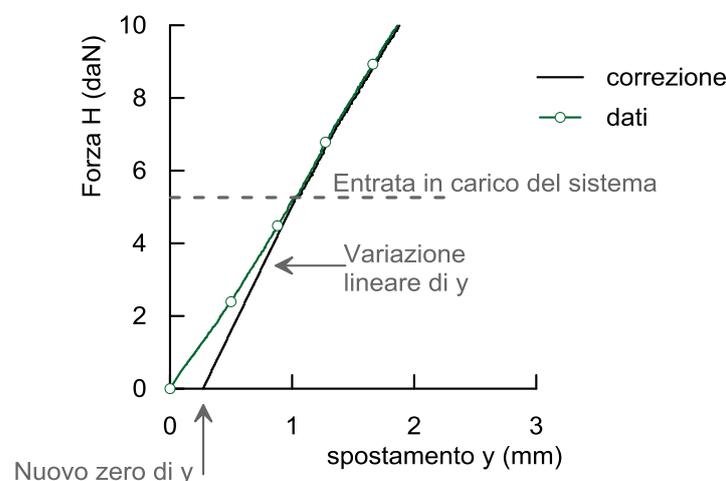


Figura 3.5.5: Correzione effettuata per la messa in carico del sistema.

CAPITOLO 4. ANALISI DEI RISULTATI DEL MODELLO FISICO

4.1 Programma sperimentale

Il programma di modellazione in centrifuga si articola in due fasi: le prove preliminari sono state effettuate da aprile a luglio 2016 mentre il corpo centrale della sperimentazione è stato effettuato da maggio a giugno 2017.

Le prove preliminari hanno permesso di verificare le ipotesi fatte sulla modalità di preparazione del terreno, il carico del palo e la risalita della falda, si è testato inoltre il corretto funzionamento della strumentazione impiegata.

Nella seconda parte invece ci si è concentrati sull'influenza della parziale saturazione sul comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali. Un quadro riassuntivo delle prove è presentato in Tabella 4.1.1 dove oltre alla condizione di stato del terreno dopo la compattazione, pedice 0 in tabella, viene riportata la posizione iniziale e finale della superficie libera, espressa come distanza z_w dal piano campagna, e lo spostamento raggiunto durante il carico del palo. Queste ultime due grandezze sono presentate in forma adimensionale rispetto alla profondità di infissione del palo (L) e al suo diametro (D).

Tabella 4.1.1: Caratteristiche delle prove effettuate.

Nome	Sigla	e_0	w_0 (%)	Sr_0 (%)	Lungh. L (mm)	Diam. D (mm)	Pos. Ini. Falda: z_{w0}/L	Pos. Fin. Falda: z_{wt}/L	Spost per carico: y/D
Prova Preliminare 1	PP_1	0.93	15.02	41.99	137	18	-	-	0.8
Prova Preliminare 3	PP_3	0.93	15.1	42.22	150	18	0	0	1.1
Prova Preliminare 4	PP_4	0.93	15.03	42.02	150	12	1	-	-
Test 05	T_05	0.93	15.03	42.02	153	12	0	0	1.34
Test 06	T_06	0.93	14.67	41.01	153	12	0.46	0	0.29
Test 07	T_07	0.75	15.09	52.31	153	12	0.46	0	0.25
Test 08	T_08	0.75	14.72	51.03	153	12	0.46	0	0.37
Test 09	T_09	-	-	-	153	12	0	0	1.25

In tutti i test della seconda campagna (da T_05 a T_09) il palo ha un diametro esterno $D=12\text{mm}$ e una lunghezza di infissione L di 153 mm, il punto di applicazione del carico è a 35 millimetri dal piano campagna.

Il terreno è stato preparato a due diversi indici dei vuoti iniziali: 0.93 (PP1, PP2, PP3, T_05 e T_06) e 0.75 (T_07, T_08, T_09). Per le prove T_06, T_07, T_08 il palo è stato prima caricato fino a raggiungere uno spostamento orizzontale in testa pari al 30% del diametro in condizioni di parziale saturazione (s.l. a 7 cm dal pc: $z_w/L=0.46$), in una seconda fase la superficie libera è stata portata al piano campagna mantenendo costante la forza in testa al palo.

A causa del surriscaldamento eccessivo la centrifuga è andata in panne nel corso del T_07 quindi la prova è stata ripetuta nel T_08.

Nelle prove T_05 e T_09 la fase di carico è avvenuta in condizioni di completa saturazione, raggiungendo spostamenti maggiori del 125% del diametro. Le curve carico spostamento ottenute in queste due prove sono state utilizzate come termini di paragone per gli altri esperimenti a parità di indice dei vuoti e_0 : il T_05 rappresenta la soluzione limite per il terreno poco consistente ($e_0=0.93$) mentre il T_09 si riferisce al terreno più addensato ($e_0=0.75$).

Come descritto nel paragrafo 3.2.2, dopo la compattazione il modello è stato imbibito per 15-20 ore a 1g e successivamente messo in volo, la prova a Ng è articolata in questo modo:

- Incremento di g fino a $N=100$, apertura delle valvole alla base del modello ($p_w=120$ kPa): durata approssimativa: 5 min.
- Consolidazione: durata approssimativa 220-250 min.
- Carico del palo: durata approssimativa 30 min.
- Innalzamento della s.l. sino al pc: durata approssimativa 10 min.
- II^a Consolidazione: durata approssimativa 200 min (T_06), 420 min (T_08).
- Decremento di g fino a $N=1$: durata approssimativa 5-10 min.

Una volta terminata la prova si è effettuato il campionamento per la misura del contenuto d'acqua e dell'indice dei vuoti finale.

Facendo riferimento alla sola fase di volo, la successione temporale delle fasi di una prova tipo sul terreno parzialmente saturo è rappresentata dallo schema di Figura 4.1.1: anche se il diagramma non è in scala si nota che più del 90% del tempo di prova viene speso nelle fasi di consolidazione per consentire al terreno di raggiungere le condizioni stazionarie. La durata totale della prova è dipesa invece dalla disponibilità dell'IFSTTAR: per questioni di sicurezza non è stato possibile mantenere in funzione la centrifuga per più di una giornata.

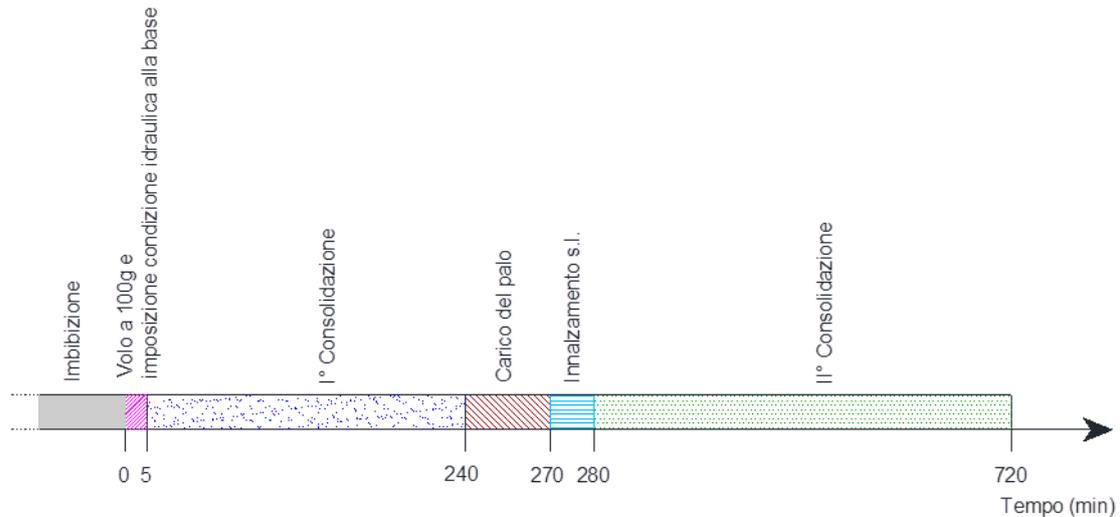


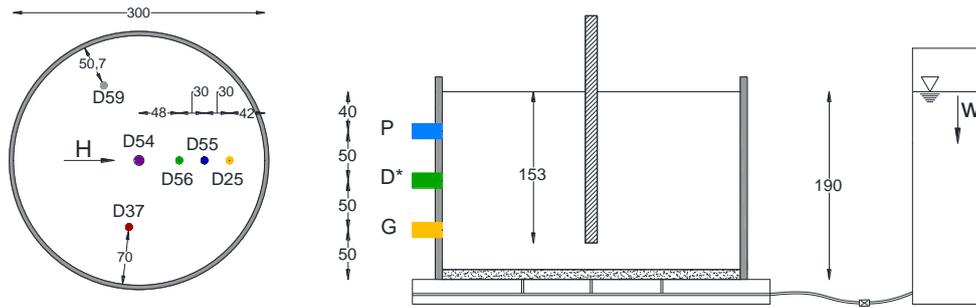
Figura 4.1.1: Schema della fase di volo di una generica prova.

Di seguito si esaminano nel dettaglio i risultati della singola prova (T_06) organizzati per fasi: imbibizione, volo e I^a consolidazione, carico del palo, risalita della s.l. e II^a consolidazione. Per gli aspetti di maggior rilievo, al termine di ogni sezione, si presentano i confronti tra le diverse prove. Alla risposta del palo nelle diverse prove è dedicato il paragrafo 4.6.

I risultati in forma grafica di tutti i test della seconda campagna di indagini sono disponibili nell'Appendice IV.

4.2 Imbibizione a 1g

Come detto, l'imbibizione a 1g ha lo scopo di ridurre la suzione nel terreno portandola a livelli prossimi a quelli che corrisponderebbero alle condizioni stazionarie dopo la messa in volo e l'applicazione della condizione idraulica alla base. La disposizione della strumentazione utilizzata è riportata in Figura 4.2.1 dove è presente anche un breve riassunto dei dati più rilevanti della prova.



C_06, B-Grade kaolin
 $e_0 = 0.93$; $w_0 = 14.67\%$; $Sr_0 = 42\%$; $\sigma_{v-comp} = 559 \text{ kPa}$
 G-level : 1
 Duration : 14 hr
 Date : 23/05/2017

Figura 4.2.1: Test T_06: Vista in pianta del modello sperimentale; Sezione del modello sperimentale.

La registrazione dei dati è iniziata dopo la scrupolosa saturazione del circuito di drenaggio, terminata la quale si chiude l'alimentazione esterna del serbatoio. In Figura 4.2.2 a) è riportato il volume d'acqua assorbito dal terreno durante l'imbibizione, calcolato dalla misura di abbassamento del livello d'acqua nel serbatoio. Dopo 14 ore la variazione di volume è risultata pari a 2 litri suddivisi in 0.195 lt, necessari a saturare la sabbia addensata di base, e 1.805 lt assorbiti dal caolino. Il calcolo della quantità di acqua presa dalla sabbia è fatto nell'ipotesi di completa saturazione del mezzo e comportamento rigido del materiale conoscendo l'indice dei vuoti, il peso specifico dei granuli e il contenuto d'acqua (4.1):

$$w = \frac{S_r \cdot e}{G_s} = \frac{1 \cdot 0.5}{2.7} = 0.1851 \quad (4.1)$$

$$P_w = \Delta w \cdot P_s = (w - w_0)_{sabbia} \cdot P_s = (0.1851 - 0.03)_{sabbia} \cdot 1270 \text{ gr} = 0.195 \text{ lt} \quad (4.2)$$

Noto il volume di acqua assorbito dalla sabbia è stato possibile calcolare la variazione di contenuto d'acqua (4.3) nel caolino e quindi stimare il grado di saturazione medio nel terreno al termine dell'imbibizione (4.4):

$$\Delta w = \frac{\Delta P_w}{P_s} = \frac{1805}{17530} = 0.103 \quad (4.3)$$

$$S_{r_{finale}} = \frac{w_{finale} \cdot G_s}{e} = \frac{(0.103 + 0.1467) \cdot 2.659}{0.93} = 0.714 \quad (4.4)$$

Nei conti speditivi dell'equazione (4.4) si è considerato costante l'indice dei vuoti, in realtà l'evoluzione dei cedimenti nel grafico di Figura 4.2.1 b) indica che al termine di questo processo il terreno sconta un modesto rigonfiamento al piano campagna di circa 3 mm. L'indice dei vuoti medio sullo strato risulta pari a 0.96, che porta ad un errore nella misura di Sr medio inferiore al 2%.

Tutti i sensori hanno misurato lo stesso spostamento nelle prime 3 ore, dopodiché lo spostamento della base del palo, linea viola in Figura 4.2.2 b), ha mostrato un deciso cambio di pendenza perché nel processo deformativo in atto il sensore D54 misura gli spostamenti di uno strato di spessore più modesto rispetto agli altri. Come atteso, inizialmente ha rigonfiato solo il terreno prossimo alla base mentre con il passare del tempo il progressivo avanzamento del fronte umido ha indotto deformazioni negli strati via via più superficiali del terreno.

Al piano campagna il terreno ha rigonfiato per tutta la durata della saturazione. Il sensore D25, a 42 mm dal bordo, è leggermente influenzato dalla presenza dello stesso, gli altri sensori invece hanno misurato uno spostamento uniforme.

In questa prova i tensiometri sono stati installati subito prima di iniziare il volo.

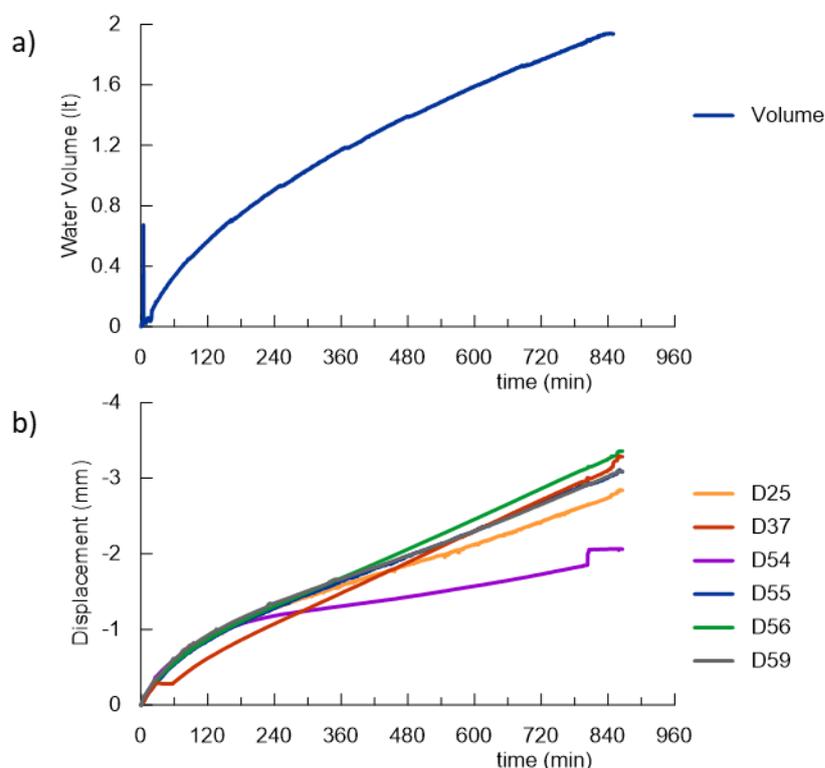


Figura 4.2.2: Test T_06: Andamento del volume d'acqua assorbito dal terreno e degli spostamenti in funzione del tempo.

4.2.1.1 Confronto con le altre prove

In Figura 4.2.3 si presenta il confronto tra la prova T_06, T_07 e T_08 aventi indice dei vuoti iniziale pari a 0.93, 0.75 e 0.75 rispettivamente. Nelle tre prove non si sono riscontrate significative differenze nel volume d'acqua assorbito, mentre il terreno più addensato ha misurato rigonfiamenti maggiori legati alla differente struttura: la maggiore densità raggiunta in fase di compattazione ha indotto uno stato di sovraconsolidazione maggiore rispetto al T_06. Come risultato la riduzione delle tensioni efficaci, legata alla riduzione di suzione, è avvenuta tutta in campo elastico, mentre per il modello con una struttura più aperta lo stesso processo ha prodotto deformazioni elasto-plastiche

dovute a modesti collassi per saturazione, anche in presenza di uno stato tensionale totale molto basso.

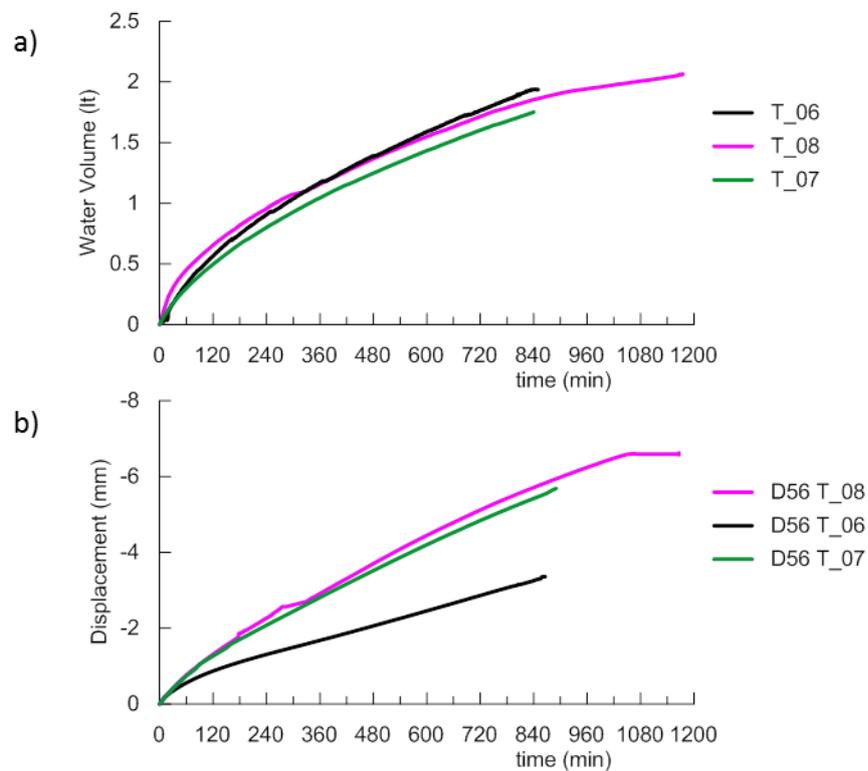


Figura 4.2.3: Confronto tra le prove T_06 ($e_0=0.93$) e T_08 ($e_0=0.75$).

Dato che la suzione dopo la compattazione è maggiore nei provini più addensati, al termine della fase di imbibizione le suzioni misurate dai tensiometri nel T_07 sono maggiori di quelle del T_06, specialmente in prossimità del piano campagna: Figura 4.2.4. Nell'immagine la linea blu rappresenta le condizioni stazionarie in volo mentre i punti neri, verdi e magenta sono le misure dei tensiometri per le prove T_06, T_07 e T_08 rispettivamente.

Durante l'imbibizione della prova T_08, a causa di un blocco momentaneo del sistema di valvole elettropneumatiche, è stata osservata una redistribuzione della suzione su tutta l'altezza del modello.

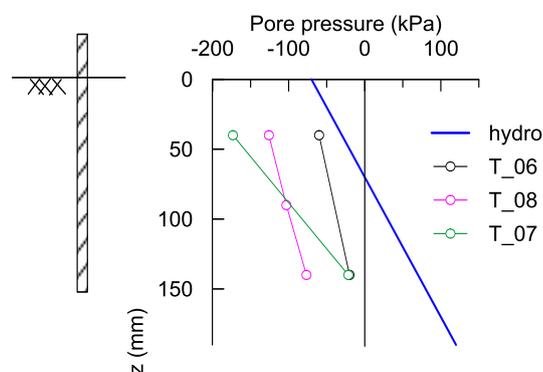


Figura 4.2.4: Misure di suzione nel terreno al termine della fase di imbibizione per le prove T_06 ($e_0=0.93$) e T_08 ($e_0=0.75$).

4.3 Volo e I^a consolidazione

In Figura 4.3.1 sono presentati i dettagli degli spostamenti e delle pressioni interstiziali relativi alla prima parte della prova (T_06: $e_0=0.93$).

Al piano campagna il terreno ha ceduto istantaneamente di circa 6 mm a causa dell'aumento del peso proprio e in seguito ha sviluppato i cedimenti di consolidazione indotti dal duplice effetto dell'aumento di stato tensionale e dell'applicazione della condizione idraulica al contorno (Figura 4.3.1a). I dati degli spostamenti al piano campagna sono omogenei: lo scarto tra i valori massimi e minimi è di 1 mm circa e il limite inferiore è rappresentato dal sensore D25 che risente lievemente dell'influenza del bordo. Al momento del carico orizzontale del palo il cedimento del piano campagna è di circa 9.5 mm.

In direzione assiale il palo può essere considerato come un elemento rigido e privo di peso, perciò il cedimento misurato in testa dal sensore D54 coincide con quello della base e quindi con il cedimento dello strato inferiore di terreno. Lo spostamento misurato in testa al palo si stabilizza, sul valore di 6 mm, prima degli spostamenti misurati a piano campagna del terreno.

Per effetto della messa in volo la pressione dell'acqua nella parte bassa del modello (sensore G) è aumentata repentinamente, raggiunto il picco le sovrappressioni hanno iniziato a dissiparsi stabilizzandosi in circa 2 ore. Nella porzione superiore del modello la suzione è aumentata leggermente per poi ridursi leggermente durante la consolidazione.

A causa di un problema elettrico la misura del sensore D* può essere considerata valida a partire dai 50 minuti dall'inizio della prova.

I tensiometri sembrano essere prossimi alla condizione di equilibrio ma il valore misurato si discosta molto da quello atteso, rappresentato dalle linee tratteggiate in Figura 4.3.1. L'incremento di gravità sembra aver alterato le misure degli strumenti, tale aspetto è ancora in fase di approfondimento.

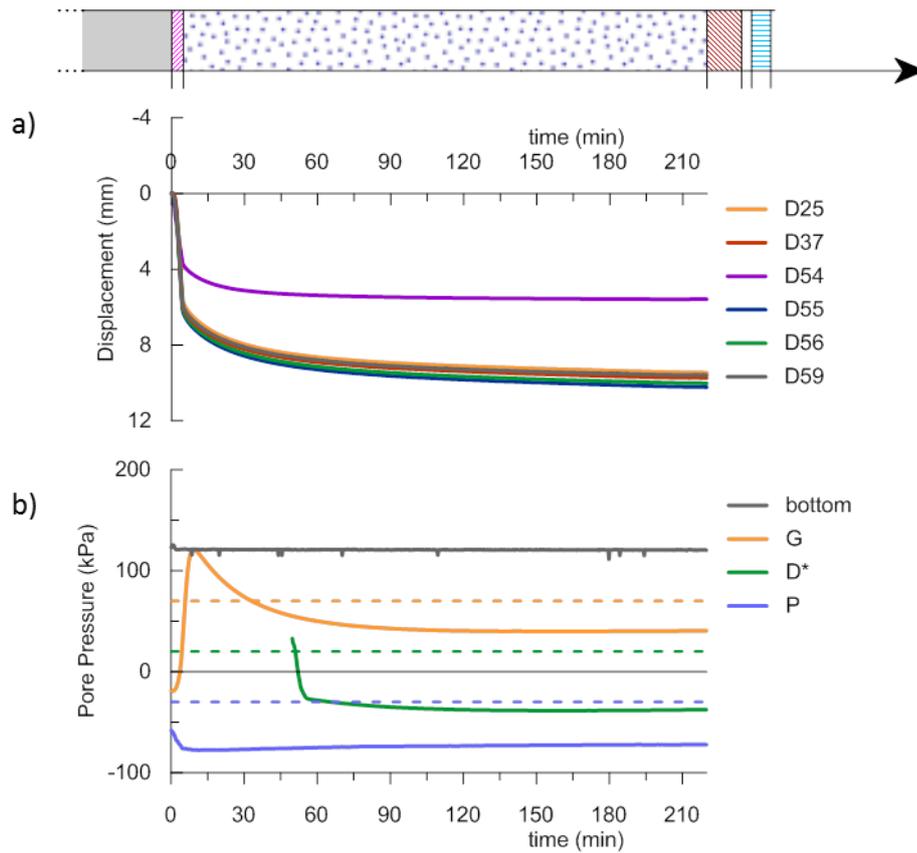


Figura 4.3.1: Dettaglio della messa in volo e I^a consolidazione per la prova T_06: spostamenti verticali e pressioni interstiziali.

I diagrammi cedimenti-tempo, in scala semilogaritmica relativi alla sola fase di consolidazione, riportati in Figura 4.3.2 indicano che il terreno è prossimo al termine della consolidazione: le curve rappresentative del terreno mostrano il tipico andamento ad s a doppia concavità anche se il ramo asintotico delle deformazioni viscose è appena accennato. Il terreno al di sotto della base del palo consolida molto più velocemente grazie al minor percorso di filtrazione.

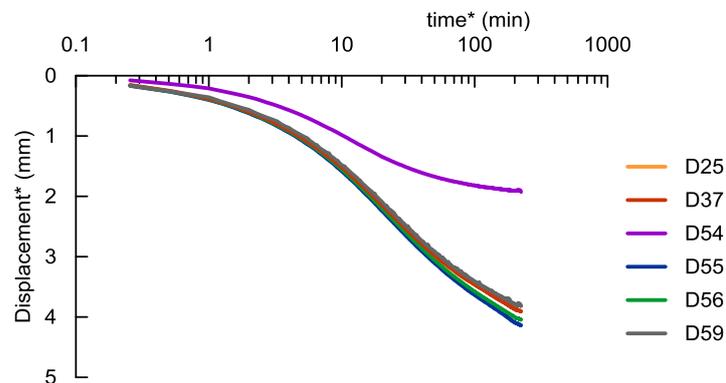


Figura 4.3.2: Dettaglio temporale dell'evoluzione dei cedimenti durante la consolidazione, T_06.

Gli andamenti della pressione dell'acqua (Figura 4.3.3, piano semilogaritmico) confermano quanto osservato sui cedimenti: nella parte inferiore del modello (sensore G) il terreno ha raggiunto le

condizioni di equilibrio mentre nella parte superiore la pressione dell'acqua non ha ancora raggiunto l'equilibrio (sensore P).

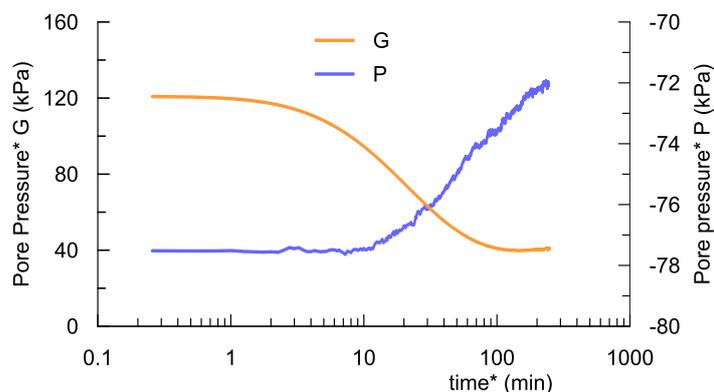


Figura 4.3.3: Dettaglio temporale dell'evoluzione delle pressioni interstiziali durante la consolidazione, T_06.

4.3.1.1 Confronto con le altre prove

I cedimenti di consolidazione relativi alla messa in volo e all'imposizione della condizione idraulica alla base dello strato di sabbia sono presentati in Figura 4.3.4 e Figura 4.3.5, insieme alle distribuzioni di pressione interstiziale prima del carico del palo. La prima figura fa riferimento alle prove in cui la falda è stata applicata a $z_{wp} = 70$ mm dal piano campagna: T_06, T_07, T_08. Gli andamenti temporali degli spostamenti sembrano indicare che, in questo caso, il terreno non sia distante dalle condizioni di equilibrio idraulico. In particolare, il terreno più addensato sembra avere raggiunto un grado di consolidazione maggiore (T_07 e T_08). Probabilmente in questo terreno prevale l'aumento di rigidità dovuto alla struttura più chiusa che fa aumentare c_v . Le misure dei tensiometri sono in contrasto con questo dato, sono necessari ulteriori approfondimenti sull'effetto dell'aumento di gravità sulla risposta di questi strumenti.

Come atteso i cedimenti sono stati minori per i terreni più addensati.

La seconda figura riporta i dati delle prove in cui la superficie libera viene imposta al piano campagna sin dall'inizio: T_05 e T_09. Per entrambi i modelli il processo di consolidazione è lungi dall'essere terminato, anche se per il T_05 le pressioni interstiziali misurate sono molto prossime ai valori stazionari imposti.

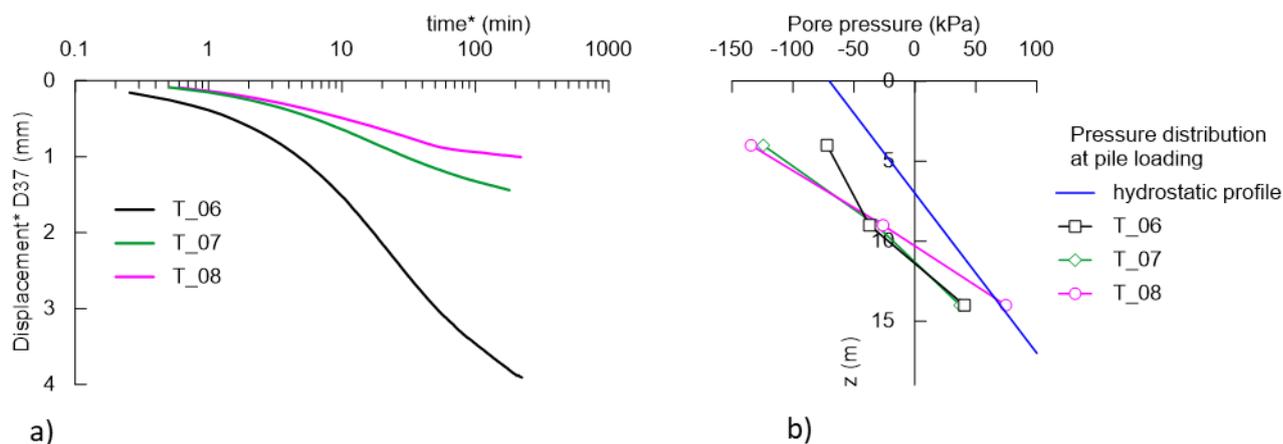


Figura 4.3.4: Confronto tra i cedimenti di consolidazione e le pressioni interstiziali al momento del carico del palo per la falda a 70 mm dal pc (T_06, T_07, T_08).

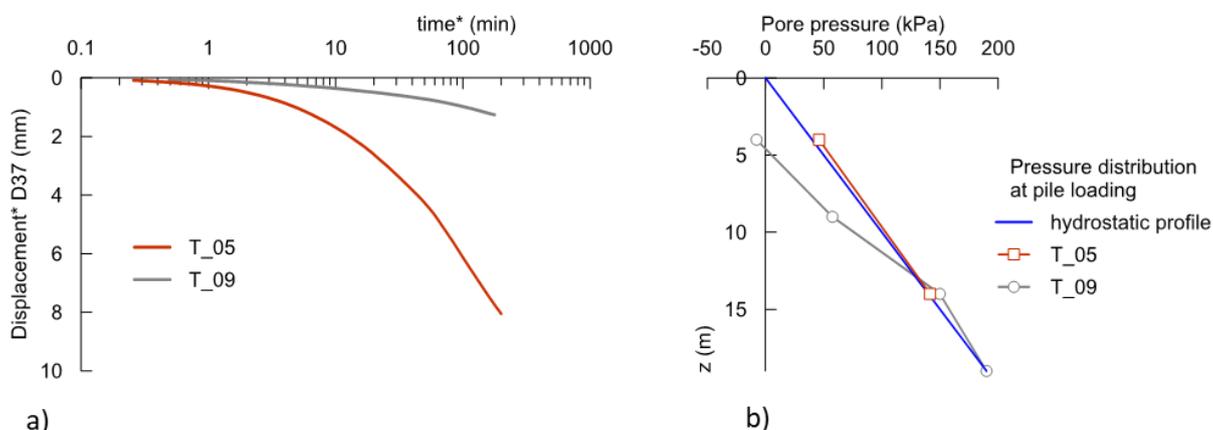


Figura 4.3.5: Confronto tra i cedimenti di consolidazione e le pressioni interstiziali al momento del carico del palo per la falda al pc (T_05, T_09).

4.4 Carico del palo in un terreno parzialmente saturo

Il carico del palo è stato effettuato a controllo di spostamento ad una velocità di 0.003 mm/s fino a raggiungere uno spostamento, nel punto di applicazione della forza, pari al 30% del diametro del palo.

Gli andamenti temporali delle grandezze misurate sono riportate in Figura 4.4.1 e Figura 4.4.2. La forza e i momenti flettenti sono aumentati poco meno che linearmente (Figura 4.4.1 c) e d)), per questi ultimi, l'entità dell'incremento dipende dalla posizione dell'estensimetro.

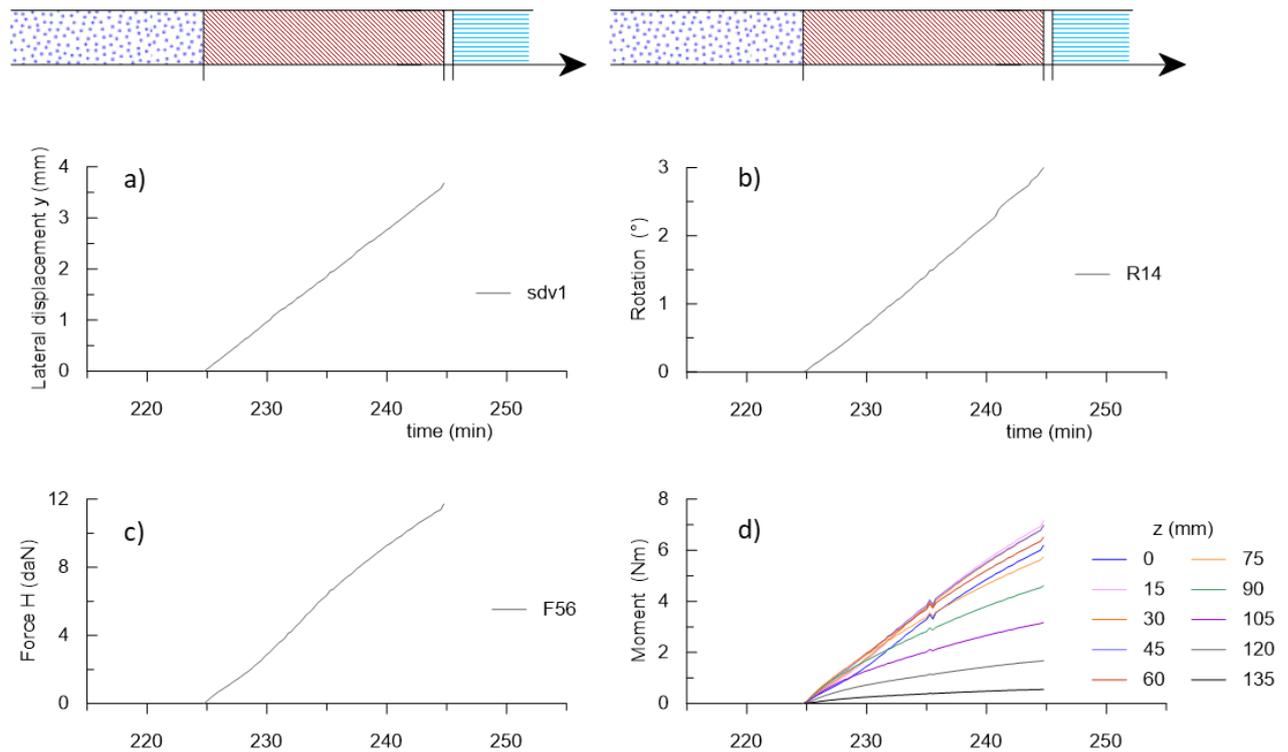


Figura 4.4.1: Test_06 evoluzione temporale delle grandezze misurate sul palo durante il carico: a) Spostamento in testa; b) Rotazione in testa; c) Forza applicata in testa; d) Momenti lungo il fusto.

L'aumento di spostamento verticale del palo durante il carico (D54, linea viola in Figura 4.4.2 a)) non è un cedimento effettivo ma è la diretta conseguenza dello spostamento orizzontale applicato che allontana la testa del palo dal punto di misura del sensore D54 (schema di Figura 3.5.2). In questa fase non sono stati osservati sollevamenti nel terreno a tergo del palo (sensori D55, D56 in Figura 4.4.2 a)). Tutti gli andamenti hanno mantenuto la stessa pendenza del tratto di consolidazione precedente.

I tensiometri non hanno misurato alcuna variazione di pressione dell'acqua Figura 4.4.2 b)).

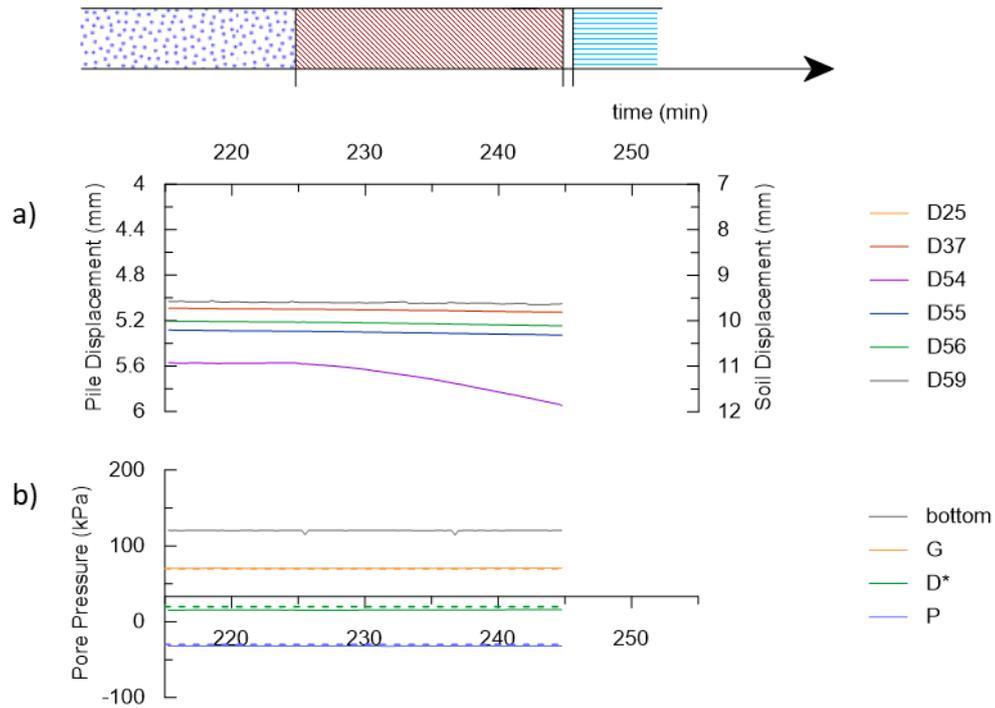


Figura 4.4.2: Test_06 evoluzione temporale delle grandezze misurate nel terreno e sul palo: a) Spostamento verticale del palo e del terreno; b) Pressioni interstiziali.

4.4.1 Relazione Forza-spostamento-Momento Massimo

La curva forza spostamento ottenuta nel Test_06 è rappresentata nel primo grafico in Figura 4.4.3, mentre nel secondo si riporta la curva forza-momento massimo: per $y=120$ mm, corrispondenti al 10% del diametro, il sistema palo terreno inizia a mostrare le prime, modeste, non linearità dovute alla progressiva plasticizzazione del terreno. La relazione carico momento massimo sembra invece essere lineare.

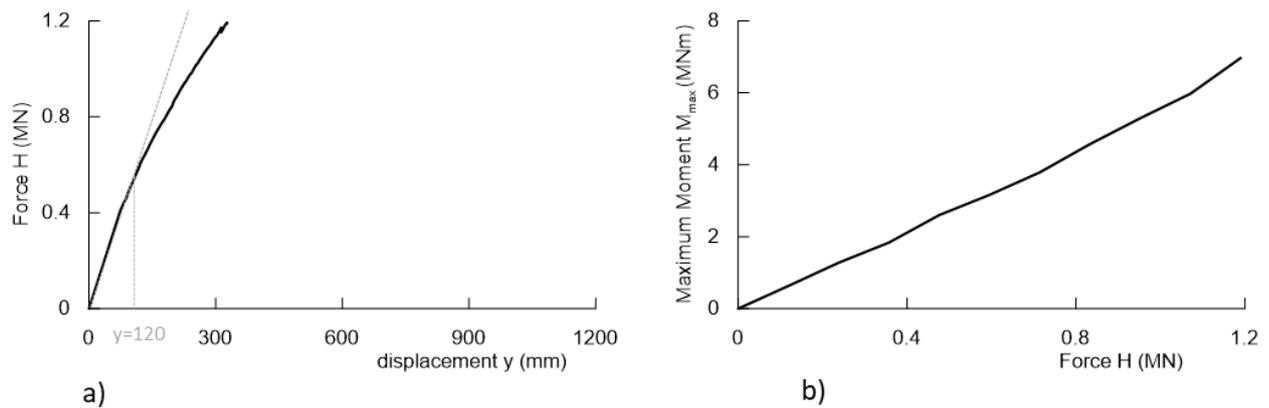


Figura 4.4.3: Test_06: Relazione Forza spostamento e Forza momento massimo alla scala del prototipo.

4.4.2 Comportamento flessionale del palo

Il diagramma dei momenti è stato ottenuto grazie ai 10 estensimetri installati sul palo, in Figura 4.4.4 sono riportate alcune delle curve corrispondenti a diversi livelli di carico. Gli estensimetri sono

rappresentati dai punti bianchi in Figura 4.4.4 mentre le curve continue sono state ricavate interpolando i dati con una spline di quinto grado con un codice scritto in Python. La versione originale è stata fornita dall'IFSTTAR, in questo lavoro il codice è stato modificato considerando la diversa articolazione della prova.

A causa dell'elevata rigidezza flessionale EI del palo, il diagramma dei momenti si chiude solo alla base, il comportamento è stato quindi ritenuto intermedio tra un palo rigido e un palo flessibile. Il momento massimo è stato trovato a 4 metri dal piano campagna. Dato che in questa prova le non linearità del terreno sono modeste non si è rilevata una traslazione verso il basso della posizione del momento massimo all'aumentare della forza applicata.

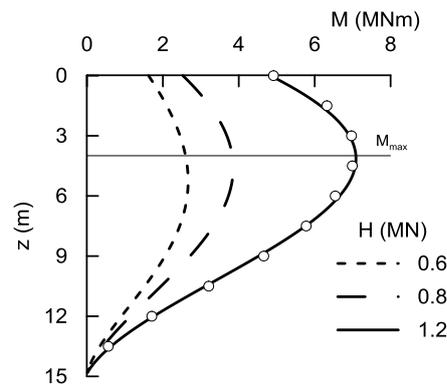


Figura 4.4.4: T_06: Diagramma dei momenti per diversi valori della forza applicata.

4.4.3 Principio di costruzione delle curve P-y

Le curve P-y sperimentali sono ricavate a partire dai momenti flettenti misurati lungo il palo, dallo spostamento e dalla rotazione in testa al palo per diversi livelli di carico. A partire dall'equazione della linea elastica (4.5) è possibile ottenere per doppia derivazione le pressioni agenti sul palo in funzione della profondità (4.6) e per doppia integrazione gli spostamenti lungo il palo (4.7). Il metodo soffre di alcune limitazioni già evidenziate nel paragrafo 2.1.3.1, ma offre un utile strumento di progettazione in grado di cogliere gli aspetti fondamentali del problema in esame.

$$M(z) = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (4.5)$$

$$P(z) = \frac{d^2 M(z)}{dz^2} \quad (4.6)$$

$$y(z) = \iint \frac{M(z)}{E_p I_p} dz dz + C_1 z + C_2 \quad (4.7)$$

Le due costanti di integrazione C_1 e C_2 sono state calcolate imponendo le opportune condizioni al contorno all'equazione (4.7). Una riguarda lo spostamento in testa, noto ad ogni istante di tempo,

per l'altra è possibile ipotizzare lo spostamento nullo al piede del palo ($y_{z=15m} = 0$) o sfruttare la rotazione in testa, in questa sezione si presentano i risultati ottenuti con l'ipotesi di spostamento nullo.

I risultati della procedura appena descritta sono rappresentati in Figura 4.4.5: la forma del diagramma degli spostamenti mette in luce come l'ipotesi di spostamento nullo alla base del palo sia troppo forte.

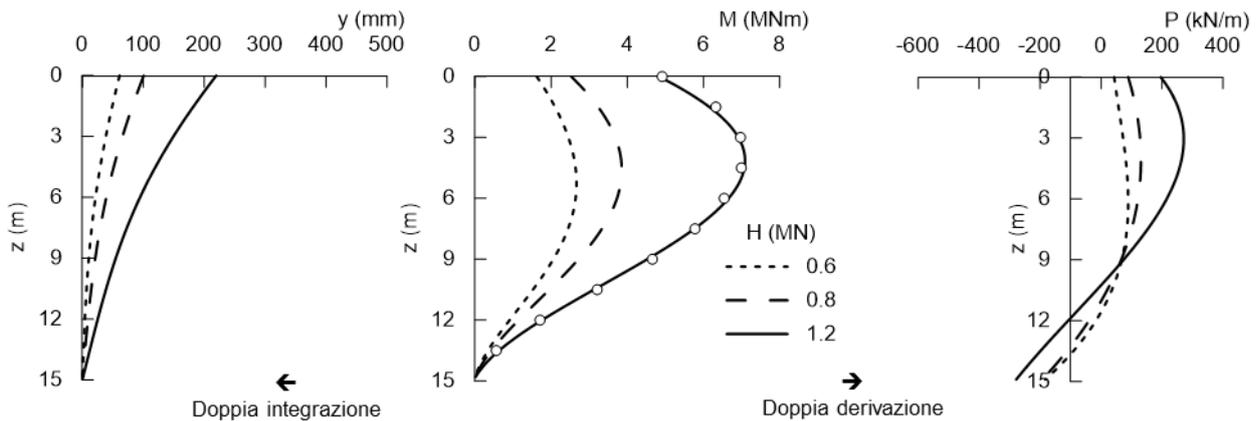


Figura 4.4.5: Test_06: Spostamenti, Momenti flettenti e Pressioni lungo il fusto del palo.

4.5 Innalzamento della superficie libera e II^a consolidazione

Grazie al sistema di valvole elettropneumatiche è stato innalzato il livello d'acqua nel serbatoio esterno portando la pressione alla base dello strato di sabbia da 120 a 190 kPa come rappresentato dalla linea grigia in Figura 4.5.1 b). In questa fase il carico è stato mantenuto costante a 12 daN (1.2 MN alla scala del prototipo).

I tensiometri hanno seguito la variazione della condizione al contorno con un ritardo proporzionale alla distanza dello strumento dal contorno drenante, Figura 4.5.1 b). Al termine della prova, nonostante non sia stato raggiunto uno stato di equilibrio, tutti gli strumenti hanno correttamente letto i 70 kPa di Δu applicati. A causa dei problemi evidenziati nel paragrafo 4.3 i valori misurati sono diversi da quelli teorici.

In seguito alla risalita della falda da -70 mm al piano campagna il terreno ha continuato a cedere leggermente: la parte superiore del modello (dal pc ai 70 mm circa di profondità) ha scontato deformazioni volumetriche positive.

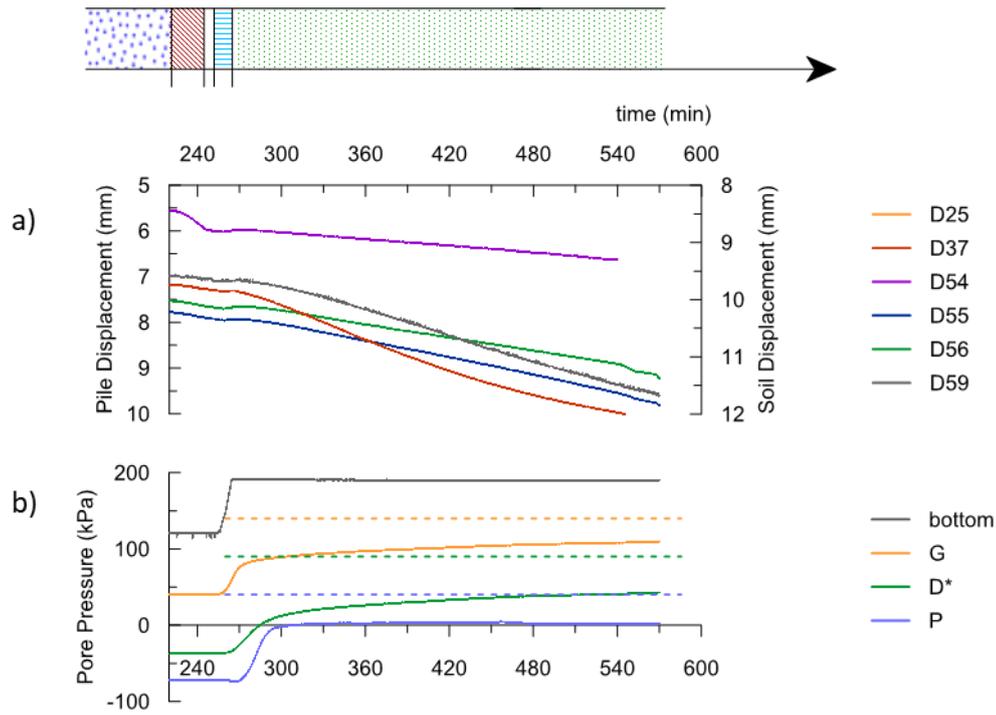


Figura 4.5.1: Test_06 innalzamento della s.l.: a) Spostamenti verticali; b) pressioni interstiziali.

Il terreno che si trovava sotto falda ha rigonfiato (poco) a causa della riduzione delle tensioni efficaci: sottraendo alla misura del sensore D54, (linea viola in Figura 4.5.1 a)) l'aliquota di spostamento verticale legata allo spostamento orizzontale del palo ($\delta_v = \delta_h \cdot \tan(\theta)$) è emerso che la parte inferiore del modello (da 150 a 180 mm dal pc) non solo non ha ceduto, ma anzi ma è stato misurato un leggero rigonfiamento come mostrato dalla linea gialla in Figura 4.5.2. Nella formula appena citata l'angolo θ è quello misurato dal sensore R14 mentre δ_h è la misura di del sensore SDV1.

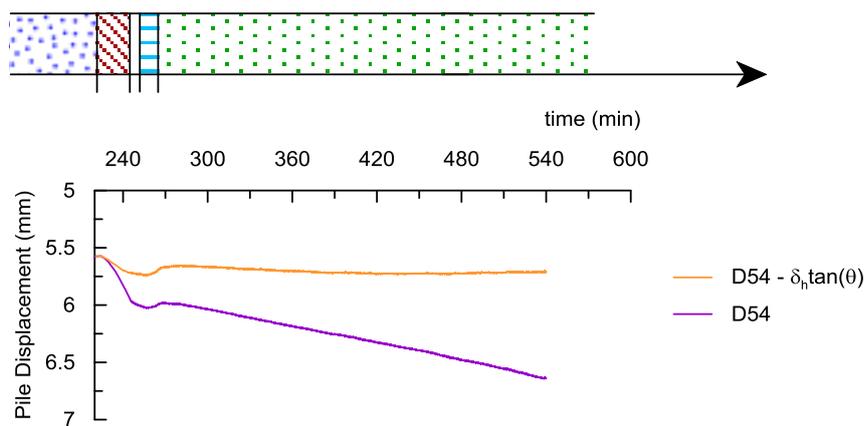


Figura 4.5.2: T_06: dettaglio dello spostamento verticale del palo durante le fasi di carico, risalita della s.l. e successiva consolidazione.

4.5.1.1 Confronto con le altre prove

In questo paragrafo si commentano gli andamenti temporali dei cedimenti del terreno osservati nella seconda fase di consolidazione a seguito dell'innalzamento della superficie libera. I risultati sono esposti in Figura 4.5.3 a) e b), e mettono in luce come in nessuna delle prove si sia raggiunto uno stazionario.

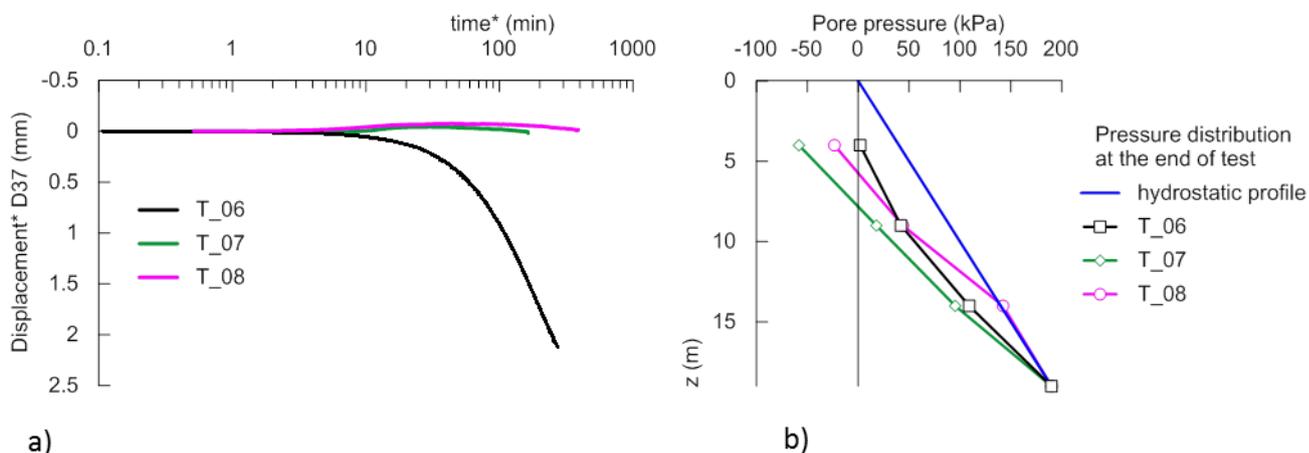


Figura 4.5.3: Confronto tra i cedimenti di consolidazione e le pressioni interstiziali al momento del carico del palo per la falda a 70 mm dal pc (T_06, T_07, T_08).

Nelle prove T_07 e T_08 ($e_0=0.75$) la misura integrale degli spostamenti al piano campagna è un modesto rigonfiamento legato al minor indice dei vuoti di partenza.

L'evoluzione degli incrementi di pressione, normalizzate rispetto alla Δu imposta di 70 kPa, presentate in Figura 4.5.4 hanno confermato che il terreno non ha raggiunto le condizioni di equilibrio in nessuna delle prove. Gli andamenti proposti indicano che la prova T_08 ha raggiunto il grado di consolidazione più alto. In tutte le prove, il sensore P posizionato a 40 mm dal pc, ha registrato una variazione di pressione normalizzata maggiore di 1.

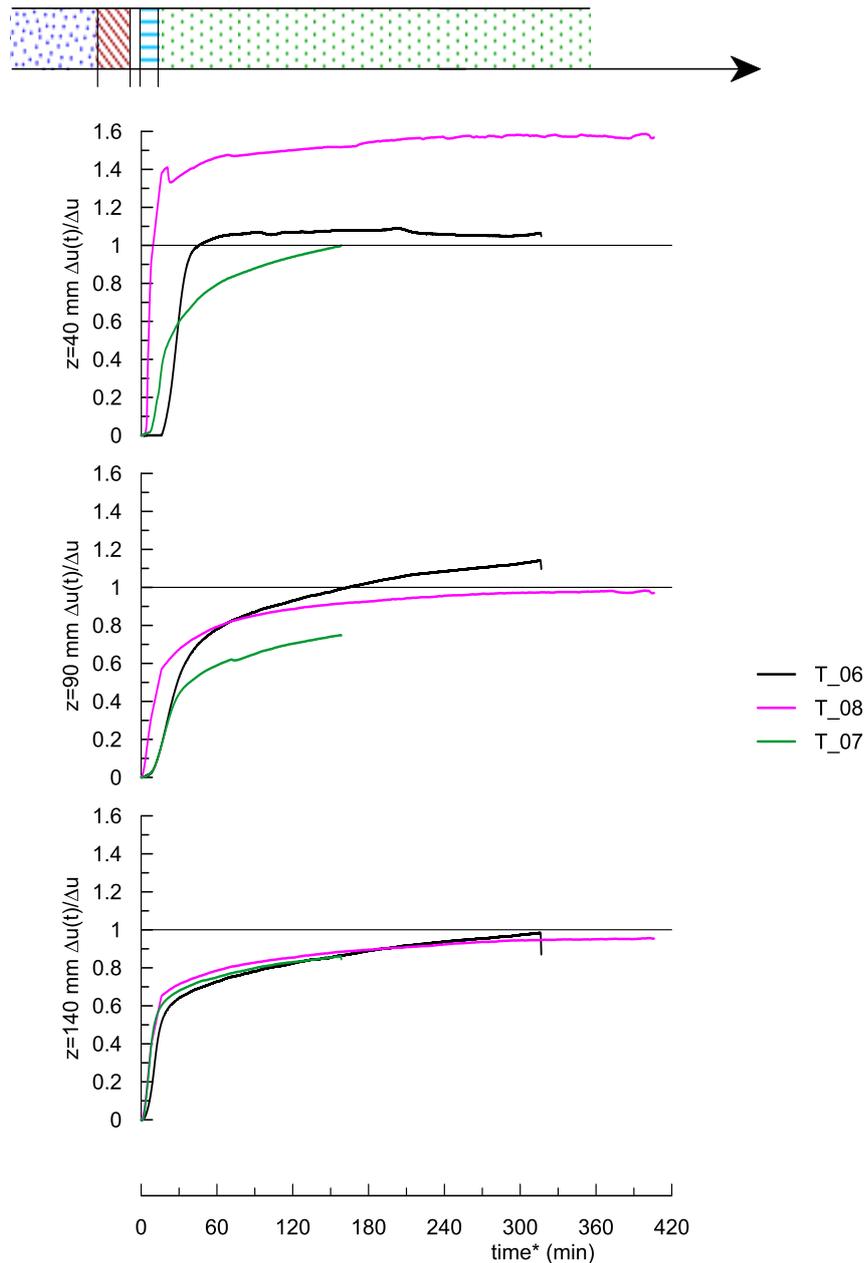


Figura 4.5.4: Variazione di pressione normalizzata nelle diverse prove, alle diverse quote.

4.5.2 Saturazione a carico costante: effetti sul palo

L'annullamento della suzione legato alla risalita della falda ha provocato una riduzione della rigidità del terreno, come risultato il palo si è spostato ulteriormente a parità di carico applicato. I dati relativi al palo sono riportati in Figura 4.5.5.

Dopo aver aumentato la pressione dell'acqua alla base di 70 kPa il modello è stato lasciato consolidare per i successivi 340 minuti.

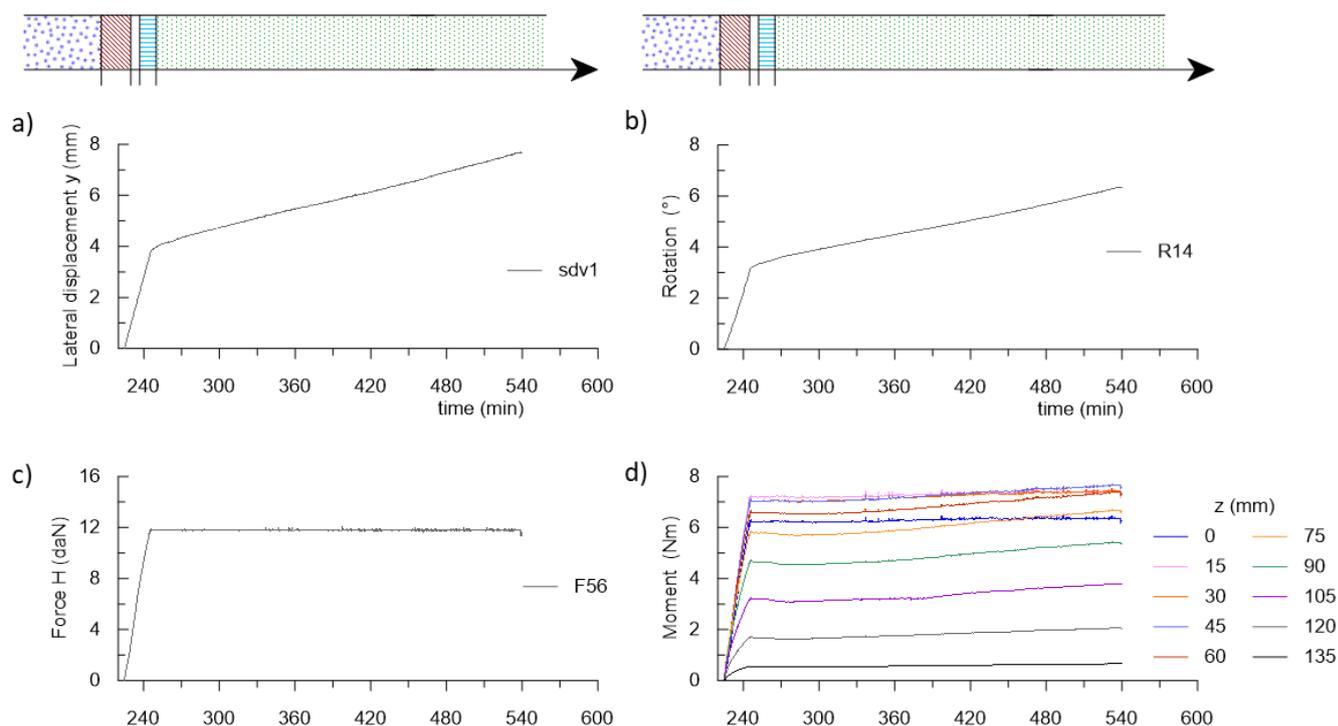


Figura 4.5.5: Test_06 evoluzione temporale delle misure sul palo: a) Spostamento in testa; b) Rotazione in testa; c) Forza applicata in testa; d) Momenti lungo il fusto.

Lo spostamento e la rotazione in testa, grafico a) e b) di Figura 4.5.5, sono aumentati del 200%, passando rispettivamente da 4 a 8 mm (scala modello) e da 3.2 a 6.4 gradi. I momenti lungo il palo sono risultati meno influenzati dalla variazione delle condizioni idrauliche, la massima variazione registrata è stata del 30%. L'evoluzione temporale di queste grandezze è stata diversa: lo spostamento e la rotazione in testa sono cresciuti con continuità per tutta la durata della prova, mentre gli estensimetri hanno registrato una variazione significativa solo dopo un'ora e trenta minuti dall'inizio della saturazione. Nessuna delle misure tende ad un valore stabile anzi la pendenza è aumentata col procedere della prova indicando così l'inizio di un principio di instabilità del sistema palo terreno: passando dalla parziale saturazione alla completa saturazione il sistema non è stato più in grado di trovare un equilibrio con le forze esterne agenti e si è andati verso il collasso globale dell'opera, con un atto di moto quasi rigido.

Questo risultato è strettamente legato alla rigidità relativa iniziale palo-terreno: il palo infatti non aveva un comportamento flessibile propriamente detto. Il palo quindi ha reagito alla sollecitazione con tutta la sua lunghezza e, durante la saturazione, al sistema sono mancate le riserve di resistenza cui attingere avendole impiegate tutte sin dall'inizio.

La relazione forza spostamento è presentata in Figura 4.5.6, una valutazione speditiva della rigidità secante K prima e dopo la saturazione indica che questa si è dimezzata passando da un valore iniziale di 3.75 MN/m a un valore finale di 1.76 MN/m.

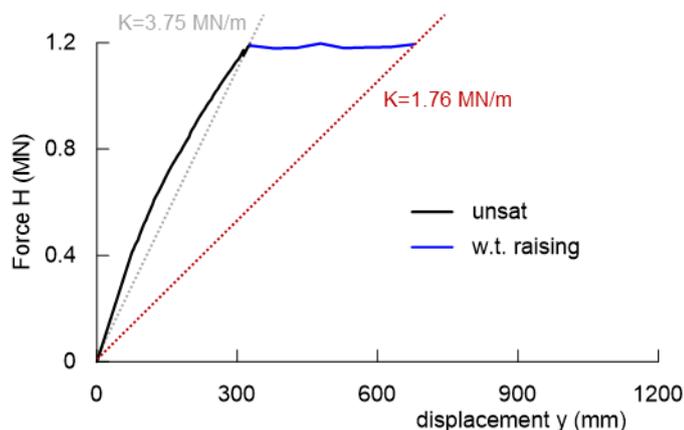


Figura 4.5.6: Test_06: Curva forza spostamento in fase di carico e saturazione.

I momenti non sono cambiati in maniera omogenea lungo il fusto del palo: la riduzione di rigidezza del terreno ha indotto una redistribuzione degli sforzi verso la base del palo e le massime variazioni si sono localizzate tra i 5 e i 10 metri di profondità. Nella parte superiore invece i momenti non sono cambiati significativamente perché il terreno ha raggiunto le condizioni di rottura a causa della riduzione delle tensioni efficaci. Confrontando la distribuzione dei momenti prima e dopo la saturazione, linee nere e blu continue nel grafico centrale di Figura 4.5.7, si vede che il momento massimo è aumentato e si sposta più in profondità di circa un diametro passando da 4 a 5.5 metri.

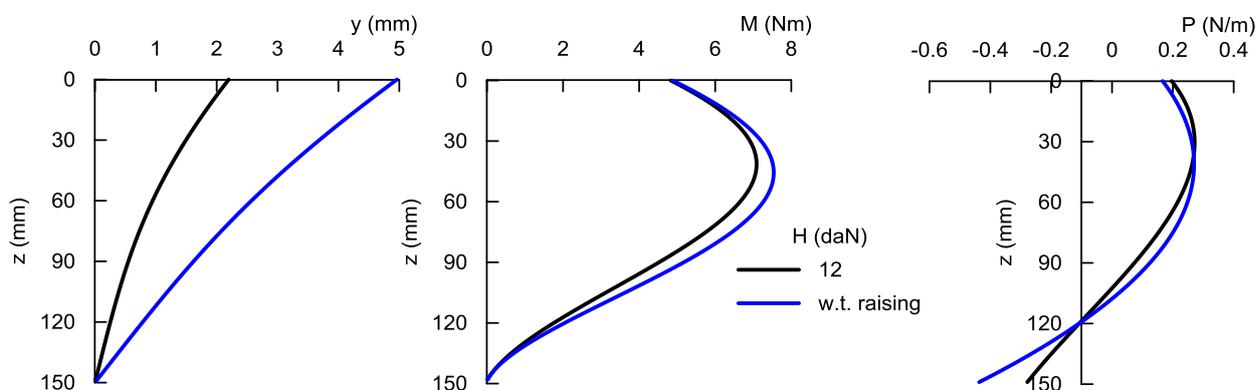


Figura 4.5.7: Test_06: Effetto della risalita della superficie libera sugli spostamenti, i momenti e le pressioni lungo il fusto del palo.

In prossimità del piano campagna, le pressioni nel terreno sono diminuite per aumentare leggermente nella zona centrale del palo. La variazione di rigidezza è stata particolarmente importante nel profilo degli spostamenti lungo il palo: il campo di spostamenti descritto dalla linea blu è molto vicino ad un atto di moto rigido, tra la curva nera continua e la curva blu la curvatura della sezione si riduce notevolmente. In seguito alla saturazione l'ipotesi di spostamento nullo al piede è risultata ancora più forte.

4.5.2.1 Estensione del meccanismo deformativo

Attraverso i 3 sensori disposti lungo l'asse di applicazione del carico è stato possibile misurare l'eventuale innalzamento del terreno in seguito alla prova di carico sul palo stesso. In Figura 4.5.8 si riporta nel primo grafico lo spostamento orizzontale del palo mentre nel secondo sono diagrammati gli incrementi di spostamento verticale misurati nel terreno a partire dall'inizio della fase di carico.

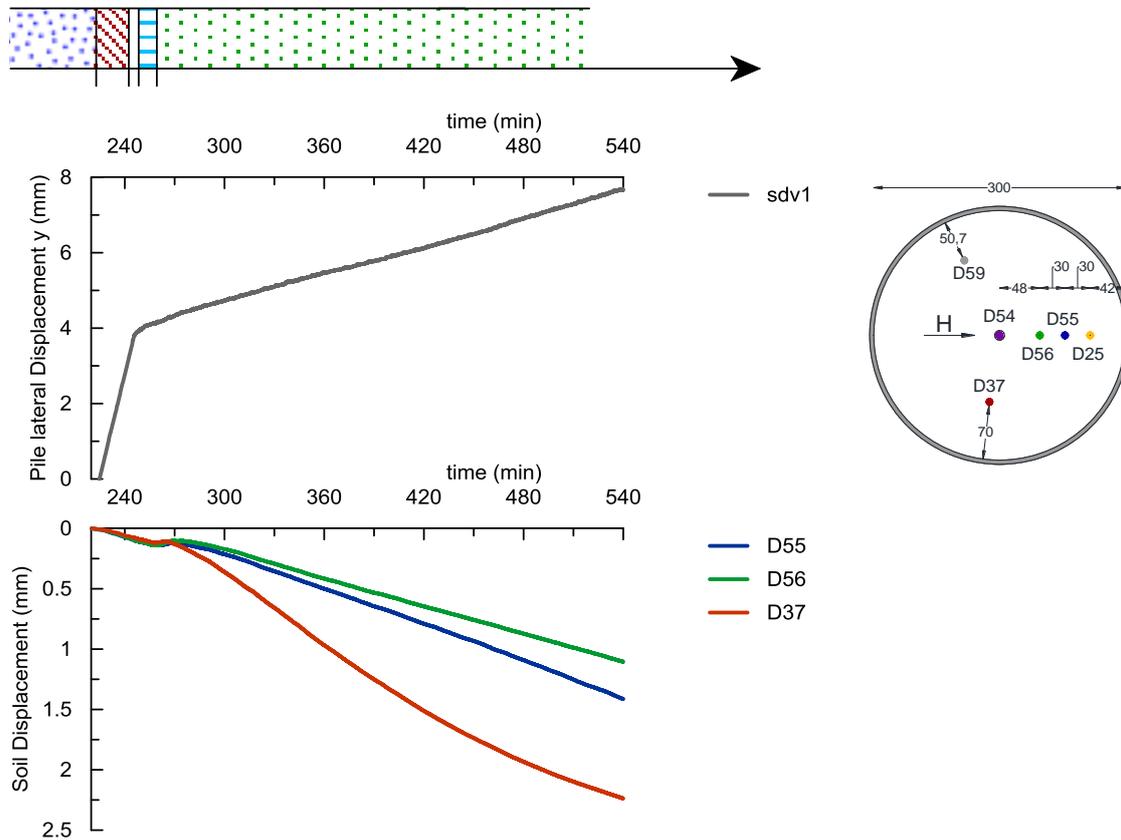


Figura 4.5.8: Test_06: Misura degli spostamenti verticali del terreno in seguito allo spostamento del palo.

Il sensore di D37 è stato considerato rappresentativo delle condizioni di campo libero per il terreno, esso si trovava infatti a 70 mm dal bordo; in una posizione dove non si sono risentiti gli effetti del carico del palo. Nella fase di carico nessuno degli LVDT ha registrato un innalzamento perché il palo si è spostato poco ($y=4$ mm ovvero il 30% del diametro). Durante la consolidazione successiva all'innalzamento della s.l. invece il terreno a valle del palo (D56 e D55) ha ceduto di meno rispetto al terreno in condizioni di campo libero, e che tale riduzione è stata maggiore per il sensore più vicino al palo.

4.6 Carico del palo: confronti tra le prove

Nella prima parte del capitolo sono stati descritti gli aspetti principali di una prova (T_06) e i metodi utilizzati per interpretare i risultati. Inoltre sono stati presentati i confronti con le altre prove per quanto riguarda il grado di consolidazione raggiunto dal terreno durante le varie fasi delle prove. In

questa sezione si comparano i dati relativi al comportamento del palo per i diversi test eseguiti. Le prove T_07 e T_08 sono state sviluppate come il T_06 cambiando la densità iniziale del terreno compattato. A causa del surriscaldamento eccessivo la centrifuga è andata in panne nel corso del T_07 quindi si è ritenuto necessario ripetere la prova nel T_08. Le prove di carico sul terreno completamente saturo (T_05 e T_09) forniscono le curve forze spostamento di riferimento con cui è stato possibile confrontare le soluzioni ottenute negli altri test.

I dati vengono presentati sottolineando l'influenza dell'indice dei vuoti iniziale e_0 e della posizione della superficie libera sul carico del palo. In un secondo momento si analizza l'effetto della risalita della falda.

4.6.1 Influenza dell'indice dei vuoti iniziale

La rigidezza relativa palo terreno è il parametro che maggiormente ha influenzato la risposta del sistema, in questo lavoro sperimentale le caratteristiche del palo sono rimaste le stesse perciò la variazione di rigidezza relativa si è ridotta alla variazione della rigidezza del terreno. In termini generali, quest'ultima è funzione dell'indice dei vuoti e , dello stato tensionale efficace p' , della storia tensionale OCR e naturalmente delle caratteristiche di compressibilità λ e κ (4.8):

$$E' = f(e, p', OCR, \lambda, \kappa) \quad (4.8)$$

Facendo riferimento al mezzo saturo, nel caso in esame, p' e la compressibilità del terreno non hanno influenzato le variazioni di rigidezza perché è stato usato lo stesso materiale sottoposto al medesimo stato tensionale e alle stesse condizioni idrauliche al contorno (falda al pc).

I parametri in gioco sono quindi le proprietà di stato del materiale (e , OCR), le curve carico-spostamento in un mezzo saturo, in Figura 4.6.1, evidenziano l'influenza di questi fattori sulla risposta: per un indice dei vuoti inferiore il sistema è decisamente più rigido e più resistente. Per $e_0=0.75$ la rigidezza secante, calcolata per uno spostamento pari al 10% del diametro, è 2.53 volte maggiore di quella ottenuta per $e_0=0.93$. La forma stessa delle curve è molto diversa, la curva grigia ha mantenuto un andamento lineare fino a $y/D=25\%$ mentre la curva rossa ha manifestato un comportamento marcatamente non lineare sin dalle prime fasi di carico.

L'ampiezza del ramo lineare dipende dal grado di sovraconsolidazione del materiale, ovvero da quanta parte del percorso di carico avviene in campo elastico e quanto in campo elastoplastico. Alcune simulazioni preliminari sull'evoluzione dello stato del terreno durante il volo indicano che per indici dei vuoti elevati, la combinazione degli effetti indotti dall'incremento di g e dalla saturazione del mezzo portano il terreno in condizioni di normale consolidazione, mentre con strutture più chiuse, il terreno si trova alla fine in condizioni di sovraconsolidazione.

Nessuna delle due curve ha raggiunto un asintoto orizzontale, per cui è difficile definire un valore ultimo della resistenza. Utilizzando il metodo proposto dalle linee guida dell'SOLCYP (2017) esposto in Figura 4.6.2 a) si è ottenuto un valore di H_{lim} pari a 0.27 e 1.0 MN per $e_0=0.93$ e 0.75 rispettivamente. Il rapporto di spostamento normalizzato y/D , corrispondente ad H_{lim} , è risultato uguale al 22.5% in entrambi i casi.

La proposta delle linee guida SOLCYP fornisce una rottura convenzionale, non troppo rigorosa, ma in linea con le indicazioni di letteratura (Broms suggerisce di calcolare H_{lim} per $y/D=20\%$).

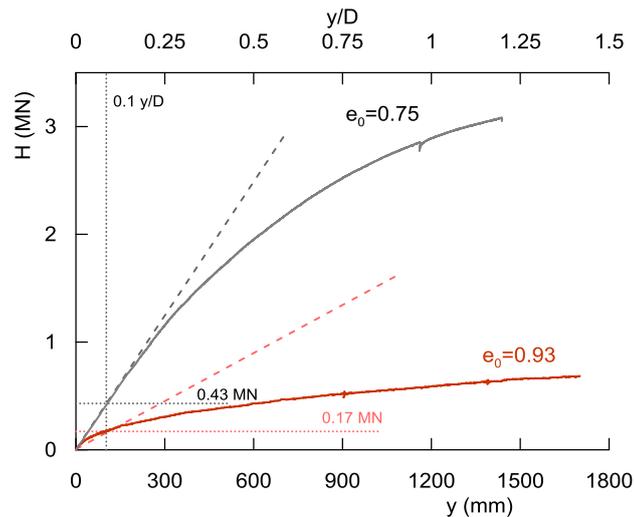


Figura 4.6.1: Effetto dell'indice dei vuoti iniziale sulla curva forza spostamento, mezzo saturo.

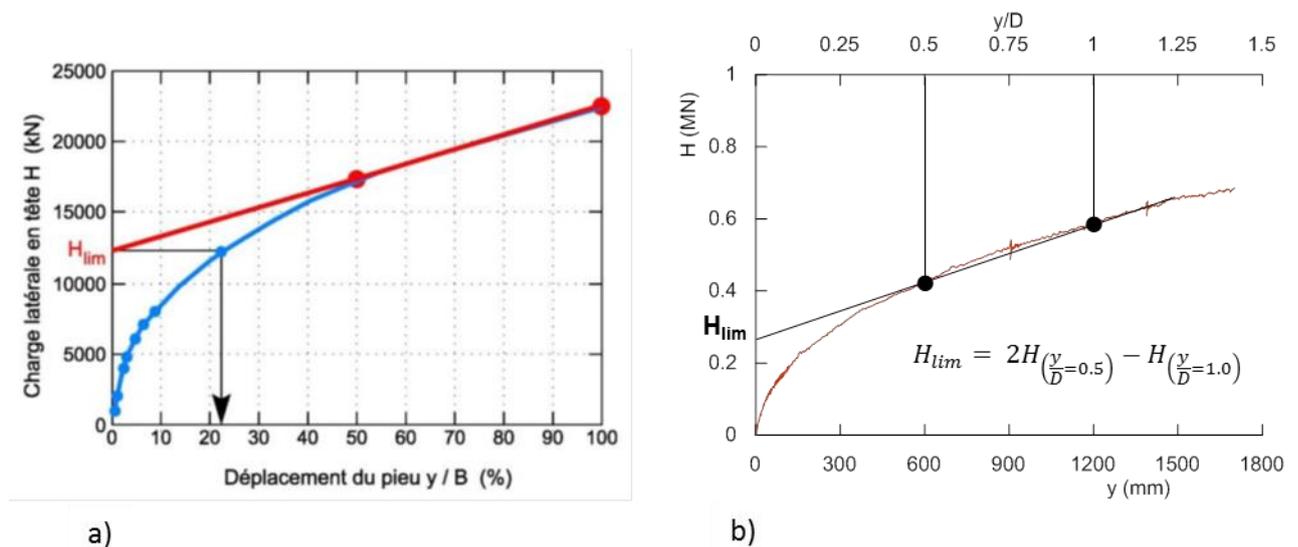


Figura 4.6.2: a) Proposta di calcolo del carico limite di un palo soggetto ad azioni orizzontali (da Garnier 2017); b) Calcolo H_{lim} per T_05.

4.6.2 Influenza della parziale saturazione

Il pali soggetti ad azioni orizzontali interagiscono con gli strati più superficiali del terreno. Nei test T_06 e T_08 i primi 7 metri di terreno si sono trovati al di sopra della superficie libera e hanno

goduto quindi di un incremento di stato tensionale isotropo pari a S_r^*s la cui influenza varia sia con la profondità, che governa il valore di s , che con la forma della curva di ritenzione che controlla il contributo del grado di saturazione.

Come risultato, la risposta del sistema è stata globalmente più rigida per le due configurazioni di indice dei vuoti sperimentate: dalla densità iniziale è dipeso l'entità del guadagno di rigidità, come è ben rappresentato in Figura 4.6.3. Il grafico di sinistra fa riferimento all'indice dei vuoti $e_0=0.93$ mentre quello di destra si riferisce a $e_0=0.75$. Nel primo caso il terreno non saturo è risultato 3 volte più rigido del corrispondente saturo, mentre nel secondo è solo 1.6 volte maggiore.

Queste differenze sono coerenti con quanto osservato sperimentalmente in laboratorio: l'influenza dei menischi sulla rigidità, a parità di suzione, è messa in risalto nelle strutture particolarmente aperte piuttosto che in mezzi a porosità relativamente ridotta.

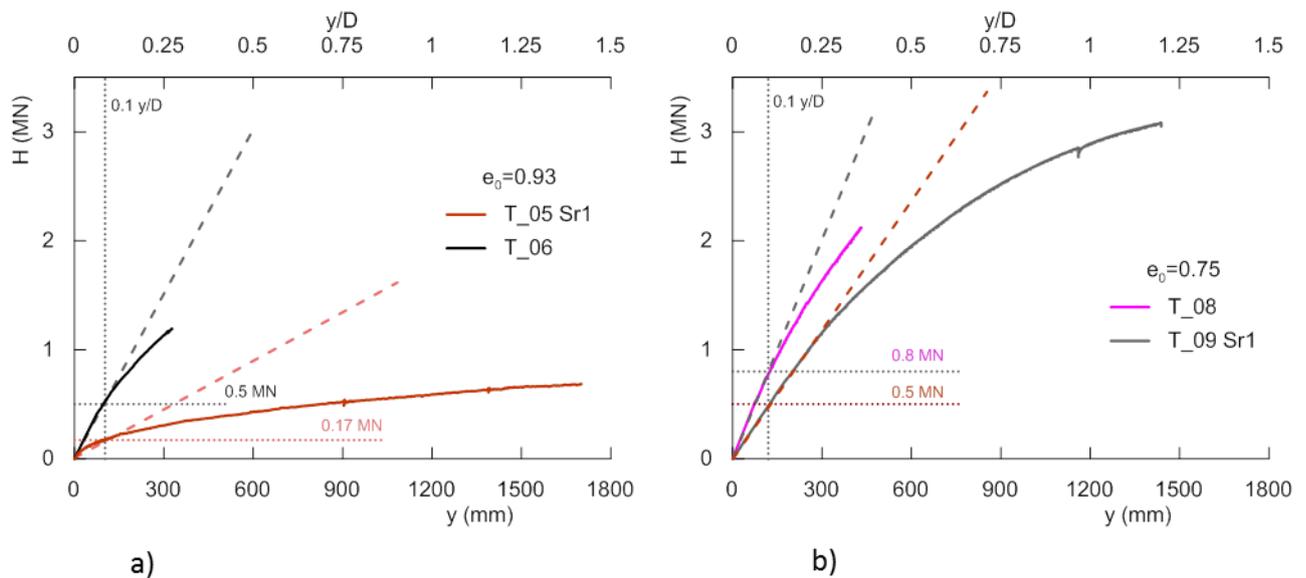


Figura 4.6.3: Influenza della parziale saturazione sulla curva carico spostamento. a) $e_0=0.93$, b) $e_0=0.75$.

In Figura 4.6.4 sono riportate le curve forza-spostamento ottenute per il T_07 e T_08. Nella figura è messa in evidenza l'importanza della diversa distribuzione della suzione in campo non saturo sulla risposta del palo: le due curve sono distinte nonostante il terreno nelle due prove sia stato preparato allo stesso modo (in termini di indice dei vuoti e contenuto d'acqua iniziale) e sia stato sottoposto alla medesima storia tensionale (compattazione, imbibizione a terra e messa in volo). La differenza osservata dipende dalla diversa distribuzione di suzione nella terreno al momento del carico (vedi Figura 4.3.4). Nella prova T_07 la suzione è maggiore rispetto alla prova T_08 in tutto il modello e, come risultato, la curva forza spostamento è 1.4 volte più rigida di quella ottenuta nella prova T_08.

La differenza tra le distribuzioni di u è dovuta alla diversa durata della fase di imbibizione tra le due prove che è stata di 15 ore e 20 minuti per la prova T_7 e di 20 ore per il test T_08.

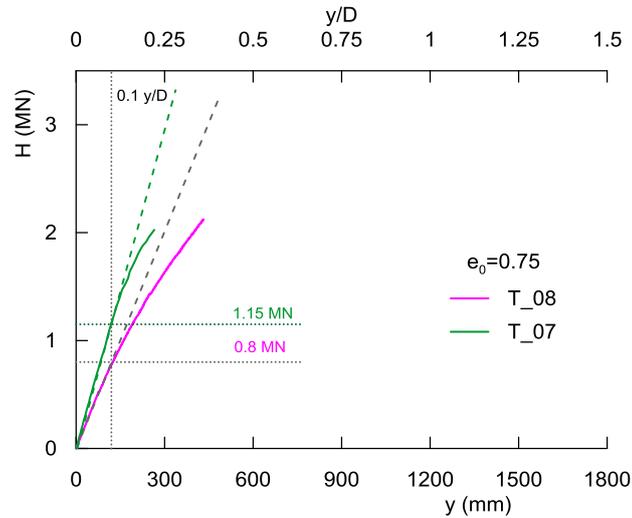


Figura 4.6.4: Differenza di rigidità osservata tra il T_07 e T_08.

A parità di spostamento in testa, il momento massimo è risultato maggiore nel terreno più rigido ($e_0=0.75$) ed è localizzato più in prossimità del piano campagna. La forma del diagramma è cambiata poco nei casi mostrati in Figura 4.6.5, perché le notevoli differenze di rigidità del terreno sono state smorzate dalla rigidità flessionale del palo stesso.

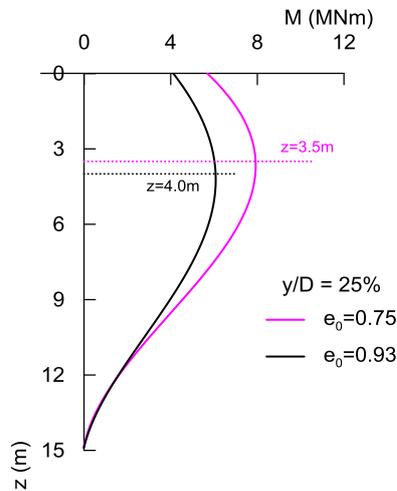


Figura 4.6.5: Profilo dei momenti flettenti per i due indici dei vuoti, in un terreno parzialmente saturo.

Le curve P-y, valutate fino a 8 m di profondità, ottenute nelle prove T_08 e T_09 sono messe a confronto in Figura 4.6.6. Nel caso non saturo (Figura 4.6.6a) l'influenza della parziale saturazione è risultata dominante rispetto all'effetto del peso proprio del terreno: la rigidità è simile per tutte le quote. Quando il carico è avvenuto con la falda al pc (Figura 4.6.6b) le curve hanno mostrato una chiara dipendenza dalla profondità. A parità di profondità, le curve ottenute nella prova T_08 hanno indicato una rigidità maggiore rispetto a quelle della prova T_09.

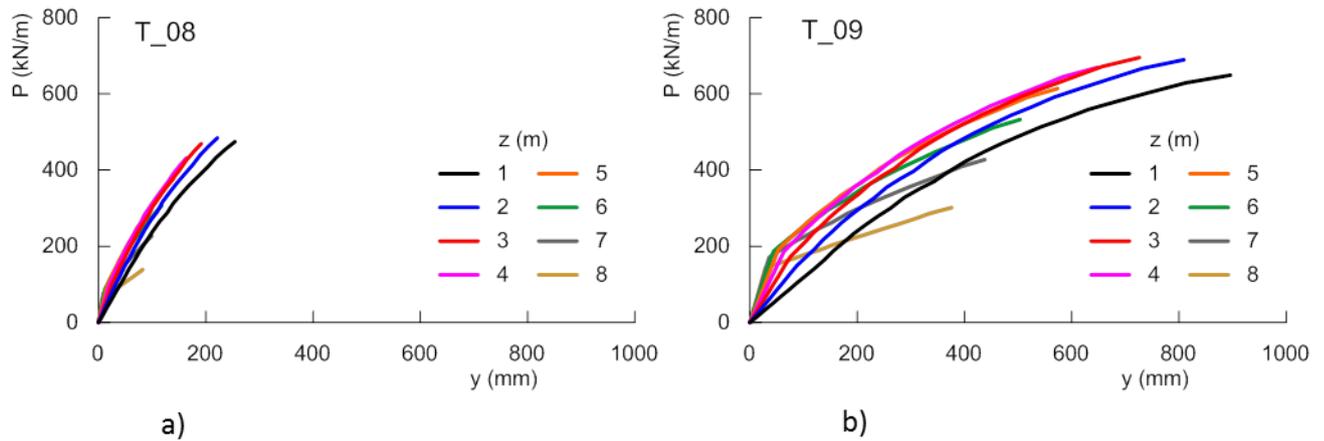


Figura 4.6.6: Confronto tra le curve P-y ottenute nella prova T_08 a) e T_09 b).

4.6.3 Effetto della risalita della falda sul comportamento del palo

La risalita della falda da 7 metri di profondità fino al piano campagna ha provocato in entrambi i casi un aumento spostamento orizzontale a seguito della riduzione di rigidezza.

Per $e_0=0.75$, Figura 4.6.7 b), in seguito alla fase di saturazione, lo spostamento in testa sembra che abbia raggiunto la curva ottenuta nel caso di mezzo saturo, ma non essendo terminato il processo di equalizzazione delle pressioni interstiziali, è probabile che il punto finale della linea blu possa superare la curva relativa al carico in condizioni di completa saturazione.

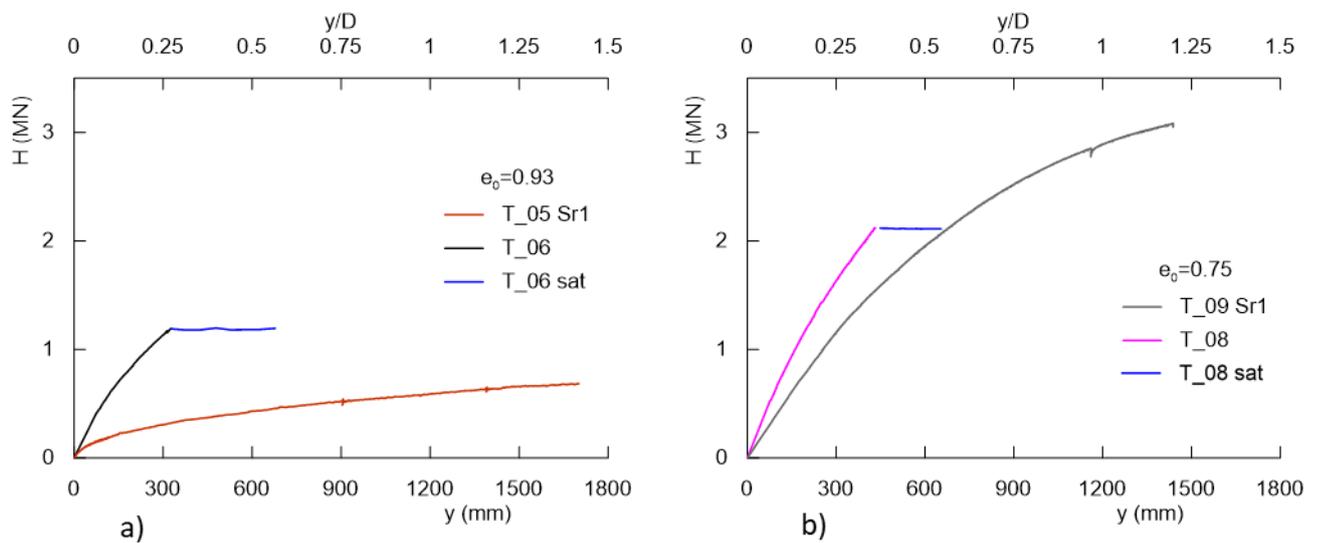


Figura 4.6.7: Spostamenti in testa indotti dalla saturazione del mezzo. a) $e_0=0.93$, b) $e_0=0.75$.

Nel caso di $e_0=0.93$ il palo si è spostato di più ma non è riuscito ad avvicinarsi alla curva saturo: Figura 4.6.7 a). In questa prova il palo si trovava in una configurazione non ammissibile: nel mezzo saturo a quel livello di carico sarebbe corrisposto uno spostamento maggiore di 2 diametri e ciò rappresenta certamente le condizioni di collasso del sistema, anche considerando che in questa classe di problemi le condizioni ultime convenzionalmente variano tra il 10 e il 20% di y/D .

L'evoluzione dello spostamento orizzontale in funzione del tempo in Figura 4.6.8 indica che la condizione a fine prova non ha rappresentato un punto di equilibrio per il sistema.

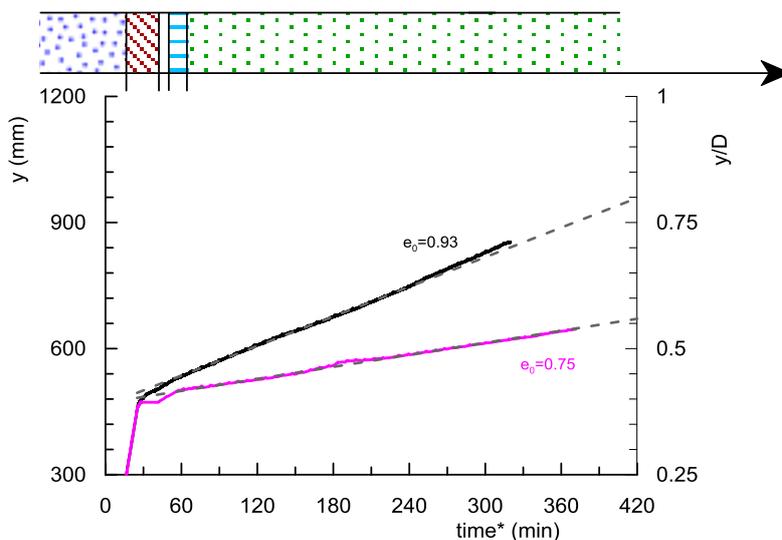


Figura 4.6.8: Evoluzione degli spostamenti in testa al palo in funzione del tempo.

Nel caso di $e_0=0.75$ lo spostamento y è cresciuto sempre con la stessa velocità di 0.0047 mm/min (scala modello) e i dati non hanno indicato un possibile arresto del fenomeno. Dall'altro lato nel test T_06 gli spostamenti sono aumentati con velocità quasi tripla (0.0117mm/min) e nel tratto finale la velocità di spostamento è cresciuta indicando la nascita di un'instabilità del sistema.

I momenti flettenti sono cresciuti molto meno rispetto agli spostamenti orizzontali: a parità di carico applicato, nel caso del T_08 i diagrammi ottenuti dopo la saturazione e per il mezzo saturo coincidono: Figura 4.6.9 b).

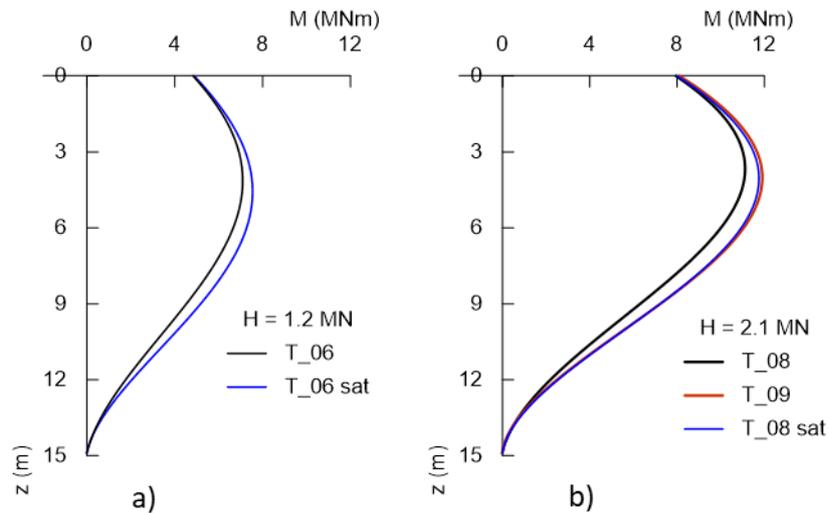


Figura 4.6.9: Momenti flettenti prima e dopo la saturazione. a) $e_0=0.93$, b) $e_0=0.75$.

4.6.4 Estensione del meccanismo plastico

Nella paragrafo 4.5.2.1 si è visto che all'aumentare dello spostamento orizzontale del palo il terreno a tergo si è sollevato leggermente, per comodità l'andamento osservato in questa prova è riportato nuovamente in Figura 4.5.8. In questa sezione si riportano anche gli andamenti registrati nella prova T_08, che si differenziava per l'indice dei vuoti iniziale, e per le prove T_05 ($e_0=0.93$) e T_09 ($e_0=0.75$) nelle quali il palo è stato caricato in condizioni di completa saturazione.

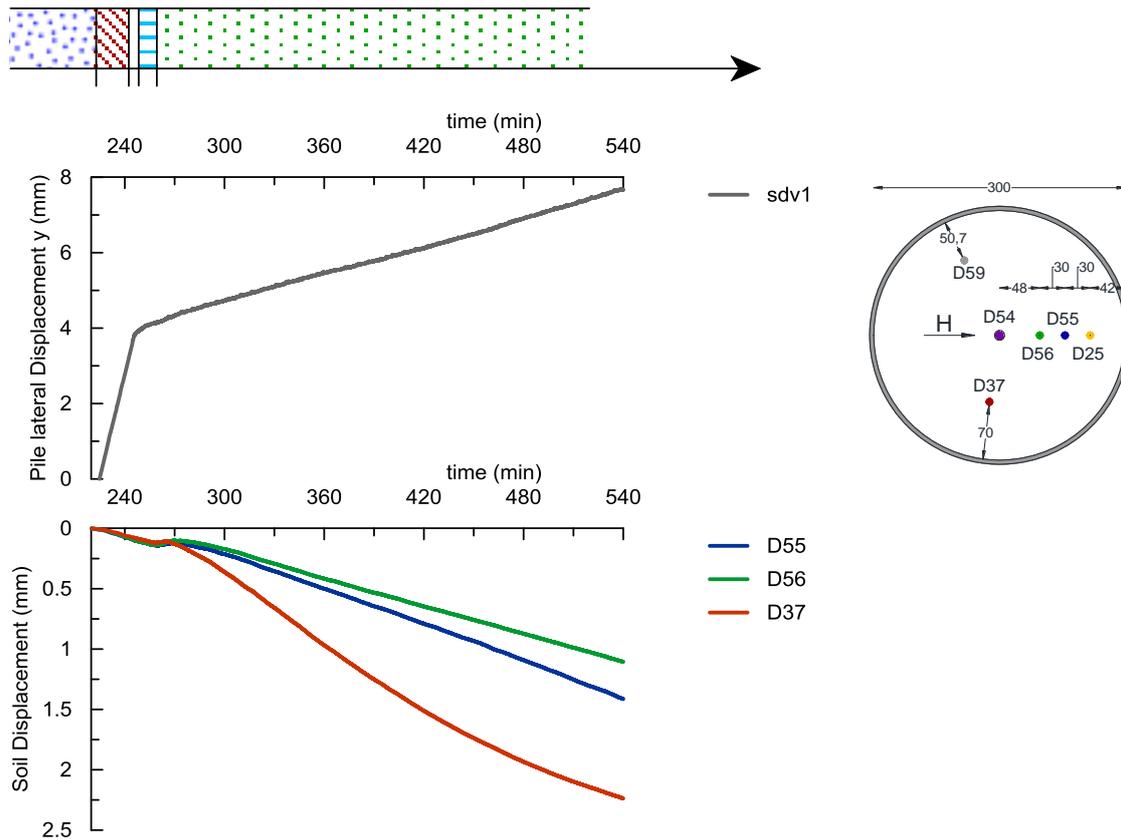


Figura 4.6.10: Test_06: Misura degli spostamenti verticali del terreno in seguito allo spostamento del palo.

In Figura 4.6.11 si presentano i risultati relativi alla prova T_08. Solo lo strumento D56, a 36.6mm di distanza dal palo, misura un modestissimo innalzamento anche durante la fase di carico. La discontinuità misurata da tutti i sensori durante l'applicazione della falda (da $t=315$ a $t=320$ min) è stata attribuita ad una leggera oscillazione del sistema di sostegno. Nella II fase di consolidazione tutti e tre gli LVDT hanno misurato un cedimento minore di quello di campo libero (D37), anzi il sensore più vicino al palo mostra un sollevamento di modesta entità (circa il 3.3% dello spostamento orizzontale del palo).

Le Figura 4.6.12 e Figura 4.6.13 fanno riferimento rispettivamente ai risultati delle prove T_05 e T_09.

Complice la maggiore distanza degli strumenti dal palo, i sollevamenti osservati nel T_05 sono stati minori rispetto a quelli osservati nel T_09.

Nella prova T_09 entrambi i sensori vicini al palo hanno registrato un chiaro sollevamento indotto dallo spostamento orizzontale del palo.

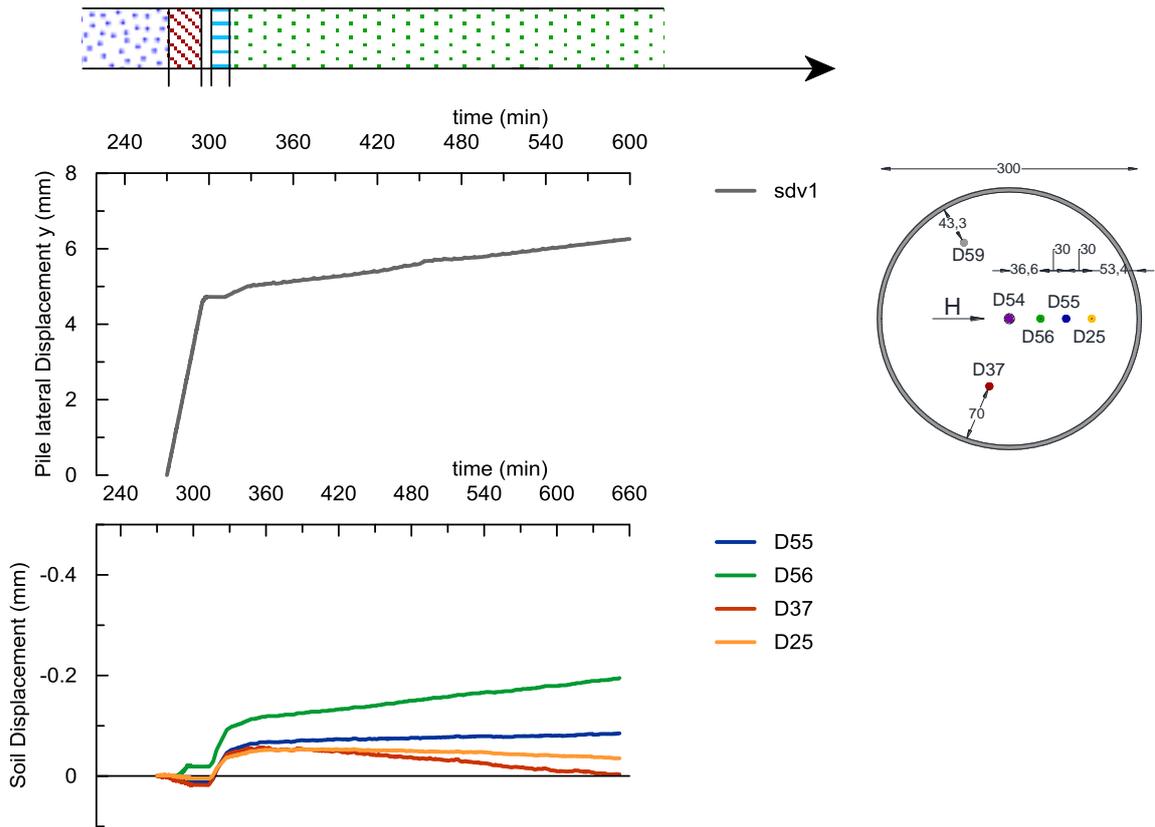


Figura 4.6.11: Test_08: Misura degli spostamenti verticali del terreno in seguito allo spostamento del palo.

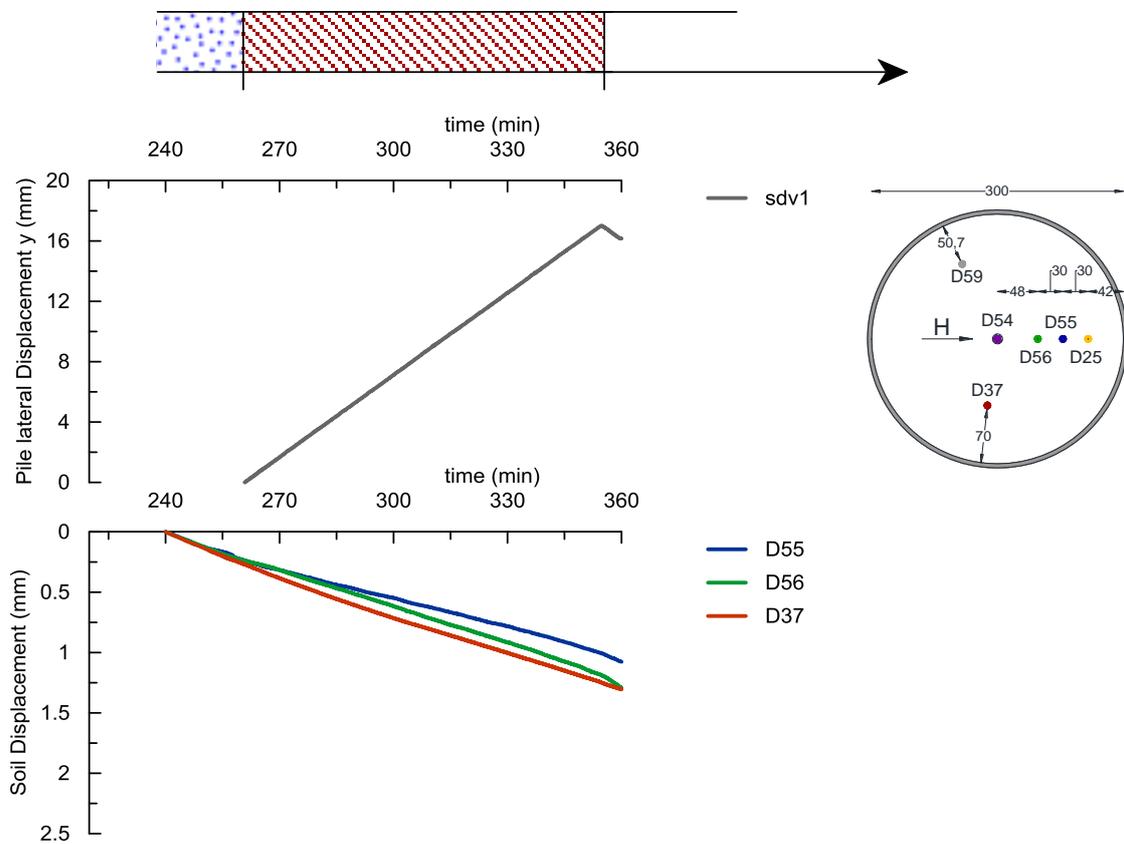


Figura 4.6.12: Test_05: Misura degli spostamenti verticali del terreno in seguito allo spostamento del palo.

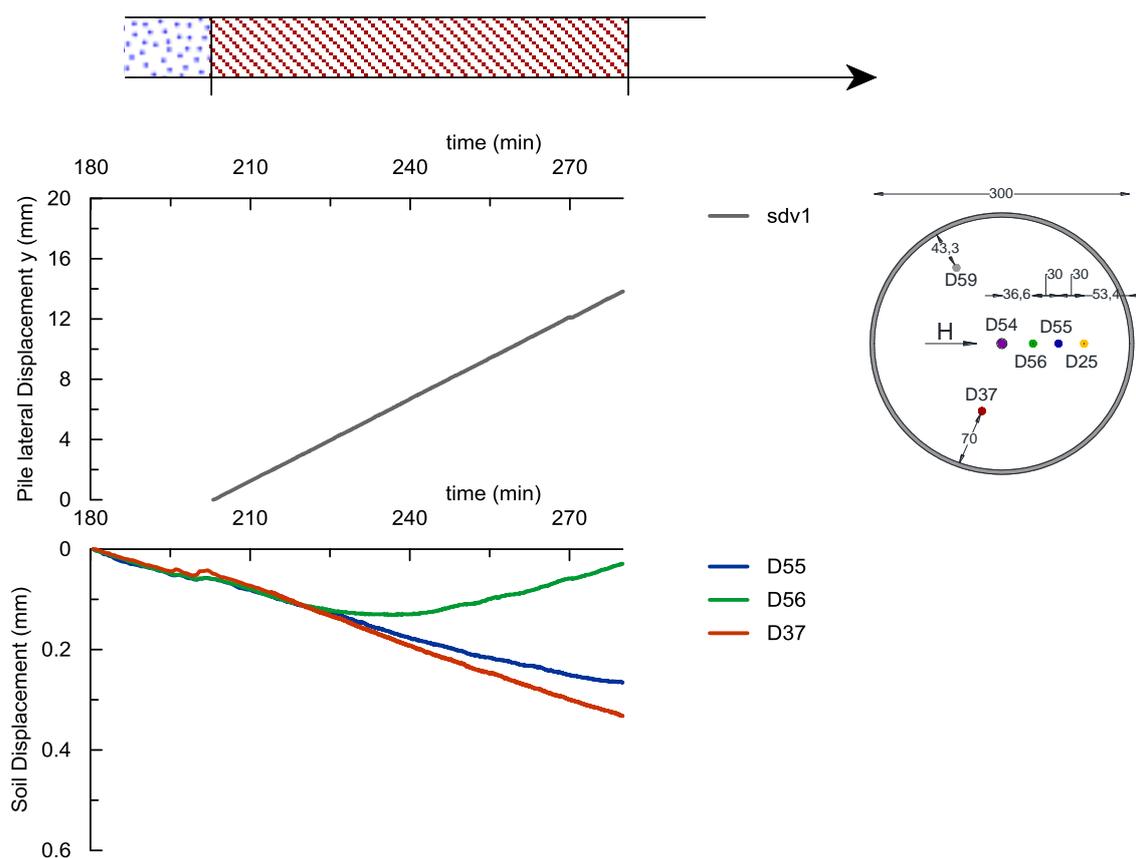


Figura 4.6.13: Test_09: Misura degli spostamenti verticali del terreno in seguito allo spostamento del palo.

4.7 Conclusioni

Le indagini sperimentali condotte sul modello fisico presso la centrifuga geotecnica dell'IFSTTAR di Nantes (Francia) hanno permesso di mettere in luce e quantificare l'influenza della parziale saturazione sul comportamento dei pali soggetti ad azioni ortogonali al proprio asse.

La curva forza spostamento dipende dalla rigidità degli strati più superficiali del terreno ed essa aumenta in misura variabile tra il 60 e il 300% rispetto al caso saturo. Le variazioni di rigidità osservate nel caso saturo, a parità di stato tensionale efficace, sono una funzione dello stato del terreno definito per i terreni a grana fine dall'OCR e dall'indice dei vuoti e . Le misure effettuate durante il corso della prova e a fine prova hanno dato solo una indicazione del valore medio dell'indice dei vuoti nel modello. Sono necessari ulteriori approfondimenti per indagare le caratteristiche del terreno al momento del carico e il suo comportamento in seguito allo spostamento del palo.

A parità di forza applicata, le sollecitazioni nel palo sono risultate minori nel caso non saturo che nel caso saturo, mentre a parità di spostamento il palo è stato più sollecitato in virtù della maggiore rigidità del terreno sopra falda.

La risposta del palo in seguito a importanti risalite della falda dipende ancora una volta dalle condizioni iniziali del materiale. Se la struttura iniziale è molto aperta l'incremento di rigidità del terreno indotto dalla suzione è molto marcato. A parità di spostamento orizzontale applicato, in queste condizioni il sistema palo terreno è riuscito a sostenere sollecitazioni notevolmente maggiori rispetto allo stesso palo caricato in un mezzo saturo. Nel caso di terreno più addensati questo effetto è stato meno evidente.

A seguito di consistenti innalzamenti della superficie libera è stata osservata in entrambi i casi una perdita di rigidità del terreno, ma per i terreni meno addensati lo spostamento in testa è cresciuto più velocemente perché il sistema era globalmente più instabile. I dati disponibili per il terreno più consistente hanno suggerito che, durante la saturazione, il palo avrebbe potuto raggiungere valori di spostamento più elevati rispetto al saturo, a parità di carico applicato. In nessuna delle prove è stata raggiunta la condizione stazionaria.

Indipendentemente dalla rigidità del terreno, per il palo utilizzato nella sperimentazione, la forma del momento flettente è stata quella di un palo con un comportamento al limite tra palo rigido e palo flessibile, come risultato le riduzioni di rigidità indotte dalla saturazione hanno indotto un atto di moto quasi rigido del palo: le sollecitazioni sono cambiate del 20% mentre lo spostamento in testa è aumentato del 200%.

Con il metodo delle curve $P-y$ non è stato possibile rappresentare efficacemente il comportamento del palo: i principali problemi sono stati incontrati nel corretto calcolo delle condizioni necessarie al calcolo del profilo degli spostamenti e nel governare la forma della curva del momento alla base del palo che ha portato ad incongruenze nel diagramma del taglio e delle pressioni del terreno.

Sulla base dei dati ottenuti è stato messo a punto uno strumento numerico in grado di cogliere gli aspetti principali della modellazione in centrifuga e che ha consentito di esaminare gli aspetti impossibili da vedere attraverso la modellazione fisica. Infine, tale modello è stato impiegato per estendere le analisi al fine di esplorare campi che non sono stati toccati in questa campagna sperimentale, come ad esempio il raggiungimento di condizioni di equilibrio nel terreno o l'influenza della rigidità relativa sulla risposta del sistema.

CAPITOLO 5. MODELLAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO OSSERVATO

In questo capitolo si presentano i risultati delle simulazioni numeriche svolte per analizzare il comportamento osservato sia nella sperimentazione sull'elemento di volume che sui modelli in centrifuga geotecnica.

Nella prima parte del capitolo si descrivono brevemente il modello matematico e il codice utilizzato. I parametri del legame costitutivo sono stati determinati dai risultati delle prove di laboratorio. Con questa taratura del modello si sono poi simulate le prove in centrifuga. Il confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici ha permesso quindi di svolgere alcune considerazioni sia sulla affidabilità e precisione delle misure, sia sui problemi di interazione palo terreno.

5.1 Metodologia

Le fasi della prova condotta in centrifuga sono caratterizzate da condizioni di deformazione sostanzialmente differenti:

- Fino all'applicazione del carico orizzontale sono rispettate le condizioni di deformazione assialsimmetrica che si riducono ulteriormente a condizioni di deformazione monodimensionale se si trascura la presenza del palo. È dunque in queste semplici condizioni geometriche che è stato studiato il problema della consolidazione prodotta dalle variazioni delle condizioni idrauliche al contorno (imbibizione a 1g, imposizione della superficie libera) e quello della consolidazione prodotta dall'aumento della gravità durante la messa in volo.
- Da quando si applica il carico orizzontale il problema diviene prettamente tridimensionale e quindi queste fasi sono state riprodotte con analisi 3D.

In primo luogo il legame costitutivo è stato calibrato sia per la parte meccanica (compressibilità e resistenza) che idraulica (permeabilità e SWRC).

Le misure dei tensiometri sono state dunque interpretate con semplice approccio monodimensionale. Assumendo quindi noto lo stato del terreno al momento della messa in volo, le misure della fase di equalizzazione dopo la messa in volo sono state indagate con analisi numeriche bidimensionali assialsimmetriche. Queste analisi hanno permesso anche di definire lo stato del terreno (indice dei vuoti e OCR) e il suo stato tensionale al momento del carico orizzontale del palo nelle diverse prove.

Queste condizioni sono state successivamente utilizzate per definire le condizioni iniziali delle analisi tridimensionali complete nelle quali si è studiato sia il carico del palo, che l'innalzamento della superficie libera a carico costante.

5.2 Il modello matematico utilizzato

Le analisi numeriche sono state condotte con il codice agli elementi finiti ABAQUS 6.14 (Simulia 2014). Il legame costitutivo adottato, descritto nel paragrafo 5.2.1, è disponibile in forma di subroutine esterna (Tamagnini 2004). Il codice consente di modellare sia la risposta di elementi di volume che più complessi problemi di interazione terreno-struttura. A seconda del problema studiato sono stati impiegati diversi ordini di integrazione degli elementi. Per le simulazioni bidimensionali sono stati utilizzati elementi assialsimmetrici a 8 nodi a integrazione completa, mentre per i problemi tridimensionali, è stato necessario ridurre l'ordine di integrazione per contenere gli oneri computazionali.

5.2.1 Il legame costitutivo: CCM esteso ai terreni parzialmente saturi

Il comportamento del terreno è stato riprodotto con il modello di Cam Clay Modificato (Roscoe & Burland 1968) esteso alla parziale saturazione (Tamagnini 2004). Il modello è formulato in tensioni efficaci secondo la formulazione di Bishop & Blight (1963):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + S_r (u_a - u_w) \quad (5.1)$$

Nell'equazione (5.1) u_a e u_w sono rispettivamente la pressione dell'aria e dell'acqua e S_r rappresenta il grado di saturazione. In seguito la differenza $(u_a - u_w)$ verrà identificata con la suzione s . Nella simulazione di problemi al finito la pressione dell'aria è pari alla pressione atmosferica di riferimento ed è quindi considerata nulla.

Per semplicità si ricorda la formulazione per stati tensionali assialsimmetrici in termini di invarianti di stato di sforzo (p' e q). La struttura del modello rimane quella originale, la parte elastica è descritta da due soli parametri: ν (coefficiente di Poisson) e κ (pendenza della linea di rigonfiamento LR), secondo le equazioni:

$$\delta \varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{\nu p'} \delta p' \quad (5.2)$$

$$\delta \varepsilon_s^e = \frac{1}{3G} \delta q \quad (5.3)$$

Nelle equazioni ν è il volume specifico del terreno, il rapporto $\frac{\kappa}{\nu p'}$ è il modulo volumetrico K e G è il modulo a taglio del terreno che si può esprimere in funzione degli altri due parametri:

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \quad (5.4)$$

$\delta\varepsilon_v^e$ e $\delta\varepsilon_s^e$ sono gli incrementi di deformazione elastica, volumetrici e deviatorici, legati alla variazione di p' e q rispettivamente.

La superficie di snervamento è un'ellisse con asse maggiore coincidente con l'asse della pressione media efficace p' :

$$F := q^2 - M^2 p'(p_c' - p') = 0 \quad (5.5)$$

Nella (5.5) M è la pendenza della proiezione della linea dello stato critico nel piano degli invarianti dello stato di sforzo e p_c' è il parametro di incrudimento del sistema che corrisponde alla pressione di snervamento del terreno in condizioni isotrope. La legge di flusso è associata: il potenziale plastico coincide con la funzione di snervamento ($g \equiv F$).

La legge di incrudimento è isotropa e, oltre alla componente volumetrica, è presente un secondo termine dipendente dalle variazioni del grado di saturazione S_r :

$$\delta p_c' = \delta p_{c,SAT}' + \delta p_{c,UNSAT}' \quad (5.6)$$

Il primo termine della (5.6) descrive la variazione del luogo di snervamento in funzione delle deformazioni volumetriche plastiche (5.7):

$$\delta p_{c,SAT}' = \frac{\nu}{\lambda - \kappa} p_c' \delta\varepsilon_v^p \quad (5.7)$$

Il secondo termine della (5.6) invece è il termine aggiuntivo (5.8): la F si espande se il grado di saturazione diminuisce (processo di essiccazione) mentre il dominio elastico si riduce durante percorsi di imbibizione, l'incremento di struttura indotto dalla parziale saturazione è sempre reversibile.

$$\delta p_{c,UNSAT}' = -b p_c' \delta S_r \quad (5.8)$$

b è l'unico parametro aggiuntivo del modello e regola l'evoluzione di p_c' in funzione delle variazioni di S_r .

Secondo il modello, in condizioni di parziale saturazione, il dominio elastico si può espandere o ridurre senza che il percorso di carico tocchi la funzione di plasticizzazione. Se in un processo di imbibizione la chiusura di F è più veloce della riduzione di tensioni efficaci, la superficie di snervamento intercetta lo stato tensionale efficace del terreno provocando deformazioni volumetriche plastiche: questo fenomeno è detto collasso per saturazione.

La rottura del materiale è rappresentata con un semplice modello puramente attritivo:

$$q_f = Mp' \quad (5.9)$$

Nel modello i parametri meccanici (λ , κ , M) rimangono costanti al variare del grado di saturazione che invece è responsabile di una traslazione verso destra della $LCN(S_r)$. La distanza tra le diverse LCN non sature e quella satura è governata dal parametro costitutivo b :

$$N_{(S_r)} = N_{SAT} + b(\lambda - \kappa)(1 - S_r) \quad (5.10)$$

Le $LCN(S_r)$ sono tutte parallele tra loro e la loro distanza cresce al crescere di b . Valori elevati del parametro indicano che il terreno è in grado di sostenere strutture molto aperte (indici dei vuoti elevati) anche in presenza di stati tensionali efficaci notevoli. D'altra parte, in un processo di saturazione, grandi valori di b comportano una brusca chiusura della superficie di snervamento, anche per modeste variazioni di S_r : il terreno è quindi più sensibile al collasso per saturazione.

La parte idraulica è governata dalla curva di ritenzione del terreno SWRC che correla alle variazioni di suzione le variazioni del grado di saturazione, in termini generali:

$$\delta S_r = \frac{\partial S_r}{\partial s} \delta s \quad (5.11)$$

In questa tesi è stata utilizzata l'equazione di Van Genuchten:

$$S_r = S_{r\ res} + (S_{r\ sat} - S_{r\ res}) \cdot \left(\frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right)^m \quad (5.12)$$

Il codice consente di modellare l'eventuale isteresi idraulica del materiale inserendo le curve di ritenzione limite in essiccamento (*main drying*) e in imbibizione (*main wetting*). Nel piano di $S_r - s$ i percorsi intermedi tra le due curve (*scanning*) sono lineari. Nel caso specifico sono stati seguiti solo percorsi di imbibizione per cui l'isteresi idraulica e le curve di scanning non sono state prese in considerazione.

5.3 Calibrazione del modello costitutivo

Il CCM esteso alla parziale saturazione è completamente definito da 6 parametri meccanici e da 3 tre variabili di stato, il comportamento idraulico è governato da altri 6 parametri. Tutti i parametri, sia meccanici che idraulici, hanno un chiaro significato fisico e possono essere dedotti da poche prove classiche di laboratorio i cui risultati sono descritti nell'Appendice I. I risultati della calibrazione sono riportati nel paragrafo 5.3.1 e 5.3.2 per la parte meccanica e idraulica rispettivamente.

Le variabili di stato del terreno invece sono state definite di volta in volta per ogni prova modellata, la procedura di definizione delle condizioni iniziali adottate in questa tesi è presentata nel paragrafo 5.3.3

5.3.1 I parametri meccanici

Le pendenze della LCN e della LR, λ e κ , sono state determinate direttamente dalle prove edometriche eseguite, insieme al volume specifico di riferimento N , calcolato per $p'=1$ kPa, che serve a posizionare la linea di normalconsolidazione nel piano di compressibilità. Allo stesso modo il valore di M , legato all'angolo d'attrito φ' , è stato ricavato dall'elaborazione delle prove triassiali.

Per il parametro b , che regola l'evoluzione delle superficie di snervamento alla variazione del grado di saturazione del terreno, è stato considerato un campo di variazione (da 2 a 7) comprensivo dell'intervallo dei valori adottati da altri ricercatori (3 per Tamagnini (2004), 7 per Casini et al. (2007)).

I valori dei parametri sono riassunti in Tabella 5.3.1:

Tabella 5.3.1: Parametri meccanici utilizzati nelle modellazioni numeriche

λ	κ	v'	φ'	M	N	b
0.13	0.03	0.25	22°	0.86	2.39	2 - 7

5.3.2 I parametri idraulici

Per definire il comportamento idraulico del materiale è necessario definire la permeabilità satura K_{sat} , la relazione tra la permeabilità e il grado di saturazione ed infine la curva di ritenzione idrica del terreno.

Il coefficiente di permeabilità è stato calcolato sia direttamente con prove di permeabilità a carico costante, sia indirettamente dalle curve cedimenti tempo delle prove edometriche eseguite sul terreno saturo, nelle analisi svolte è stata valutata una modesta variazione di questo parametro. La curva di permeabilità adottata ha la seguente forma (Brooks e Corey 1964):

$$K = K_{sat} A S_r^\lambda \quad (5.13)$$

Dove $A=1$ e λ è stato fatto variare tra 3 e 9. Il limite inferiore dell'intervallo è comunemente usato nelle applicazioni dei terreni non saturi (Irmay 1954). La variabilità di λ è stata inserita al fine di valutare l'influenza di contrasti di permeabilità marcati tra la zona satura e quella non satura.

Per descrivere la curva di ritenzione è stata utilizzata l'espressione di Van Genuchten (5.12) calibrata sui risultati della prova edometrica a suzione controllata, come descritto nel paragrafo 3.3.2. Nelle analisi numeriche il terreno è stato sottoposto sempre a percorsi di imbibizione per cui in questa sezione si riportano solo i parametri relativi alla curva principale in imbibizione.

Nella sperimentazione in centrifuga il terreno è stato preparato a due diversi indici dei vuoti iniziali ($e_0=0.75$ e 0.93): nella modellazione numerica si è tenuto in conto dell'influenza dello stato iniziale

del materiale sia sulla permeabilità che sulla curva di ritenzione. In Figura 5.3.1 sono presentate, insieme ai dati sperimentali, le due espressioni analitiche adottate.

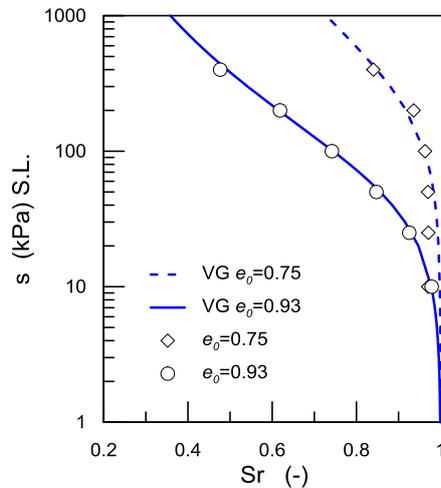


Figura 5.3.1: Curve di ritenzione in imbibizione per i due indici dei vuoti usati nella modellazione.

In Tabella 5.3.2 sono riportati i parametri idraulici usati, in funzione dell'indice dei vuoti iniziale.

Tabella 5.3.2: Parametri idraulici utilizzati nelle modellazioni numeriche.

e_0	K_{sat} (m/s)	Sr_{sat}	Sr_{res}	α (1/kPa)	n	m 1-1/n
0.93	1.0E-9 - 4.0E-09	1	0.2	0.0169	1.36	0.27
0.75	8.0E-10 - 2.0E-09	1	0.2	0.0020	1.80	0.44

5.3.3 Definizione delle condizioni iniziali

Oltre allo stato tensionale efficace iniziale p_0' , è necessario definire lo stato del terreno dopo la compattazione in termini volume specifico v_0 , grado di saturazione iniziale Sr_0 e pressione di preconsolidazione p_C' .

Conoscendo il contenuto d'acqua e l'indice dei vuoti a seguito della compattazione le prime due variabili sono state ricavate applicando le relazioni:

$$v_0 = e_0 + 1 \tag{5.14}$$

$$S_{r0} = \frac{w_0 \cdot G_s}{e_0} \tag{5.15}$$

Con $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2.659$.

Lo stato tensionale iniziale p'_0 è assunto isotropo e pari al prodotto $S_{r,0} \cdot s_0$. Come illustrato in Figura 5.3.2, per un fissato valore del grado di saturazione, l'intervallo della suzione iniziale è definito dall'ampiezza del dominio di isteresi della curva di ritenzione.

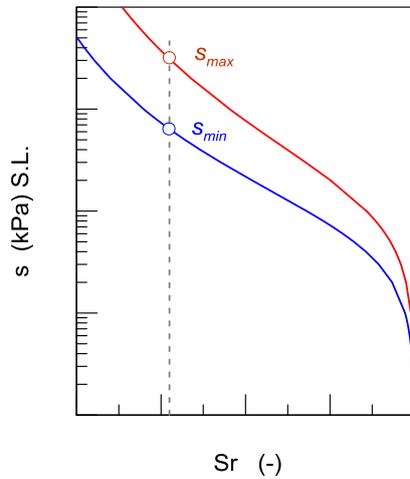


Figura 5.3.2: Intervallo di variazione suzione iniziale.

Nel piano di compressibilità, Figura 5.3.3, affinché lo stato iniziale (punto A) sia consistente con il legame costitutivo, deve giacere nel semispazio sottostante la LCN corrispondente al grado di saturazione proprio del materiale: il punto può appartenere ad una linea di rigonfiamento LR, o al più ad una linea di normal consolidazione non satura LCN(S_r) (punto C in Figura 5.3.3). In ogni caso deve essere rispettata la condizione: $p'_A \leq p'_C$. La posizione delle varie LCN(S_r) (punto B) dipende dal parametro b (5.10).

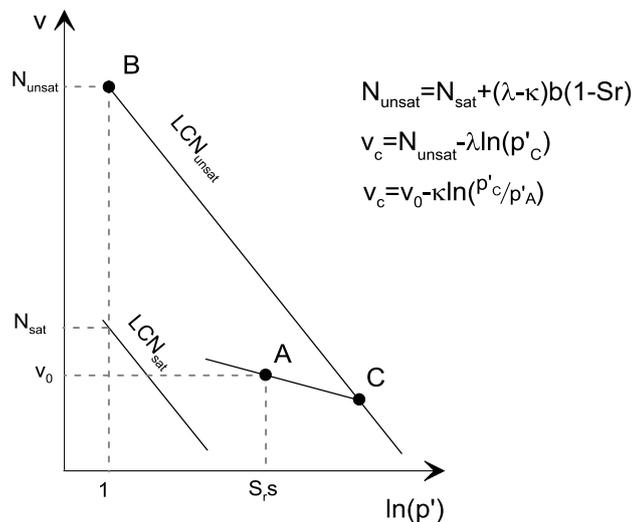


Figura 5.3.3: Definizione delle condizioni iniziali.

Fissato il valore di s_0 il grado di sovraconsolidazione iniziale dipende da b . Per le due densità iniziali impiegate nei test in centrifuga si riportano in Tabella 5.3.3 le condizioni di stato del terreno, dopo la compattazione, ipotizzate.

Tabella 5.3.3: Condizioni dopo la compattazione per le due densità studiate.

e_0 (-)	w_0 (-)	S_{r0} (-)	s_0 (kPa)	p'_0 (kPa)	OCR (-)
0.93	0.15	0.42	640 - 2000	268 - 840	1.0 - 7.0
0.75	0.15	0.53	1100 - 2500	583 - 1600	1.2 - 9.0

5.4 Modellazione del comportamento idro-meccanico del terreno: analisi assialsimmetriche bidimensionali

5.4.1 Geometria e condizioni al contorno

Trascurando la presenza del palo, sia la fase di imbibizione che la consolidazione in volo possono essere considerati processi monodimensionali e possono quindi essere modellati con schematizzazioni semplici. In Figura 5.4.1 è riportato il modello della colonna di terreno utilizzato: i 18 cm di caolino poggiano su uno strato di sabbia di spessore 1 cm. Per tutti i nodi del modelli sono state impediti gli spostamenti orizzontali e nello strato di sabbia sono stati vincolati anche gli spostamenti verticali. L'asse di simmetria è stato posizionato su un bordo della colonna.

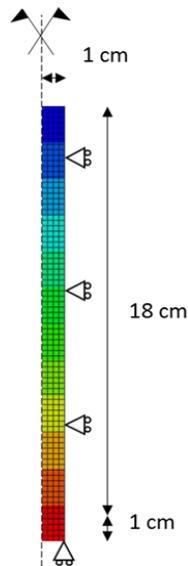


Figura 5.4.1: Schema della colonna di terreno utilizzata nelle simulazioni numeriche 2D.

Allo strato di terreno a grana fine è stato assegnato il legame costitutivo CCMM mentre alla sabbia è stata considerata come un elastico lineare isotropo. Le condizioni idrauliche al contorno sono state modellate come pressioni d'acqua alla base dello strato di sabbia.

5.4.2 Condizioni post-imbibizione

Il processo di imbibizione a 1g non è stato analizzato, ci si è limitati a verificare che i cedimenti misurati in questa fase corrispondessero a quelli calcolati con il metodo edometrico sulla base delle

variazioni di suzione misurate dai tensiometri. In questa fase, dato il modesto spessore del modello, è stato possibile trascurare l'influenza del peso proprio del terreno: le tensioni verticali sono state dunque considerate pari al prodotto $Sr \cdot s$, avendo calcolato Sr con la curva di ritenzione.

I conti sono stati fatti nell'ipotesi che il percorso di scarico avvenga su una linea di rigonfiamento, trascurando quindi gli eventuali collassi per saturazione. In queste condizioni l'unico parametro che influenza il sistema è lo stato di sforzo iniziale p_0' : i rigonfiamenti dunque diminuiscono al ridursi di p_0' .

I risultati del calcolo sono riportati in Tabella 5.4.1, in funzione ai campi di variazione presentati in Tabella 5.3.3: complessivamente il metodo ha colto l'ordine di grandezza dei cedimenti, il miglior confronto con il dato sperimentale si è avuto per i valori minimi di suzione iniziale.

Le stime sono risultate più accurate per le prove più addensate perché il percorso di carico si è svolto principalmente in campo elastico in accordo con le ipotesi di calcolo, per i provini meno addensati il metodo ha sovrastimato i cedimenti misurati probabilmente a causa dei modesti collassi per saturazione avvenuti.

Tabella 5.4.1: Risultati del calcolo del metodo edometrico.

Prova	e_0 (-)	cedimento misurato (mm)	cedimento calcolato (mm)
T_05	0.93	-8.00	-7.72 / -10.38
T_06	0.93	-3.50	-4.96 / -7.62
T_07	0.75	-5.50	-5.58 / 8.16
T_08	0.75	-7.80	-6.13 / 8.71

A partire dalle distribuzioni di indice dei vuoti e suzione trovate sono state condotte le successive simulazioni numeriche, alla scala del modello, nelle quali è stata riprodotta la prima parte della prova in centrifuga, fino all'inizio della fase di carico orizzontale del palo.

Data la grande incertezza sulle condizioni iniziali nei processi studiati, è stata valutata l'influenza di questi fattori sulla variabilità della soluzione, i campi di variazione delle grandezze sono riportati in Tabella 5.4.2 per le sole prove delle quali si è poi studiato anche il carico orizzontale del palo.

Tabella 5.4.2: Campi di variazione delle grandezze di interesse ottenute dopo l'imbibizione.

z (cm)	T_05			T_06			T_08		
	s (kPa)	e (-)	OCR (-)	s (kPa)	e (-)	OCR (-)	s (kPa)	e (-)	OCR (-)
4	-30 / 0	1.02 - 1.07	1.0 - 1.8	-100 / -70	0.97 - 1.01	1.0 - 2.0	-100 / -70	0.78 - 0.81	1.5 - 2.0
9	-30 / 0	1.02 - 1.07	1.0 - 1.8	-70 / -50	0.98 - 1.02	1.0 - 2.0	-70 / -50	0.79 - 0.82	1.5 - 2.0
14	-30 / 0	1.02 - 1.07	1.0 - 1.8	-20 / -15	1.02 - 1.07	1.0 - 2.0	-20 / -15	0.83 - 0.86	1.5 - 2.0

5.4.3 Effetto della messa in volo

Prima di descrivere i risultati delle simulazioni si presenta una discussione qualitativa di ciò che accade al terreno al momento dell'incremento dell'accelerazione di gravità, assumendo che il processo avvenga in condizioni non drenate.

In condizioni di deformazione monodimensionale, in un mezzo saturo l'incremento di stato di sforzo verticale totale $\Delta\sigma_v$ va tutto sulla fase liquida ($\Delta u = \Delta\sigma_v$). Essendo nulla la variazione delle tensioni efficaci i cedimenti sono nulli.

Se invece il mezzo si trova in condizioni di parziale saturazione parte del carico va sullo scheletro solido ($\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \Delta u \cdot S_r$) provocando dei cedimenti immediati, la cui entità dipende dalle Δu (e quindi dalla distribuzione di suzione iniziale) e dal grado di saturazione del mezzo. Per i valori di suzione modesti, come quelli misurati al termine della fase di imbibizione, le Δu sono tutte positive e saturano completamente la parte inferiore del modello come mostrato in Figura 5.4.3. Nel grafico in Figura 5.4.3 si riportano: la distribuzione di u a 1g, la distribuzione dopo la messa in volo e infine la linea tratteggiata rappresenta la distribuzione stazionaria corrispondente alla condizione idraulica applicata alla base.

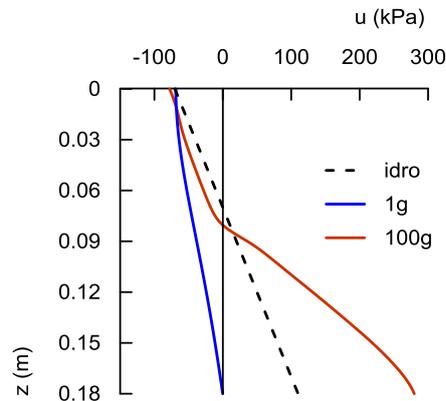


Figura 5.4.3: Pressioni interstiziali prima e dopo la messa in volo in mezzo non saturo.

In Figura 5.4.4 sono invece rappresentate le corrispondenti variazioni di stato tensionale. Le variazioni di stato tensionale efficace sono non nulle, nella zona che rimane non satura crescono proporzionalmente a $\Delta\sigma_v$, mentre si riducono nella zona inferiore in ragione della crescente saturazione del mezzo.

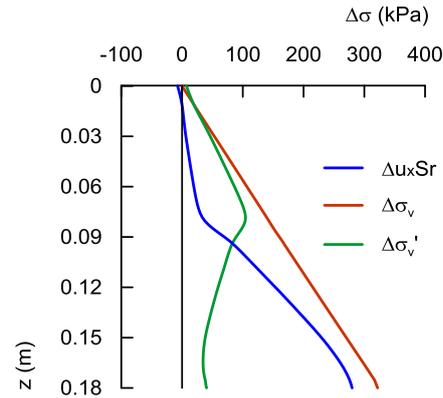


Figura 5.4.4: Incrementi di stato di sforzo per effetto dell'aumento di g .

Per la condizione idraulica imposta, linea nera tratteggiata in Figura 5.4.3, nella fase di equalizzazione si dovrebbe verificare una riduzione delle pressioni interstiziali nella parte inferiore del terreno e una modesta riduzione di suzione nella parte superiore. In entrambi i casi le deformazioni attese sono essenzialmente positive e legate da una parte all'aumento delle tensioni efficaci e dall'altra al collasso per saturazione.

5.4.4 Risultati delle analisi monodimensionali

La procedura adottata per valutare lo stato del terreno al termine della fase di imbibizione a $1g$ ha portato a delle incertezze sulle condizioni iniziali da applicare al momento della messa in volo. Sono stati definiti quindi dei campi di variazione delle condizioni iniziali, Tabella 5.4.2, ai quali vanno aggiunti anche i campi di variazione dei parametri idro-meccanici più incerti: b , $K(Sr)$, K_{sat} .

Ogni prova inoltre è stata caratterizzata da condizioni di stato e distribuzione di suzione prima della messa in volo differenti. Il confronto tra il dato sperimentale e le soluzioni numeriche ottenute, in termini di campi di variazione, è presentato in Figura 5.4.5 a), b) per la prova T_06, in Figura 5.4.6 a), b) per la prova T_08 e in Figura 5.4.7 a), b) per la prova T_05.

Nelle figure è rappresentata sia l'evoluzione temporale dei cedimenti al piano campagna sia la distribuzione di pressione interstiziale al termine delle analisi, ovvero prima del carico orizzontale del palo. In Figura 5.4.5 b), Figura 5.4.6 b), Figura 5.4.7 b) insieme alla distribuzione di pressione a fine analisi sono presentate le misure dei tensiometri a $1g$ (punti rossi) e alla fine della simulazione (punti neri) oltre che agli intervalli di variazione della suzione iniziale adottata. Considerando tutte le variabili in gioco l'intervallo delle soluzioni numeriche contiene il dato sperimentale. Il confronto è in generale più soddisfacente per le misure di spostamento che di pressione interstiziale, ma come detto nel capitolo precedente (paragrafo 4.3.1.1), esistono alcuni dubbi sulla validità dei valori misurati dai tensiometri causati da un effetto meccanico legato all'aumento di g o all'aumento della pressione dell'aria in centrifuga durante il volo (vedi Appendice III).

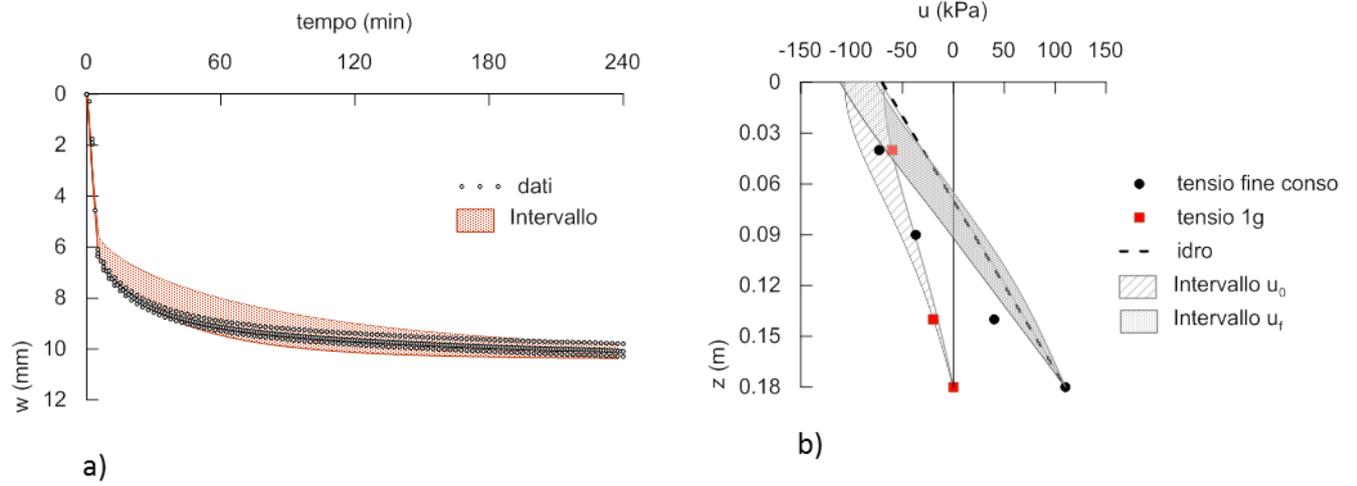


Figura 5.4.5: T_06, a) Spostamenti al pc, b) Pressioni interstiziali, prima della messa in volo e al termine della prova.

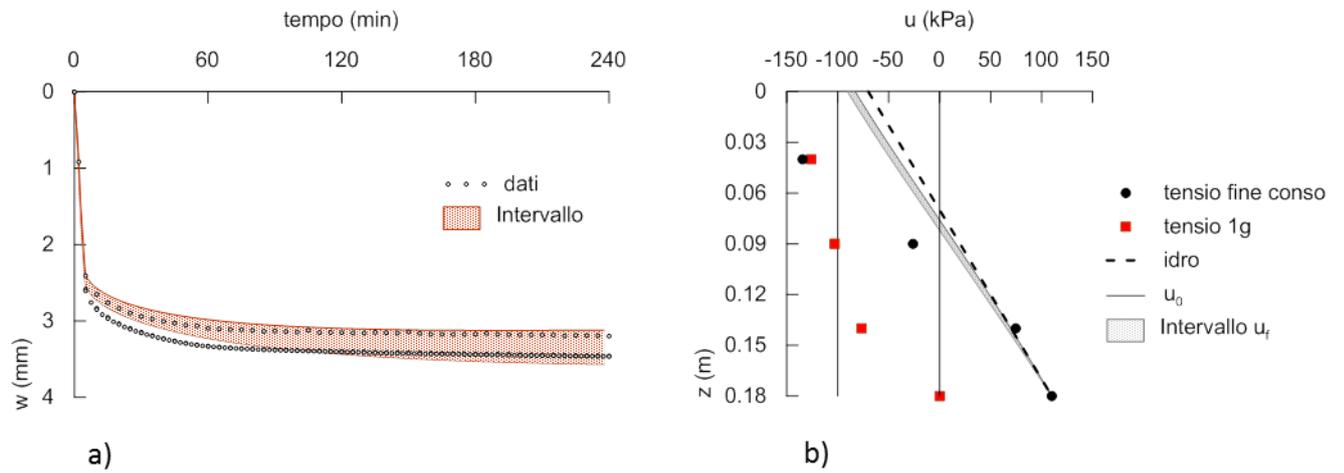


Figura 5.4.6: T_08, a) Spostamenti al pc, b) Pressioni interstiziali, prima della messa in volo e al termine della prova.

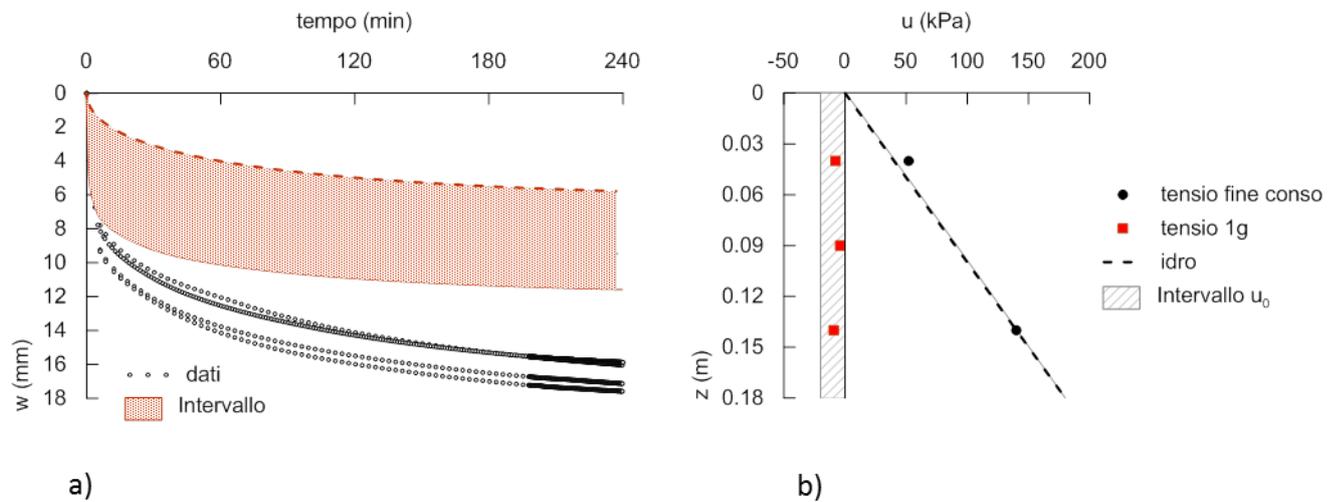


Figura 5.4.7: T_05, a) Spostamenti al pc, b) Pressioni interstiziali, prima della messa in volo e al termine della prova.

La capacità del modello nel seguire i cedimenti osservati nella prova T_05, Figura 5.4.7 a), è sembrata più modesta: in realtà a causa della scarsissima consistenza del terreno la punta dell'LVDT ha ceduto molto di più del terreno adiacente, come rappresentato dal dettaglio di Figura 5.4.8.

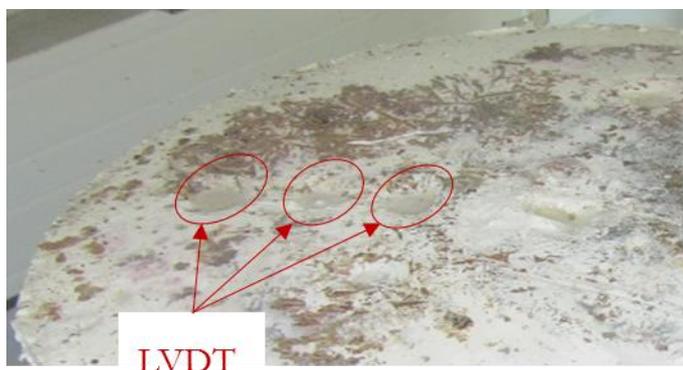


Figura 5.4.8: T_05: Dettaglio del solco lasciato dagli LVDT al termine della prova.

Nel corso di questo paragrafo (5.4.4) si discute nel dettaglio l'effetto di ogni parametro al fine di determinare le condizioni iniziali e i parametri che forniscono la soluzione migliore.

Le simulazioni assialsimmetriche sono state condotte con lo scopo di valutare lo stato del terreno da inserire nel modello tridimensionale usato per lo studio del carico orizzontale del palo. Per questo motivo, la prova T_07, che è stata interrotta a causa di un guasto della centrifuga, non è stata analizzata numericamente.

Per la prova T_09 invece, la storia tensionale del deposito fino al momento della prova in centrifuga è stata molto articolata: il terreno è lo stesso impiegato nella prova T_08, ha quindi subito tutte le fasi che competevano a questa (l'imbibizione ad 1g, la messa in volo con applicazione della falda a 7m dal pc, la saturazione in volo) e una ulteriore notte di equalizzazione a terra a rubinetti chiusi.

Di fronte alla complessità della storia di carico e considerando le elevate incertezze riguardo le condizioni iniziali si è preferito rinunciare a modellare questa prova.

5.4.4.1 Influenza della suzione iniziale

La distribuzione di suzione iniziale, e dunque del grado di saturazione, è risultato uno dei parametri più influenti nella risposta del modello. A titolo di esempio si riportano le soluzioni ottenute, al variare di s_0 , per la prove T_05 e T_06.

Nella prova T_05, al termine della fase di imbibizione durata 3 giorni, i tensiometri hanno misurato valori di suzione modesti (circa 10 kPa), al momento della messa in volo il modello aveva una scarsa consistenza. Gli andamenti dei cedimenti nel tempo ottenuti per 2 distribuzioni di suzione costanti per tutta l'altezza e pari a 0 e 25 kPa sono presentati in Figura 5.4.9. Come già anticipato nel paragrafo 5.4.3, nel caso mezzo saturo ($s_0=0$ kPa) il cedimento istantaneo è nullo mentre è sufficiente che Sr sia leggermente minore dell'unità (circa $Sr \cong 0.96$ per $s_0 = 25$ kPa) per avere dei

cedimenti istantanei significativi. In queste condizioni di b non conta perché il terreno si satura già durante l'aumento di g e i cedimenti istantanei sono legati esclusivamente alla variazione delle tensioni efficaci.

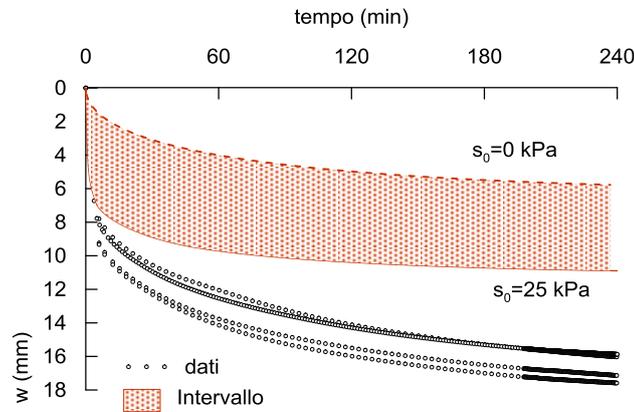


Figura 5.4.9: Influenza della suzione iniziale nella prova T_05.

Nella prova T_06 la fase di imbibizione è durata una notte e al momento della messa in volo il processo di equalizzazione della suzione nel terreno non era ancora terminato.

Il campo di variazione della suzione iniziale è rappresentato dalla campitura a linee di Figura 5.4.10, le distribuzioni scelte sono vicine ai valori di suzione misurati dai tensiometri prima della messa in volo. Per una permeabilità satura di 2.0×10^{-9} m/s e la stessa curva di permeabilità non satura, le distribuzioni finali di pressione interstiziale sono passate da valori sostanzialmente idrostatici a distribuzioni più in linea con quelle misurate dai tensiometri.

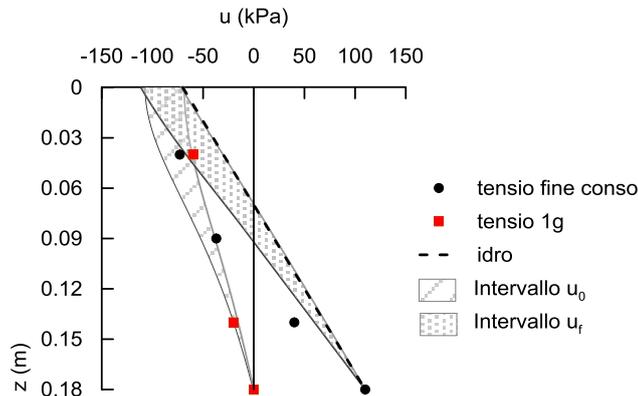


Figura 5.4.10: T_06: Intervallo di suzione iniziale studiato.

In termini di evoluzione temporale dei cedimenti, presentati in Figura 5.4.11, le soluzioni sono comprese in un fuso molto ristretto e hanno riprodotto in modo soddisfacente il comportamento osservato sperimentalmente.

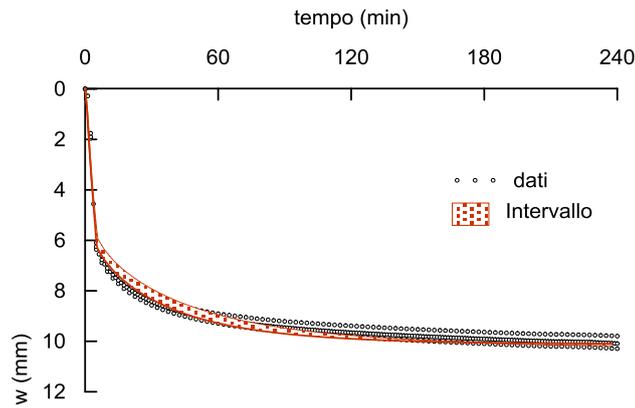


Figura 5.4.11: T_06: Evoluzione dei cedimenti in funzione della diversa suzione iniziale studiata.

I risultati di Figura 5.4.11 hanno messo in evidenza come, in un mezzo non saturo, gli spostamenti al piano campagna da soli non siano una misura indicativa dello stato del processo di consolidazione. Le soluzioni ottenute, hanno colto bene i cedimenti, ma i risultati in termini di distribuzione di u e quindi di stato tensionale efficace e di rigidezza del terreno sono stati significativamente diversi.

Complessivamente le simulazioni hanno indicato che i valori misurati dai tensiometri a 1g sono abbastanza affidabili.

5.4.4.2 Influenza e_0

A parità di stato tensionale efficace, l'indice dei vuoti iniziale definisce il grado di sovraconsolidazione del terreno. Prendendo ad esempio la prova T_05, a causa dei modesti stati tensionali assunti, piccole variazioni di e_0 (da 1.02 a 1.065) portano a più significative variazioni di OCR (da 1.77 a 1 rispettivamente).

Al crescere di e_0 sia il cedimento istantaneo che quello di consolidazione aumentano a causa dei collassi per saturazione maggiori e a causa della maggiore compressibilità del terreno.

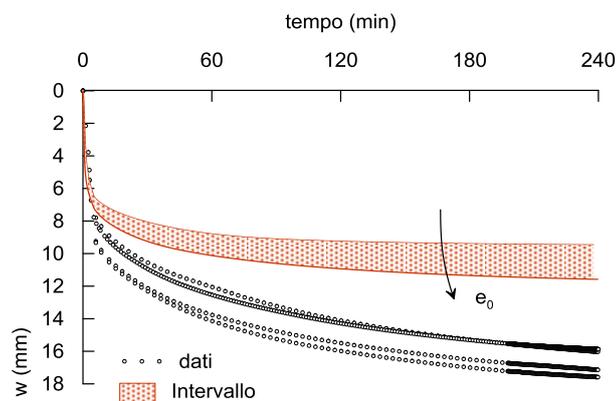


Figura 5.4.12: influenza dell'indice dei vuoti iniziale sulla previsione dei cedimenti nella prova T_05.

Le simulazioni sembrano indicare che i migliori risultati si possono ottenere considerando i valori più alti di indice dei vuoti, il che significa gradi di sovraconsolidazione inferiori.

5.4.4.3 Influenza di K_{sat}

La permeabilità satura influenza sia l'evoluzione temporale delle pressioni interstiziali sia il decorso dei cedimenti nel tempo. A titolo di esempio si presentano i risultati relativi alla prova T_06, a parità di tutti gli altri parametri. L'intervallo dei valori di K_{sat} è in linea con i risultati delle elaborazioni edometriche (da 1.0×10^{-9} a 4.0×10^{-9} m/s).

In Figura 5.4.13, oltre alle misure dei tensiometri prima della messa in volo e al termine della consolidazione, è riportata la distribuzione di suzione iniziale e le distribuzioni finali al termine della consolidazione. Indipendentemente dal valore di permeabilità adottato, tutte le curve, al termine della I^a consolidazione sono prossime al profilo idrostatico di pressione (linea tratteggiata nera) e lontane dai valori misurati dai tensiometri (punti neri).

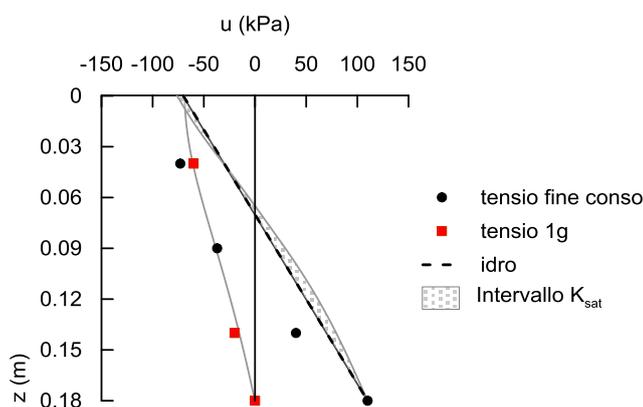


Figura 5.4.13: T_06: distribuzione delle pressioni interstiziali durante la simulazione in funzione della permeabilità satura.

La simulazione dei cedimenti al piano campagna è presentata in Figura 5.4.14; in questo caso il fuso della soluzione è più ampio: all'aumentare di K_{sat} il processo di consolidazione accelera anche se i valori di spostamento a 240 min dall'inizio della prova sono paragonabili nei tre casi. Riducendo la permeabilità le simulazioni sono meno vicine al dato sperimentale, sia in termini di distribuzione di che dei cedimenti al piano campagna.

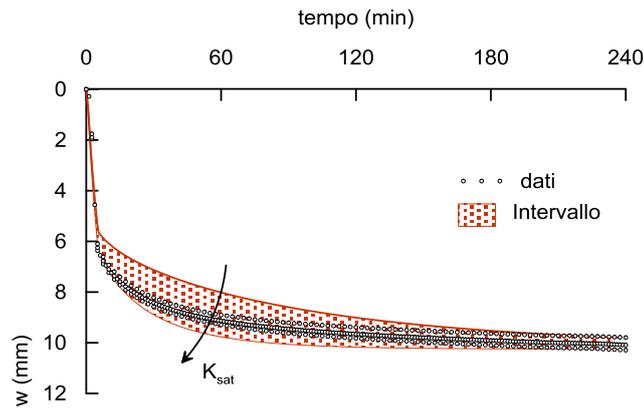


Figura 5.4.14: T_06: influenza di K_{sat} sull'evoluzione temporale dei cedimenti al pc.

Infine il valore di K_{sat} adottato nelle analisi 3D è di 2.0×10^{-9} m/s per i terreni meno addensati (T_05 e T_06) e di 9.0×10^{-10} m/s per il terreno con densità inferiore (T_08 e T_09).

5.4.4.4 Influenza curva di permeabilità $K_{(Sr)}$

Per le distribuzioni di suzione iniziale adottate nelle simulazioni il legame tra il grado di saturazione e la permeabilità non ha influenzato i risultati delle analisi. In queste simulazioni l'esponente λ dell'equazione (5.13) è stato fatto variare da 3 a 9, i risultati presentati in Figura 5.4.15 fanno riferimento alla prova T_06.

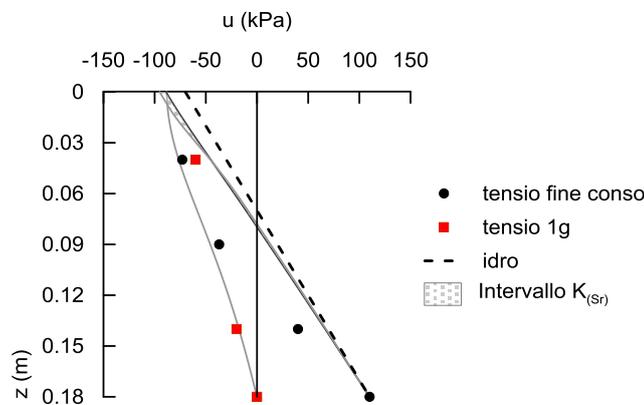


Figura 5.4.15: T_06: Influenza della curva di permeabilità sulla distribuzione di u a fine prova.

Questo parametro non ha influenzato i risultati in maniera sensibile né in termini di distribuzione di u né in termini di cedimenti al piano campagna. Il risultato è giustificato dall'elevato valore di Sr al momento della messa in volo. Il grado di saturazione è prossimo all'unità alla base e poi diminuisce, andando verso il piano campagna, fino ad un valore di 0.75 circa. In questo intervallo la permeabilità non satura si riduce al massimo di un ordine di grandezza rispetto a quella satura (Figura 5.4.16). Tale riduzione interessa solo un piccolo volume di terreno in prossimità del piano campagna.

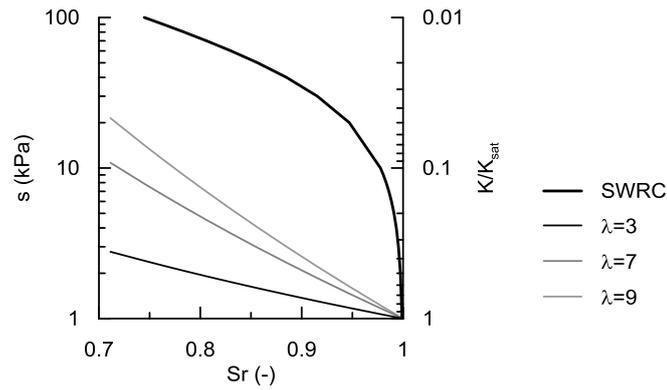


Figura 5.4.16: T_06: Curva di ritenzione e diverse curve di permeabilità adottate.

Per il terreno più addensato (T_08), l'influenza della curva di permeabilità è ancora più modesta perché il grado di saturazione minimo del terreno è di 0.9, a cui corrispondono variazioni di permeabilità trascurabili. A valle di queste considerazioni si è scelto di lasciare il valore classico dell'esponente: $\lambda = 3$, Irmay (1954).

5.4.4.5 Influenza di b

A partire dalla distribuzione di pressioni interstiziali iniziale riportata in Figura 5.4.17 è stata indagata l'influenza del parametro costitutivo b per valori compresi tra 2 e 4.2.

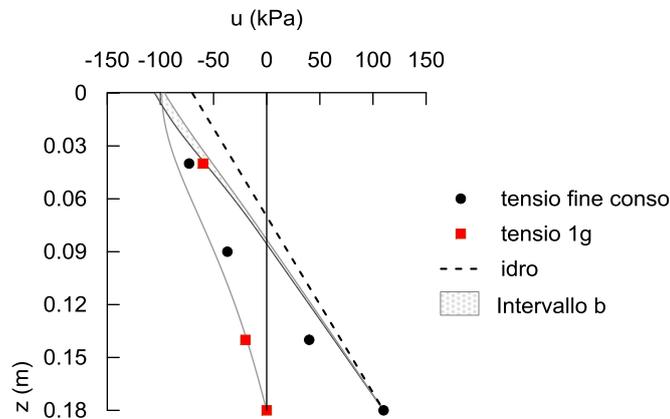


Figura 5.4.17: T_06: Influenza di b sulla distribuzione di u a fine prova.

Aumentare b significa da una parte aumentare la dimensione del dominio elastico e dall'altra aumentare la velocità di chiusura della superficie di snervamento a parità di ΔSr . Come illustrato in Figura 5.4.18, per le condizioni iniziali scelte, al crescere di b aumentano sia i cedimenti istantanei che quelli di consolidazione perché il terreno collassa di più. All'aumentare di b si velocizza leggermente il processo di consolidazione nella zona non satura: al di sopra della falda le pressioni interstiziali risultano più vicine ai valori stazionari al crescere di b . Anche questo parametro ha giocato un ruolo meno importante nei terreni più addensati, in ragione della diversa forma della SWRC. Un valore di 3.7 è stato dunque adottato in tutte le simulazioni.

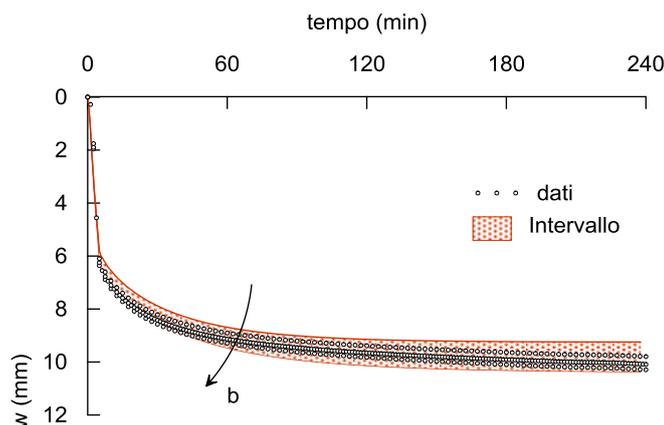


Figura 5.4.18: T_06: influenza di b sull'evoluzione temporale dei cedimenti al pc.

5.4.4.6 Condizioni del terreno al momento del carico del palo

Dalle analisi è emersa l'importanza della distribuzione di suzione iniziale, mentre la permeabilità e la sua dipendenza da Sr (K_{sat} e $K_{(Sr)}$), e il parametro di incrudimento legato alle variazioni di Sr (b) hanno giocato un ruolo di secondo piano, intervenendo sulla forma della curva cedimenti tempo e sul valore del cedimento istantaneo. A valle delle analisi assialsimmetriche sono stati scelti i seguenti valori:

- $K_{sat}=2.0 \times 10^{-9}$ m/s per $e_0=0.93$ (T_05, T_06); $K_{sat}=9.0 \times 10^{-10}$ m/s per $e_0=0.75$ (T_08, T_09).
- $K_{(Sr)} = K_{sat} \cdot Sr^{\lambda=3}$ per tutte le prove.
- $b=3.7$ per tutte le prove.

Per inizializzare lo stato di sforzo dei modelli tridimensionali occorre definire in tutto il modello le tensioni efficaci (verticali e orizzontali), le pressioni interstiziali, l'indice dei vuoti, il grado di saturazione e la posizione dello stato tensionale rispetto alla corrispondente superficie di snervamento. Come indicatore di questa distanza nella presente tesi è stata definita la grandezza D_p (distanza plastica) come il rapporto tra pressione media efficace tra il punto rappresentativo dello stato tensionale corrente e quello appartenente alla superficie di snervamento a parità di $\eta = q/p$.

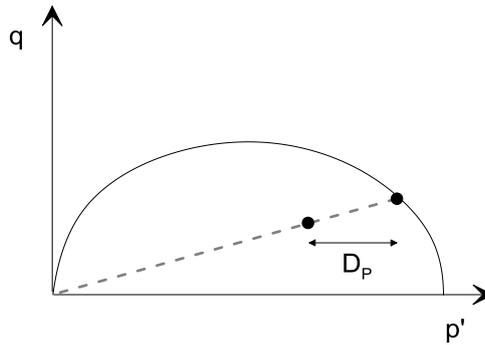


Figura 5.4.19: Valutazione di D_p nel piano degli invarianti p' - q .

Nel caso di un palo soggetto ad una azione orizzontale questa grandezza insieme alla distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno influenza la risposta del sistema palo terreno: al crescere di D_p le plasticizzazioni nel terreno avvengono per valori di spostamento orizzontale più elevati, mentre all'aumentare della tensione orizzontale efficace aumenta la rigidità del sistema palo terreno.

In generale il processo di consolidazione in volo porta la parte del terreno sotto falda in condizioni di normalconsolidazione. Procedendo verso il piano campagna, a seconda della profondità e dello stato iniziale del terreno, i punti possono trovarsi in campo elastico o elastoplastico. In questa zona il rapporto tra le tensioni efficaci orizzontali e verticali è maggiore del coefficiente di spinta quiete,

$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} > K_0$, in prossimità del piano campagna le tensioni orizzontali possono risultare maggiori di

quelle verticali. A titolo di esempio in Figura 5.4.20 si riportano, nel piano p' - q , gli stati tensionali del terreno alla fine della simulazione della prova T_06. I punti che giacciono sulla retta K_0 rappresentano gli strati più profondi del terreno, andando verso il piano campagna il deviatore diminuisce perché le tensioni orizzontali efficaci diminuiscono meno delle verticali, fino ad assumere valori negativi quando $\sigma'_h > \sigma'_v$. I punti rappresentati in Figura 5.4.20 appartengono tutti ad una superficie di snervamento ($D_p=1$).

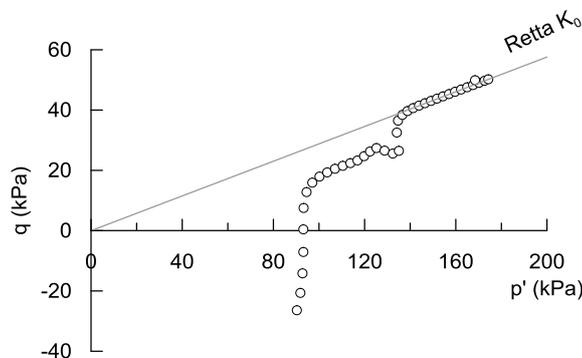


Figura 5.4.20: Rappresentazione del piano degli invarianti dello stato tensionale nel terreno alla fine dell'analisi per la prova T_06.

La distribuzione delle grandezze di interesse per le prove in cui la falda è stata applicata a 7 m dal piano campagna (scala prototipo) T_06 e T_08 è presentata in Figura 5.4.21 Figura 5.4.22 rispettivamente.

Le suzioni nella prova T_08 ($e_0=0.75$) sono leggermente maggiori di quelle trovate nella prova T_06 ($e_0=0.93$) sia a causa della minore permeabilità che della diversa distribuzione di u iniziale. In ragione del minore indice dei vuoti iniziale, a fine analisi il terreno ha sia una struttura più chiusa nella prova T_08 (Figura 5.4.22) che nella T_06 (Figura 5.4.21) sia un valore di D_p maggiore nella porzione superiore del modello.

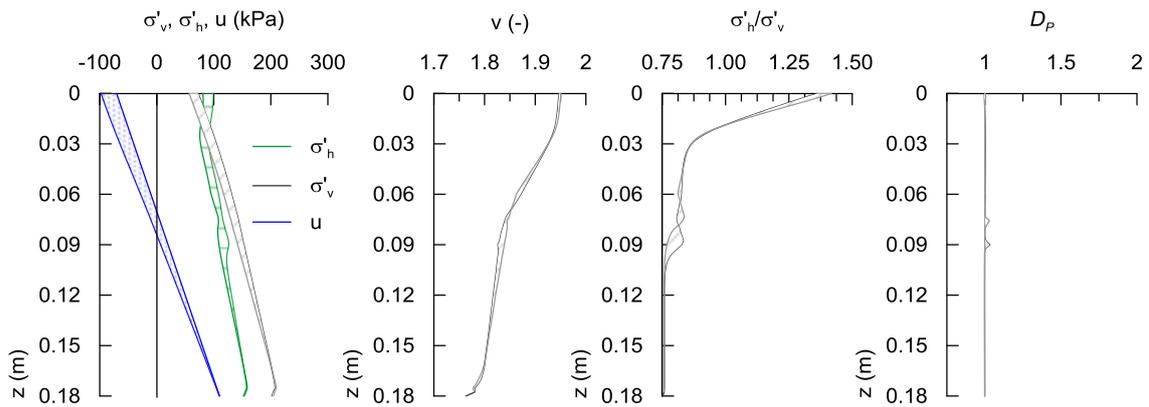


Figura 5.4.21: T_06: stato del terreno al momento del carico del palo.

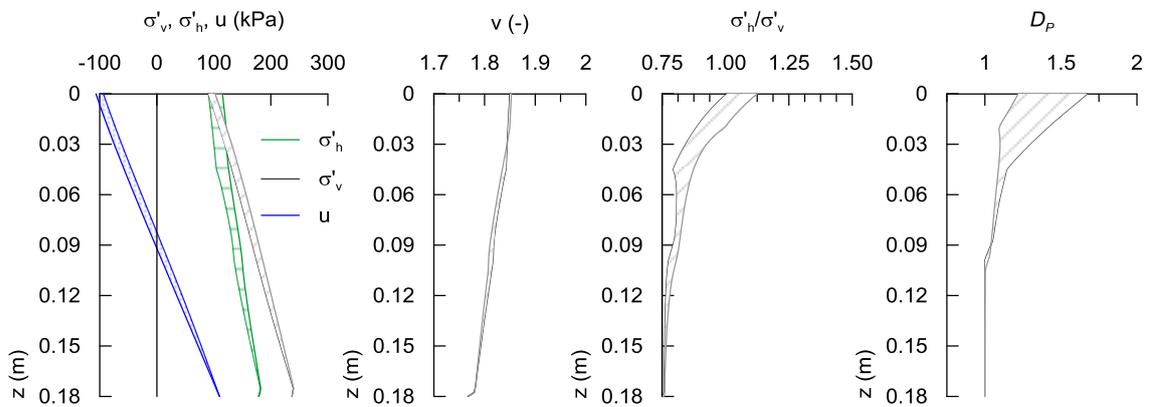


Figura 5.4.22: T_08: stato del terreno al momento del carico del palo.

La differenza di struttura tra le due prove è messa bene in evidenza nel piano di compressibilità riportato in Figura 5.4.23.

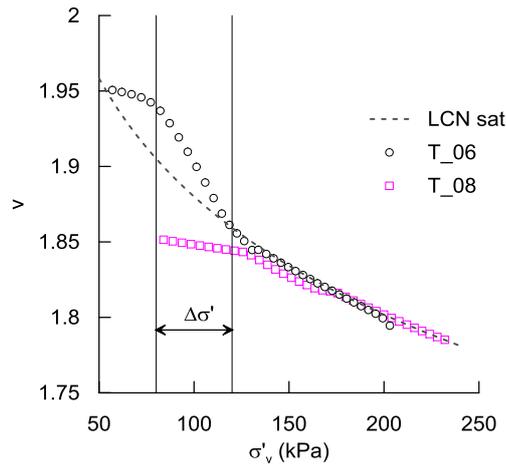


Figura 5.4.23: Andamento del volume specifico con σ'_{v} , confronto tra le prove T_06 e T_08.

Nella zona non satura, a parità di tensione verticale efficace, il volume specifico della prova T_06 (punti neri) si trova sistematicamente sopra la LCN satura, al contrario della prova T_08 (punti magenta). La rigidezza operativa in questi due casi è dunque significativamente differente: per l'intervallo $\Delta\sigma'$ considerato in Figura 5.4.23 la variazione di volume specifico è trascurabile per la prova T_08 mentre pari a 0.1 per la prova T_06.

I risultati relativi alla prova T_05, sono invece riportati in Figura 5.4.24. In questa prova la falda è stata applicata al piano campagna e al termine dell'analisi il terreno si trova tutto in condizioni di normalconsolidazione ad eccezione dei primi 5 metri di terreno (scala prototipo)

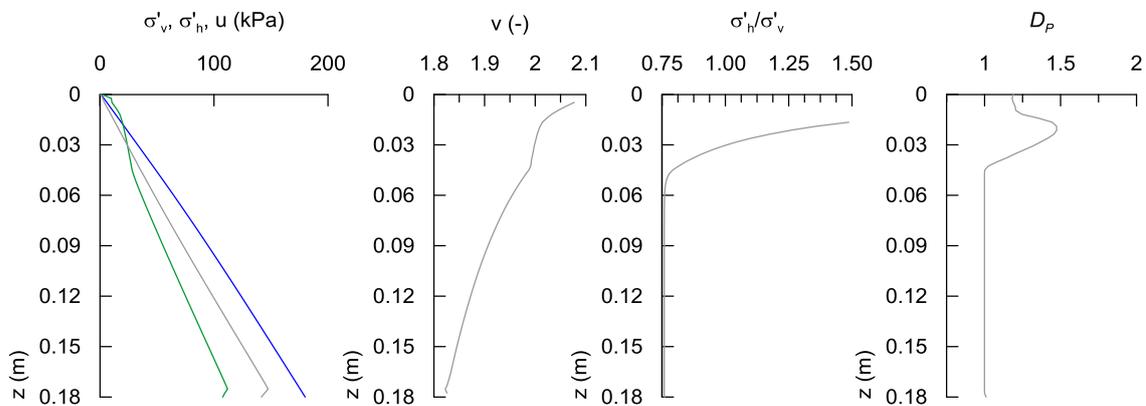


Figura 5.4.24: T_05: stato del terreno al momento del carico del palo.

Per la prova T_09, a causa dei motivi commentati in precedenza è stata assunta, al momento del carico del palo, la distribuzione delle pressioni interstiziali stazionaria con superficie libera al piano campagna. In ragione dei molteplici scarichi tensionali cui è stato soggetto il terreno sia in volo che a terra, è sembrato lecito ipotizzare un valore di D_p variabile con la profondità e compreso tra 4 e 6.

5.4.5 Conclusioni

La fase di imbibizione ad 1g ha reso estremamente variabili le condizioni iniziali del terreno al momento della messa in volo. Queste sono risultate determinanti nella riproduzione del comportamento osservato sia in termini di misure globali (cedimenti al pc) che puntuali (tensiometri).

Rimangono ancora alcuni dubbi sulle grandezze difficilmente quantificabili e misurabili in laboratorio come l'eventuale anisotropia e stato di sovraconsolidazione indotte dalla compattazione statica del terreno e lo stato tensionale efficace risultante.

Fissato un intervallo ragionevole di suzione iniziale, le soluzioni numeriche sono risultate abbastanza robuste e in buon accordo con il dato sperimentale. Variando i parametri idro-meccanici, ricavati da prove in laboratorio, in un intervallo ragionevole, è emersa la scarsa influenza della soluzione da questi ultimi; ciò sembra confermare la bontà della calibrazione eseguita.

Dalle simulazioni è emerso che, al momento del carico del palo, il processo di equalizzazione non è ancora terminato per la prova T_08, mentre nella prova T_06 si è prossimi alle condizioni stazionarie, in entrambe le prove i risultati non sono in accordo con le misure dei tensiometri. L'unica eccezione è rappresentata dalla prova T_05 dove le simulazioni numeriche, in accordo con le misure dei tensiometri, indicano il sostanziale raggiungimento delle condizioni di equilibrio idraulico.

Le analisi svolte hanno confermato che, in mezzo parzialmente saturo, le sole misure integrali di spostamento non sono sufficienti a descrivere compiutamente il processo di equalizzazione ma è necessario accoppiare a queste anche delle misure di pressione in più punti del modello.

Riguardo le condizioni di stato del terreno al momento del carico del palo, le simulazioni hanno mostrato che il terreno meno addensato ($e_0=0.93$, T_05 e T_06) si trova in condizioni di normal-consolidazione per la maggior parte della sua altezza. Lo stato tensionale dello strato più superficiale del terreno si trova sempre in campo elastoplastico ma il rapporto tra tensioni orizzontali efficaci e tensioni verticali efficaci cresce andando verso il pc.

Nella prova T_08 ($e_0=0.75$, s.l. teorica a 7m dal pc) il terreno ha dei valori di D_p leggermente maggiori di 1 e decrescenti con la profondità, mentre nella prova T_09 ($e_0=0.75$, s.l. teorica al pc) è stata assunta una distribuzione di D_p costante con l'altezza del deposito.

5.5 Modellazione del meccanismo di interazione: il modello 3D

In questa sezione si presentano i risultati relativi al modello tridimensionale messo a punto per riprodurre la fase di carico del palo e la successiva saturazione del terreno. Prima di passare all'analisi dei risultati si descrive la geometria del reticolo di calcolo con le relative condizioni al contorno, la

modellazione degli elementi del terreno, del palo e dell'interfaccia, l'influenza delle condizioni di drenaggio durante il carico ed infine la struttura delle simulazioni svolte.

5.5.1 Geometria del problema e condizioni al contorno

La simulazione del carico è stata condotta con un modello 3D. Il modello messo a punto ha riprodotto le dimensioni del prototipo del problema studiato in centrifuga. In Figura 5.5.1 si presenta il reticolo di calcolo: sfruttando la geometria del problema e le condizioni di carico è stato possibile modellare metà dominio. Il palo ($L=15$ m e $D=1.2$ m) è stato installato idealmente al centro di uno strato di terreno omogeneo di altezza 18 m e diametro 30 m. Le dimensioni degli elementi sono state scelte a valle di un'analisi di sensitività.

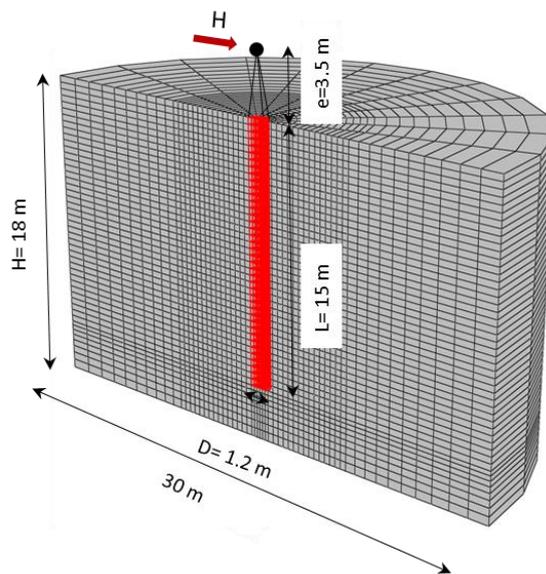


Figura 5.5.1: Geometria del modello tridimensionale.

Alla base del modello sono stati vincolati gli spostamenti delle 3 direzioni, sul bordo esterno sono stati impediti di spostamenti del piano (x e y) mentre sul piano di simmetria sono stati bloccati solo gli scorrimenti fuori piano, sia per il palo che per il terreno.

La forza orizzontale è stata applicata ad un nodo di riferimento solidale con la testa del palo, lasciata libera di ruotare. Il carico del palo è stata modellato come un processo idro-meccanico accoppiato nel quale la perturbazione è cresciuta con velocità costante.

5.5.2 Modellazione del terreno

Il terreno è stato modellato con elementi porosi tridimensionali C3D8P a 8 nodi e integrazione completa. Il codice risolve simultaneamente il problema meccanico governato dalle equazioni del legame costitutivo e quello idraulico retto dalla legge di Darcy che considera le proprietà dell'acqua (peso specifico γ_w e permeabilità K).

Su ognuna delle 6 facce del solido sono presenti 4 punti di Gauss in prossimità dei vertici, come riportato in Figura 5.5.2.

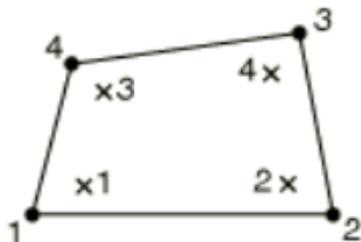


Figura 5.5.2: Posizione dei punti di integrazione su una faccia dell'elemento C3D8P.

5.5.3 Modellazione del palo

Il palo, di 15 metri di lunghezza di infissione, è stato modellato come un mezzo elastico lineare a sezione circolare piena avente la stessa inerzia flessionale $E_p I_p$, 3.9 GNm^2 , del prototipo studiato in centrifuga. Per realizzare la sezione equivalente si è scelto di mantenere identico il diametro, $D=1.2 \text{ m}$, e di ridurre il valore del modulo di Young, $E_{p,eq}=38.3 \text{ GPa}$. Nelle analisi, dato che si è simulato solo metà problema l'effettiva inerzia del palo è la metà di quella reale.

Come illustrato in Figura 5.5.3 sono stati impiegati sia elementi solidi non porosi (C3D8) che elementi strutturali, indeformabili a taglio, (B32). Gli elementi solidi sono serviti a riprodurre l'effettivo ingombro del palo e, per evitare problemi di rigidità all'interfaccia con il terreno, a questi elementi sono state assegnate le proprietà elastiche del palo ($E=38.3 \text{ GPa}$, $\nu=0.25$).

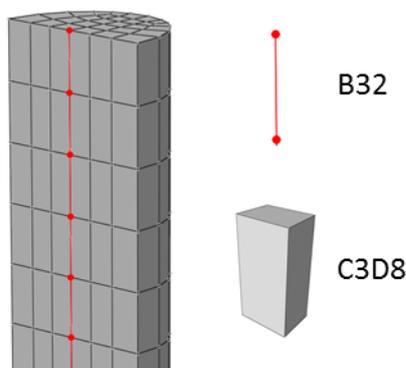


Figura 5.5.3: Modellazione del palo.

Gli elementi trave, a rigidità flessionale nulla, sono vincolati a muoversi con i nodi centrali del palo, e sono stati impiegati per calcolare agevolmente il diagramma dei momenti.

5.5.4 Modellazione dell'interfaccia

Nelle prove in centrifuga, per proteggere gli estensimetri dall'acqua, è stato disposto uno strato di 1 mm di silicone attorno al fusto del palo. L'interazione tra il silicone e il terreno è stata,

probabilmente, non soltanto attritiva ma anche in parte adesiva, tuttavia il contributo legato all'adesione è difficilmente quantificabile.

Esistono due modi possibili di modellare l'interfaccia in Abaqus:

- Assumere la perfetta aderenza tra le due superfici a contatto (comando: TIE)
- Assegnare un comportamento puramente attritivo all'interfaccia tra le due superfici (comando CONTACT PAIR)

Nel primo caso i due mezzi si trasmettono sforzi normali e di taglio, di qualsiasi entità essi siano, e non sono ammessi distacchi. Nel secondo caso, utilizzando la formulazione “*hard contact*”, le pressioni normali all'interfaccia possono assumere qualsiasi valore se le due superfici sono a contatto mentre sono nulle in caso contrario. Le azioni tangenziali limite all'interfaccia sono governate da un criterio di resistenza alla Coulomb: $\tau_f = \sigma_n \cdot \text{tg}(\delta)$, dove δ è l'angolo di attrito dell'interfaccia. Se almeno uno dei due elementi a contatto è un elemento poroso saturo allora il criterio di resistenza viene espresso in tensioni efficaci e il modello simula correttamente la rottura dell'interfaccia. Nel caso in cui l'elemento poroso è parzialmente saturo il codice legge le tensioni totali e non quelle efficaci, sottostimando significativamente la resistenza tangenziale dell'interfaccia.

In Figura 5.5.4 si riportano le curve carico spostamento ottenute variando le proprietà meccaniche dell'interfaccia palo-terreno. Nello specifico le curve fanno riferimento alle condizioni di: perfetta aderenza (TIE, linea tratteggiata), contatto attritivo con $\delta=\varphi'/2$ (curva grigia) e $\delta=\varphi'$ (curva nera).

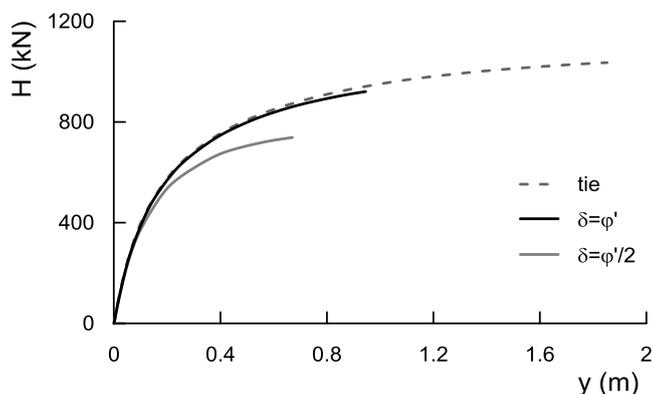


Figura 5.5.4. Effetto dei diversi tipi di interfaccia sulla curva carico spostamento del palo.

I risultati fanno riferimento ad un palo, modellato con elementi non porosi, installato in mezzo poroso saturo con superficie libera coincidente con il piano campagna.

Assegnare $\delta=\varphi'$ significa imporre la rottura dell'interfaccia e del terreno allo stesso momento: in questo caso la soluzione coincide con quella di perfetta aderenza perché nelle analisi ben pochi elementi raggiungono le condizioni ultime. Per $\delta=\varphi'/2$ la curva si sfocchia dalle altre due per livelli di

spostamento più bassi perché in questo caso alle plasticizzazioni si somma la rottura dell'interfaccia negli strati più superficiali di terreno.

A fronte dell'incertezza data dall'interazione silicone-terreno, della sicura sottostima della resistenza dell'interfaccia nei mezzi non saturi e dei risultati presentati in Figura 5.5.4 si è preferito simulare l'interfaccia palo terreno imponendo la perfetta aderenza tra i due mezzi.

5.5.5 Velocità di carico e condizioni di drenaggio

Dalle analisi è emerso che la prova di carico in centrifuga non è avvenuta in condizioni drenate: è stata dunque adottata una velocità simile a quella impiegata nella sperimentazione ($v \cong 1.5 \times 10^{-4}$ kN/s). A titolo di esempio si presentano le differenze ottenute in funzione delle condizioni di drenaggio limite, drenate (CD) e non drenate (CND), per un palo immerso in un terreno saturo con falda al piano campagna. Il confronto, in Figura 5.5.5, è proposto per la relazione forza-spostamento. A parità di spostamento orizzontale, la forza è risultata maggiore in condizioni di drenaggio impedito fino a valori di spostamento orizzontale di 1.2 metri superati i quali il carico ottenuto in condizioni drenate (grigia in figura) risulta maggiore rispetto alle condizioni non drenate. Solo in condizioni non drenate il modello sembra aver raggiunto un valore limite del carico orizzontale H .

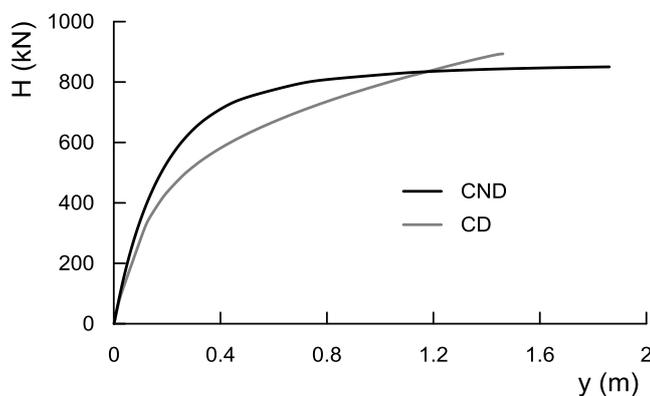


Figura 5.5.5: Influenza delle condizioni di drenaggio.

5.5.6 Influenza del punto di applicazione della forza

La posizione nominale del punto di applicazione della forza è pari a 3.5 m dal piano campagna (scala prototipo), nella realtà questa eccentricità è risultata sistematicamente maggiore a causa dei cedimenti del modello durante il volo e l'equalizzazione. L'aumento δ dell'eccentricità è stato calcolato come differenza tra la media dei cedimenti al piano campagna.

Come atteso, le differenze rispetto al valore nominale sono più grandi per le prove T_05 e T_06 ($e_0=0.93$) a causa della maggiore deformabilità del terreno.

Per la prova T_05, (mezzo saturo, falda al piano campagna) è stata valutata l'influenza della diversa eccentricità sulla curva forza-spostamento del palo. I risultati, presentati in Figura 5.5.6, mostrano che al crescere di e la curva forza spostamento è meno rigida e meno resistente perché a parità di forza applicata aumenta la coppia applicata al piano campagna.

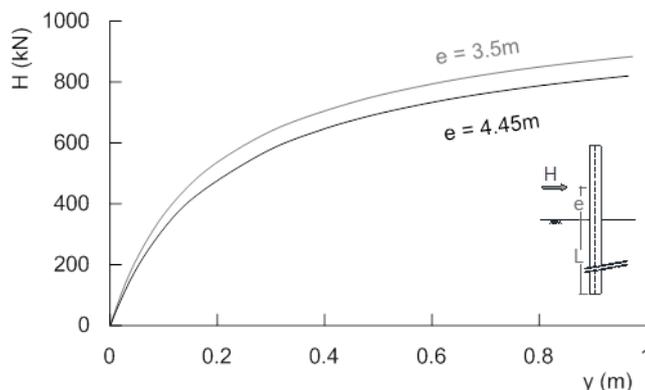


Figura 5.5.6: Influenza dell'eccentricità sulla curva carico-spostamento per la prova T_05.

Nelle analisi presentate in seguito si è tenuto conto della variazione dell'eccentricità rispetto al valore nominale, naturalmente questo parametro è più rilevante per le prove eseguite sul terreno meno consistente (T_05, T_06).

5.5.7 Fasi di calcolo delle analisi

Per riprodurre il comportamento osservato in centrifuga è stata adottata una procedura semplificata che ha consentito di controllare le variabili di ingresso del sistema. Le analisi sono articolate nei seguenti passi:

- **Fase 1:** Inizializzazione dello stato tensionale ricavato dalle analisi 2D. In questa prima parte il palo non è presente ma è stato sostituito con elementi porosi solidali al terreno.
- **Fase 2:** Installazione del palo. Supponendo un processo di installazione ideale, si eliminano gli elementi porosi nel volume occupato dal palo e si inserisce il palo stesso.
- **Fase 3:** Carico del palo. La forza orizzontale è stata applicata con la stessa velocità adottata in centrifuga. Le analisi sono state spinte fino a raggiungere il collasso del sistema.
- **Fase 4:** Innalzamento della superficie libera. Questa fase e la successiva sono presenti solo per le prove nelle quali dopo aver caricato il palo è stato innalzato il livello di falda sino al piano campagna (T_06 e T_08). L'innalzamento della superficie libera è avvenuto in tempi brevi rispetto alla successiva fase di equalizzazione.
- **Fase 5:** Equalizzazione della risalita. Il modello è stato lasciato consolidare sino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio idraulico o di collasso del sistema.

5.6 Modellazione del meccanismo di interazione: risultati delle analisi

5.6.1 Confronto con i risultati

I confronti tra le simulazioni e i dati sperimentali, in termini di relazione forza spostamento in testa, sono presentati in Figura 5.6.1. Lo schema presente in ogni grafico rappresenta le condizioni idrostatiche teoriche, non necessariamente l'effettiva distribuzione di μ . I campi di variazione delle analisi tengono conto delle incertezze emerse dalla sperimentazione e dalle simulazioni bidimensionali quali: la distribuzione delle pressioni interstiziali, l'eventuale distanza plastica (D_p).

L'influenza della distribuzione di μ e di D_p sulle soluzioni ottenute viene analizzata nei paragrafi seguenti.

Complessivamente le soluzioni numeriche sembrano essere sempre più rigide dei dati sperimentali anche se il limite inferiore del fuso approssima in modo abbastanza soddisfacente il dato sperimentale. Come nelle prove in centrifuga per i valori di forza applicati nemmeno nelle analisi numeriche è stato raggiunto un valore limite della forza orizzontale.

I risultati delle simulazioni della prova T_05; Figura 5.6.1 a), sono in accordo con quanto emerso nelle corrispondenti analisi 2D (vedi Figura 5.4.7 a)) che indicavano una maggiore rigidità del modello numerico rispetto al dato sperimentale. Anche nella fase di carico del palo il modello non può tenere in conto della scarsissima consistenza del terreno osservata durante la prova in centrifuga.

Per le prove T_06, T_08 T_09 di Figura 5.6.1 c), d) e b) rispettivamente bisogna anche considerare le incertezze connesse della partenza della curva di carico sperimentale: in queste prove infatti lo spostamento è stato corretto per tenere conto della non perfetta aderenza tra palo e terreno secondo la procedura esposta nel paragrafo 3.5.2.1.1.

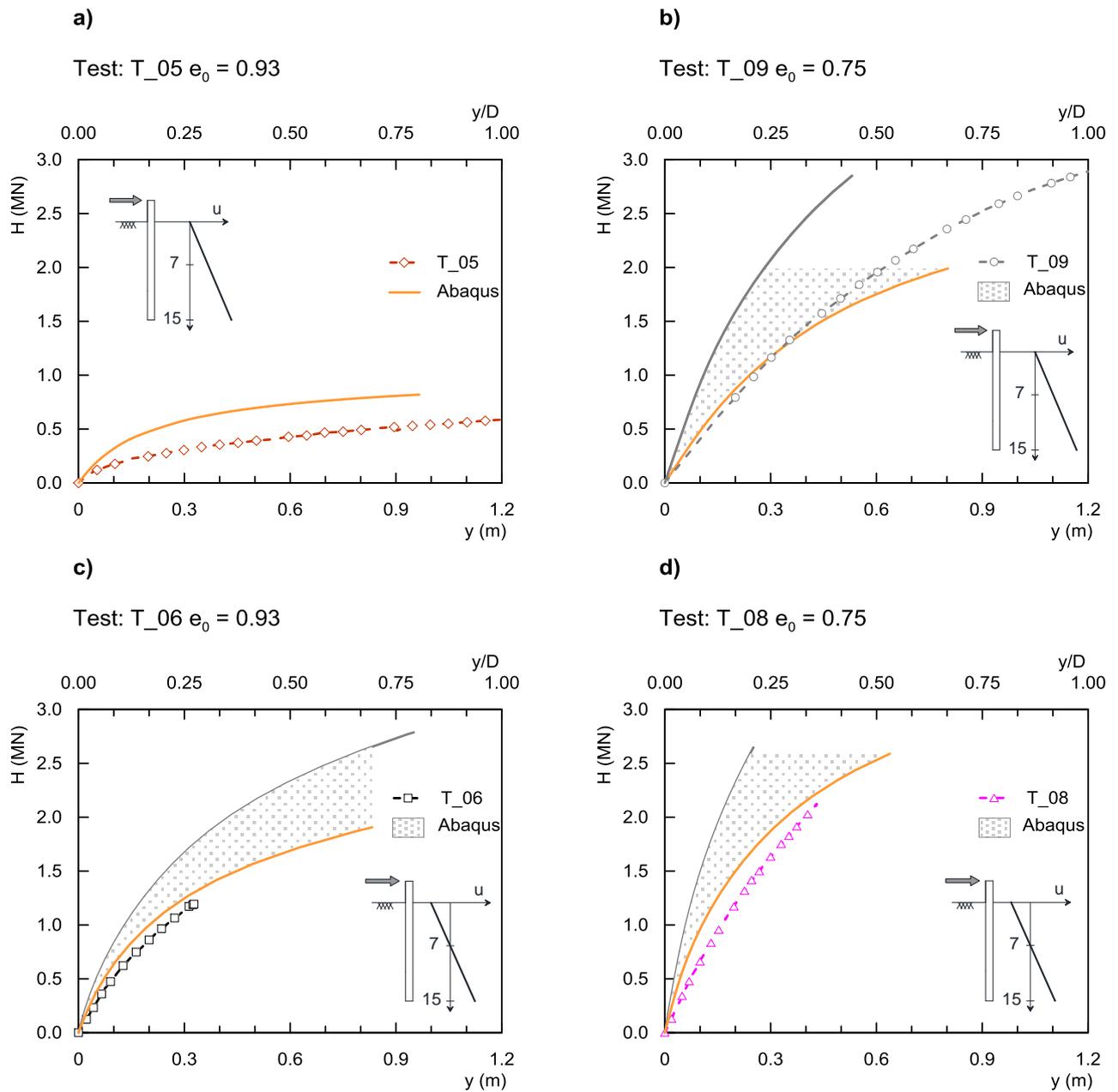


Figura 5.6.1: Confronto con i risultati. Curve forza spostamento per: a) T_05; b) T_09; c) T_06; d) T_08.

Per coerenza con le elaborazioni dei capitoli precedenti e per chiarezza espositiva questo effetto non è stato rappresentato in Figura 5.6.1, ma a titolo di esempio, questa elaborazione è stata fatta per la prova T_09 ed è riportata la Figura 5.6.2.

Nel caso in esempio la campitura verde è rappresentativa delle possibili posizioni della curva forza spostamento sperimentale, mentre la campitura grigia rappresenta il fuso delle simulazioni numeriche. L'accordo tra le due simulazioni, in questo caso, è sembrato più soddisfacente: il dato sperimentale appare ben compreso nell'intervallo delle analisi numeriche per i valori di spostamento orizzontale rappresentati.

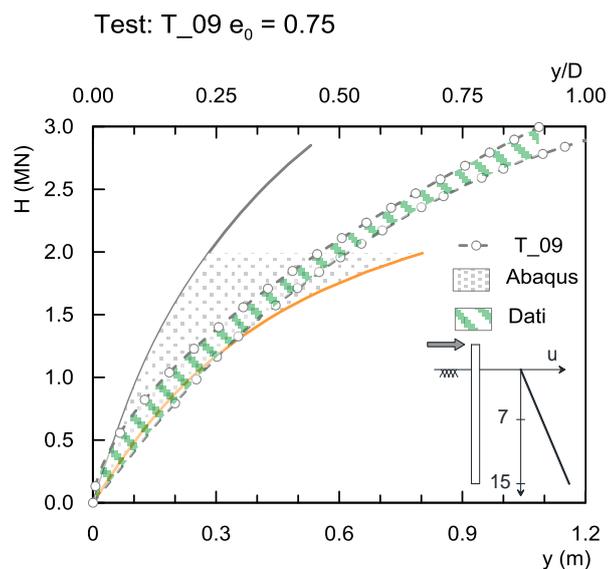


Figura 5.6.2: Confronto tra il fuso delle soluzioni numeriche e il fuso dei dati sperimentali per la prova T_09.

5.6.2 Influenza della distribuzione di pressione interstiziale iniziale

In Figura 5.6.3 a) sono riportate le curve forza spostamento ottenute in funzione delle diverse distribuzioni di pressione interstiziale (Figura 5.6.3 b)), al momento del carico del palo, per la prova T_06 ($e_0=0.93$, falda teorica a 7 m da pc, 70 mm scala modello). Come si vede dal confronto con tra la curva rossa (distribuzione prossima all'idrostatica) e la curva grigia, la rigidezza del sistema è aumentata al crescere della suzione nel terreno. Se la differenza di u si concentra nelle parte bassa del modello, gli effetti sulla risposta del palo sono minori: la curva grigia e la curva nera tratteggiata (corrispondenti alle distribuzioni di Figura 5.6.3 b)) si sfoccano solo per $H=1.2$ MN. Anche se le analisi numeriche sovrastimano la rigidezza del sistema palo terreno la soluzione che più si avvicina al comportamento osservato sembra essere quella corrispondente alla distribuzione idrostatica di pressione interstiziale.

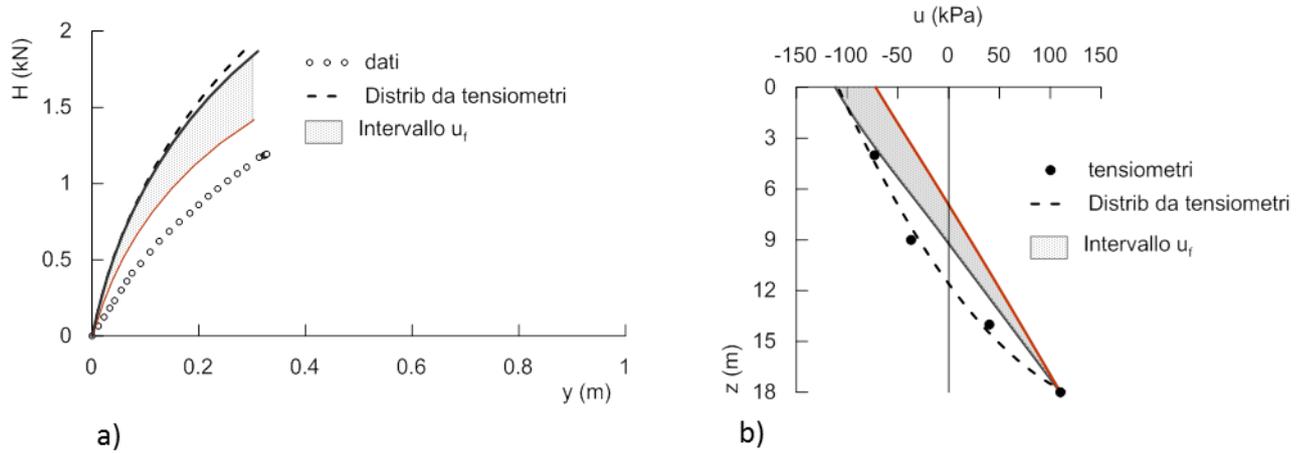


Figura 5.6.3: T_06: a) Influenza della distribuzione di pressione interstiziale sulla risposta del sistema. b) distribuzione di u .

I risultati relativi alla prova T_08 di Figura 5.6.4 a) fanno riferimento alle due distribuzioni di pressioni interstiziali rappresentate in Figura 5.6.4 b): la linea rossa è la distribuzione ottenuta dalle analisi numeriche 2D, mentre la linea grigia cerca di cogliere le misure dei tensiometri. Il fuso di Figura 5.6.4 a) è più ampio di quello di Figura 5.6.3 a) sia perché le differenze di u sono maggiori per la prova T_08 ma soprattutto perché sono concentrate negli strati più superficiali del terreno, dove l'interazione è maggiore.

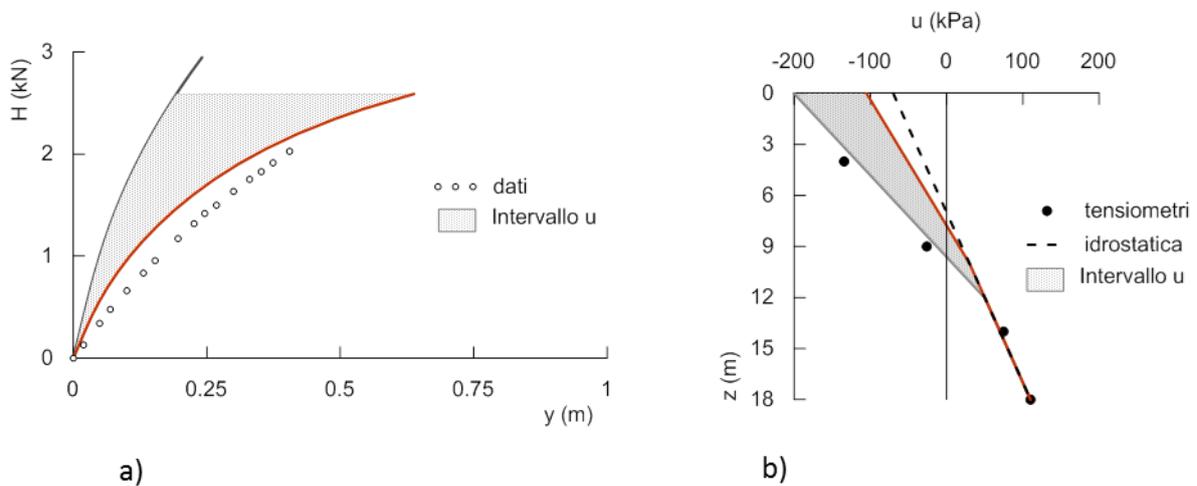


Figura 5.6.4: T_08: a) Influenza della distribuzione di pressione interstiziale sulla risposta del sistema. b) distribuzione di u .

Anche questi risultati sembrano confermare le incertezze evidenziate nel paragrafo 4.3 sull'affidabilità della misure dei tensiometri.

5.6.3 Influenza di D_p

Le simulazioni bidimensionali delle prove con densità minore ($e_0=0.75$) hanno indicato che il terreno si sia potuto trovare in campo elastico. Per la distribuzione di u ricavata dalle simulazioni 2D, Figura

5.6.5 b), è stata indagata l'influenza di D_p . I risultati sono presentati in Figura 5.6.5 a), per la prova T_08. La pendenza iniziale della curva carico-spostamento è la stessa, ma, all'aumentare di D_p il tratto lineare della curva è maggiore perché il percorso di carico del generico elemento di terreno a valle del palo rimane in campo elastico più a lungo.

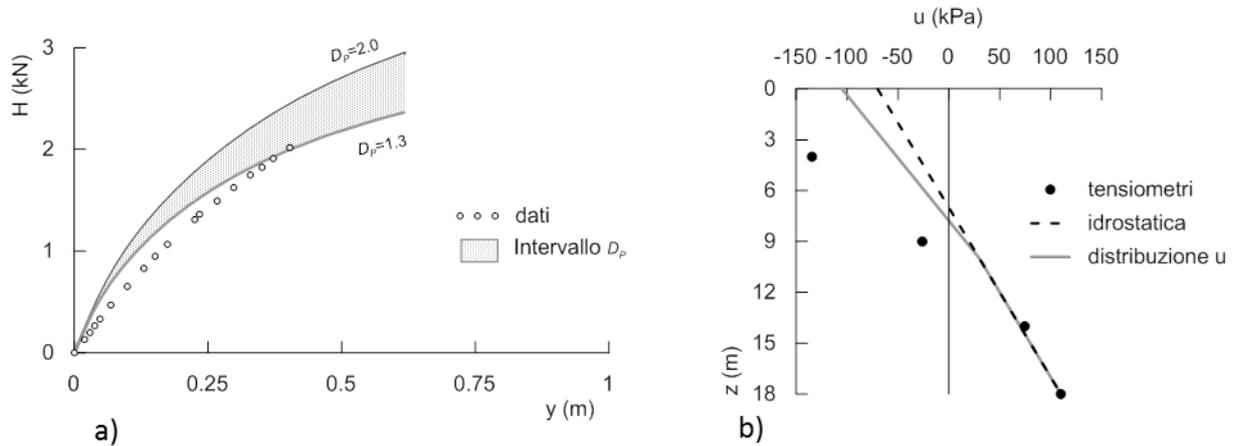


Figura 5.6.5: T_08: a) Influenza di D_p sulla risposta del palo. b) distribuzione di u adottata.

5.6.4 Comportamento del palo

5.6.4.1 Curve forza-spostamento

Con riferimento alle soluzioni ricavate da una distribuzione di pressione interstiziali prossima ai valori stazionari, si presentano i confronti tra le prove effettuate sul mezzo saturo e su quello parzialmente saturo, raggruppate per indice dei vuoti iniziale. Le curve forza spostamento per $e_0=0.93$ (T_05 sl al pc, T_06 sl a 7m da pc) sono presentate in Figura 5.6.6 a) mentre quelle per $e_0=0.75$ (T_09 sl al pc, T_08 sl a 7m da pc) sono riportate in Figura 5.6.6 b).

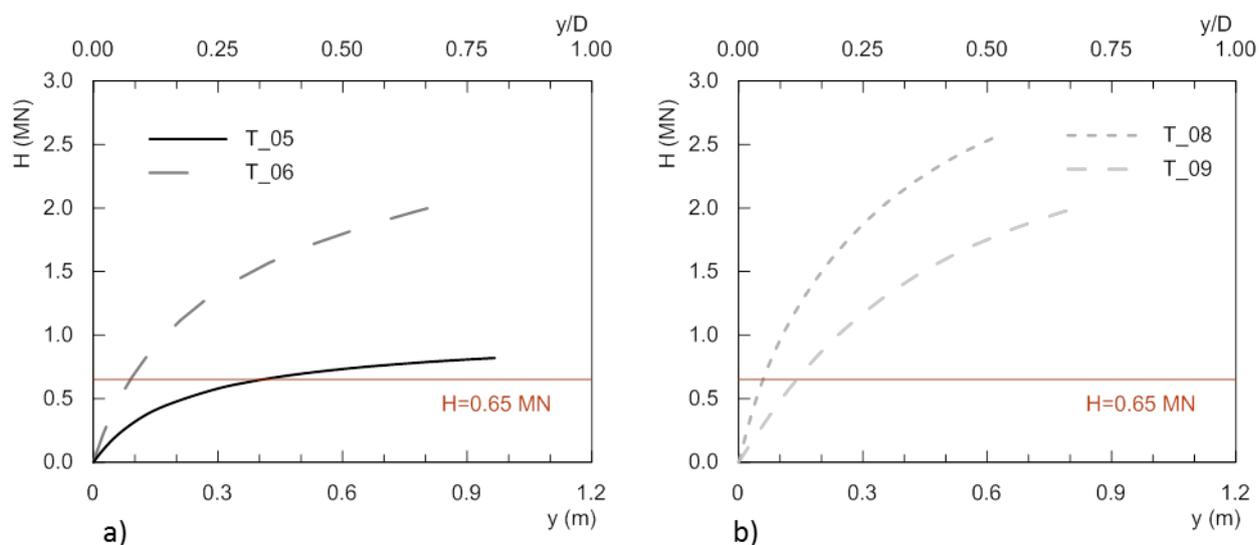


Figura 5.6.6: Curve forza spostamento per a) $e_s=0.93$, b) $e_s=0.75$.

In accordo con quanto osservato sperimentalmente grazie alla parziale saturazione la risposta del sistema palo-terreno è più rigida e resistente.

La mobilitazione della resistenza a taglio nel terreno per $H=0.65$ MN è presentata in Figura 5.6.7 a) per il terreno saturo (T_05) e Figura 5.6.7 b) per il terreno non saturo (T_06). Il confronto tra le due indica chiaramente che il terreno saturo è prossimo alle condizioni di collasso, la resistenza risulta completamente mobilitata ($q/p'=0.86=M$) nei primi metri di terreno e si nota anche la propagazione della banda di taglio verso la base del palo. Dall'altra parte il terreno non saturo, in presenza della stessa perturbazione esterna non mostra alcuna significativa mobilitazione della resistenza.

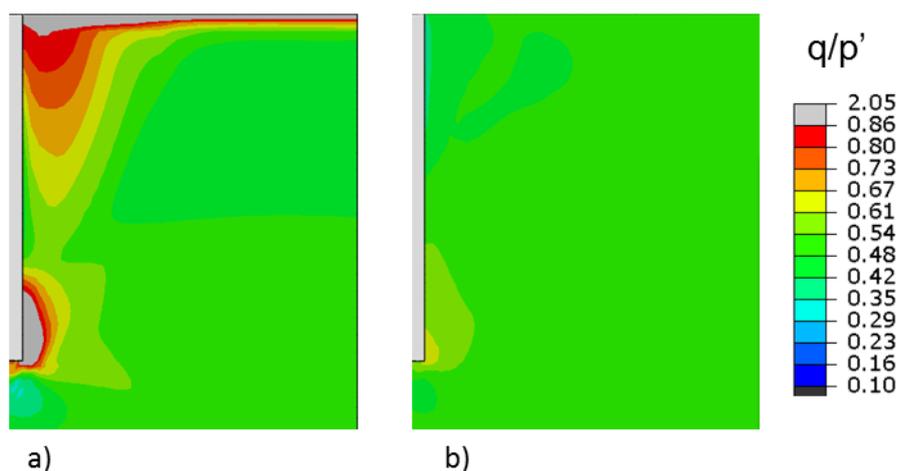


Figura 5.6.7: Mobilitazione della resistenza a taglio nel terreno per $H=0.65$ MN, $e_0=0.93$: a) T_05; b) T_06.

5.6.4.2 *Deformata*

In Figura 5.6.8 a) e b) sono riportate le deformate del palo, normalizzate rispetto allo spostamento applicato in testa, per $e_0=0.93$ e $e_0=0.75$ rispettivamente. Gli spostamenti sono stati calcolati per $H=0.65$ MN (vedi Figura 5.6.6 a) e b)).

L'effetto della rigidità indotta dalla parziale saturazione è particolarmente evidente in Figura 5.6.8 a): nel mezzo saturo (T_05) il palo ruota quasi rigidamente attorno ad un punto posto a circa 12 m di profondità, quando invece la falda si trova a 7 m dal pc (T_06), la deformata si avvicina a quella tipica dei pali flessibili.

Per il terreno più addensato, Figura 5.6.8 b) qualitativamente si osserva lo stesso fenomeno.

Tutti gli andamenti hanno uno spostamento diverso da zero alla base, che diminuisce all'aumentare della rigidità del terreno. Al crescere della rigidità della zona superiore del terreno aumenta anche la curvatura nella porzione superiore del palo che tende ad un comportamento via via più flessibile.

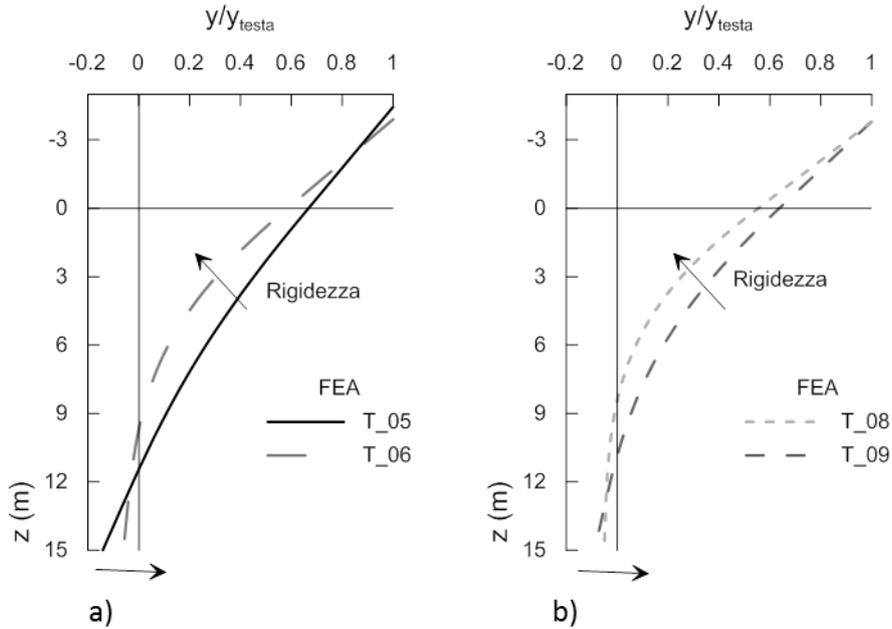


Figura 5.6.8: Diagramma degli spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento applicato: a) $e_{\theta}=0.93$, b) $e_{\theta}=0.75$.

All'aumentare del livello di carico, e quindi delle plasticizzazioni nel volume significativo di terreno, in tutte le analisi la componente di rotazione rigida tende a diventare predominante rispetto a quella deformativa.

5.6.4.3 *Momenti flettenti*

Il confronto sulla distribuzione dei momenti flettenti lungo il palo per due livelli di carico, nella prova T_08, è presentato in Figura 5.6.9. La simulazione si riferisce alla curva arancione di Figura 5.6.1 d), che è stata calcolata con una distribuzione di μ prossima ai valori stazionari. Le simulazioni hanno dato risultati soddisfacenti in termini di valore e la posizione del momento massimo, anche se le differenze aumentano ad aumentare del livello di carico.

Per $H=1$ MN, sia la simulazione che il dato sperimentale si trovano sul ramo lineare della curva forza spostamento e il modello coglie bene l'andamento sperimentale.

Per $H=2$ MN i momenti del codice sono, di poco, maggiori di quelli misurati probabilmente a causa del diverso livello di plasticizzazione tra la simulazione e il dato sperimentale: guardando infatti la curva forza-spostamento di Figura 5.6.1 d) si nota che la simulazione numerica presenti una curvatura molto più pronunciata rispetto al dato a partire da 1.5 MN di carico applicato.

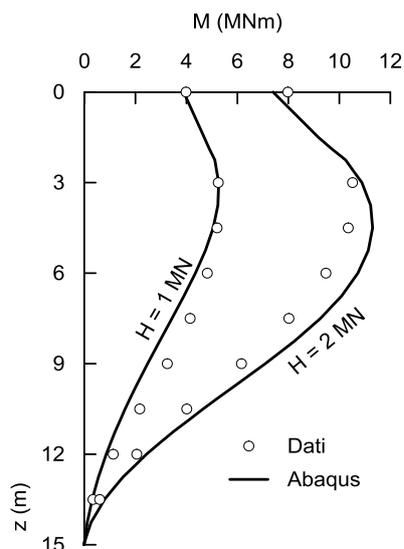


Figura 5.6.9: T_08 confronto tra il momento flettente misurato e quello ottenuto attraverso l'analisi FEA, per due livelli di carico.

In Figura 5.6.10 a), b) e Figura 5.6.11 a), b) è presentato il confronto tra i momenti flettenti ottenuti nelle diverse analisi a parità carico applicato, vedi Figura 5.6.6 a) e b). In accordo con quanto osservato sperimentalmente, il palo immerso nel terreno saturo ha il momento flettente maggiore. Nel mezzo saturo il momento massimo si trova più in profondità il diagramma coinvolge in modo più uniforme l'intera lunghezza del palo.

La comparazione tra gli andamenti normalizzati dei momenti, Figura 5.6.10 b) e Figura 5.6.11 b), consente di fare alcune considerazioni sul diverso ruolo giocato sia dalla rigidità sia dalla plasticizzazione del terreno. Gli andamenti di Figura 5.6.11 b) sono stati ottenuti per una risposta complessiva del sistema ancora in gran parte lineare, vedi Figura 5.6.6 b): la riduzione del momento massimo osservata nel terreno parzialmente saturo (circa il 23%) è tutta imputabile alla maggiore rigidità del terreno sopra falda.

In Figura 5.6.10 b) oltre all'effetto della parziale saturazione sulla rigidità si osserva anche l'effetto della suzione sulla distribuzione delle plasticizzazioni nel terreno. Nel mezzo saturo il terreno è molto più vicino alle condizioni ultime, vedi Figura 5.6.6 a): in questo caso il guadagno in termini di riduzione di momento massimo è maggiore (circa il 30%).

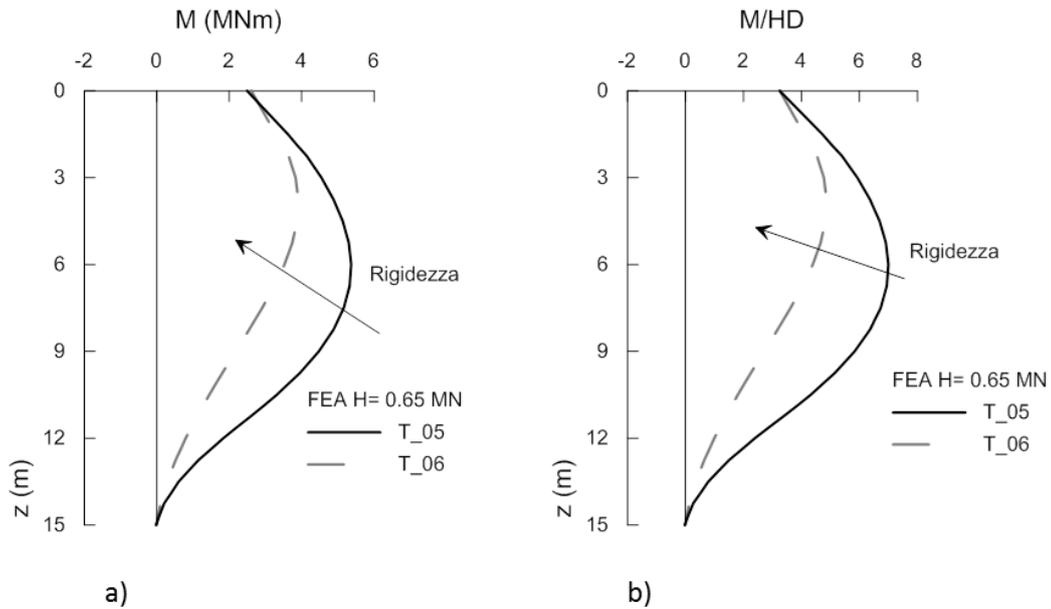


Figura 5.6.10: Confronto dei momenti flettenti per $H=0.65$ MN, $e_0=0.93$.

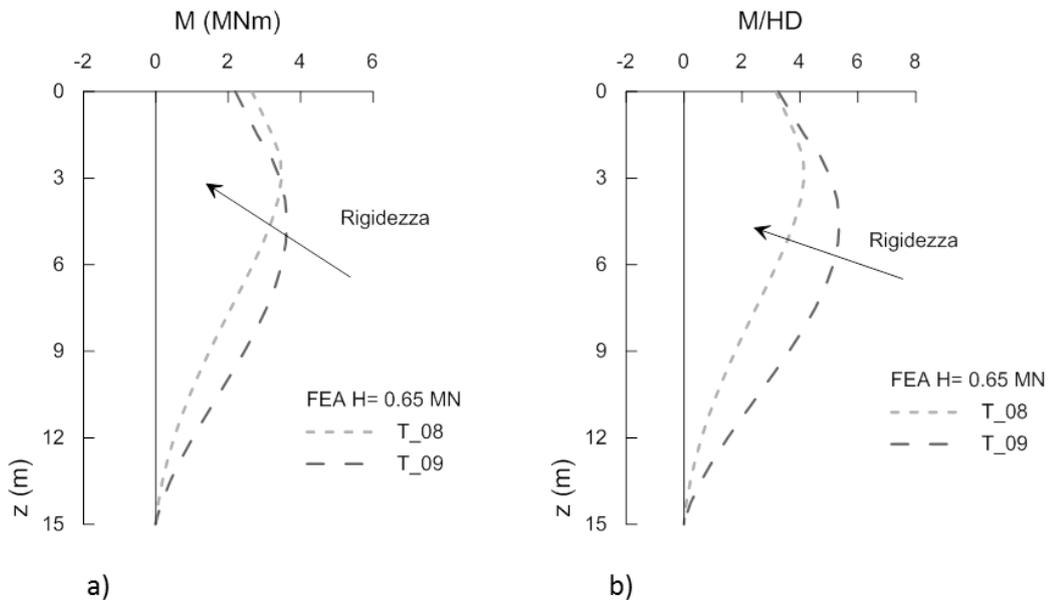


Figura 5.6.11: Confronto tra i momenti flettenti per $H=0.65$ MN, $e_0=0.75$.

5.6.5 Saturazione a carico costante

Con riferimento alle soluzioni ricavate da una distribuzione di pressione interstiziali prossima ai valori stazionari, sono stati analizzati gli effetti della risalita della superficie libera sino al piano campagna. Come nelle precedenti analisi, il valore di b utilizzato è 3.7.

5.6.5.1 Curve carico spostamento

Il confronto tra le simulazioni e le prove è presentato in Figura 5.6.12 a) per la prova T_06 ($e_0=0.93$) e Figura 5.6.12 b) per la prova T_08 ($e_0=0.75$): le simulazioni, qualitativamente in accordo con il dato

sperimentale, indicano un aumento dello spostamento orizzontale del palo durante la risalita della falda.

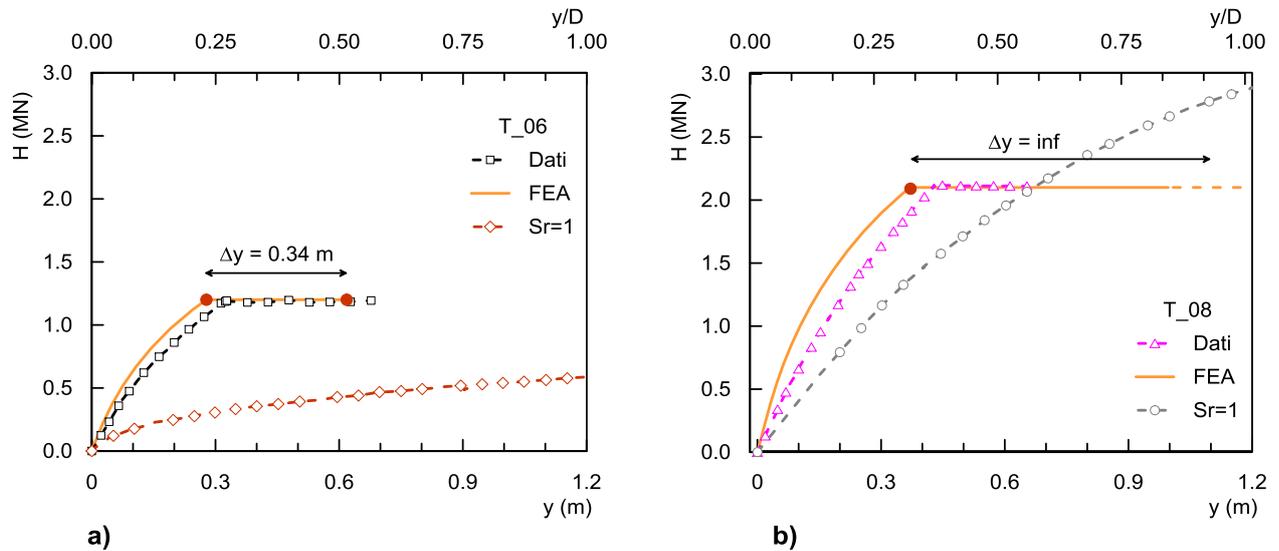


Figura 5.6.12: Simulazione della risalita della s.l. a carico costante. a) prova T_06; b) prova T_08.

Al contrario delle prove in centrifuga, terminate per mancanza di tempo, nelle simulazioni è stato atteso il raggiungimento delle condizioni di equilibrio stazionario. Per confronto, nei grafici di Figura 5.6.12 viene rappresentata anche la curva carico-spostamento sperimentale ottenuta nel terreno saturo a parità di densità iniziale.

Per $e_0=0.93$ (T_06), Figura 5.6.12 a), a fine analisi, la simulazione si trova comunque sopra la corrispondente curva saturo.

Per $e_0=0.75$ (T_08), Figura 5.6.12 b), si è raggiunto il collasso del sistema: l'incremento di spostamento orizzontale a fine analisi è dell'ordine di 1.5 m. Gli spostamenti orizzontali superano quelli ottenuti nella prova di carico nel mezzo saturo che in questo caso non rappresenta una soluzione cautelativa. Il risultato trovato dipende dall'entità della risalita della superficie libera e dal livello di carico del palo.

Il confronto degli andamenti temporali con i risultati delle prove in centrifuga è riportato nel grafico di Figura 5.6.13 a) e b), per la simulazione della prova T_06 e T_08 rispettivamente. L'incremento di spostamento orizzontale del palo durante la saturazione, Δy , è presentato in funzione del tempo (alla scala della centrifuga).

Rispetto al dato sperimentale, la simulazione evolve più lentamente nella prova T_06 (Figura 5.6.13 a)) e più velocemente nella prova T_08 (Figura 5.6.13 b)). Tale comportamento è dovuto ad una combinazione di fattori tra i quali la permeabilità del terreno, la dissipazione delle Δu generatesi durante il carico orizzontale e il comportamento volumetrico del terreno durante la saturazione.

A causa della durata limitata della prova in centrifuga, poco si può dire sullo stato del palo al termine della prova. Probabilmente l'andamento riportato in Figura 5.6.13 a) e b) indica sia che il terreno non ha raggiunto le condizioni stazionarie (vedi paragrafo 4.6.3) sia la nascita di un cinematismo di collasso del palo.

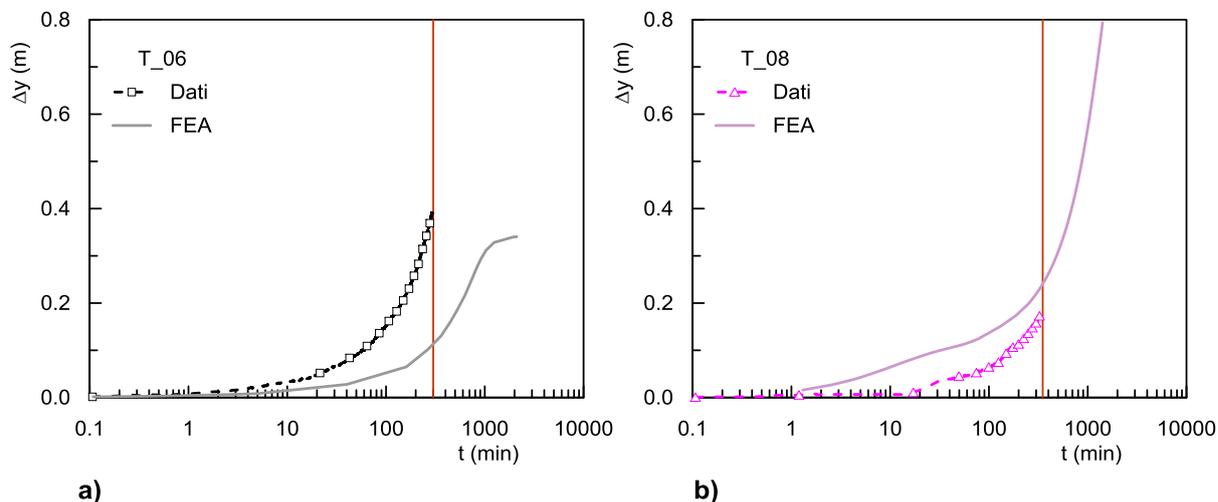


Figura 5.6.13: Confronto tra gli incrementi di spostamento orizzontale del palo durante la saturazione per le due prove: a) T_06 e b) T_08.).

Alcune analisi di sensitività hanno mostrato che per il terreno più addensato (T_08) il collasso si raggiunge per qualsiasi valore di b . Per il terreno meno addensato sembra che l'instabilità nel terreno si manifesti più velocemente al crescere di b .

5.6.5.2 Evoluzione pressioni interstiziali vicino al palo

Per cercare di comprendere meglio i processi che hanno portato ai risultati esposti nel paragrafo 5.6.5.1 si è studiata l'evoluzione della pressione interstiziale degli elementi a valle del palo, disposti lungo la sezione A-B di Figura 5.6.14. La Figura 5.6.14 a) si riferisce alla prova T_06 mentre la Figura 5.6.14 b) alla prova T_08. In entrambi i grafici è riportata in grigio la distribuzione di u iniziale, in rosso quella al termine della fase di carico, in nero un'isocrona e infine in blu la distribuzione al termine dell'analisi coincidente con l'idrostatica.

A causa della permeabilità inferiore e della maggiore forza applicata in testa, al termine del carico, le Δu nei primi 9 m di terreno sono maggiori nella simulazione sul materiale più addensato (T_08) rispetto a quello meno addensato (T_06).

A seguito dell'aumento della pressione interstiziale alla base del modello, il terreno tende a riequilibrarsi con la nuova condizioni idraulica imposta: le sovrappressioni nella zona superficiale del terreno si dissipano causando un aumento delle tensioni efficaci nel terreno. La successiva fase di equalizzazione è caratterizzata da un incremento del deviatore che aumenta il grado di mobilitazione della resistenza a taglio del terreno.

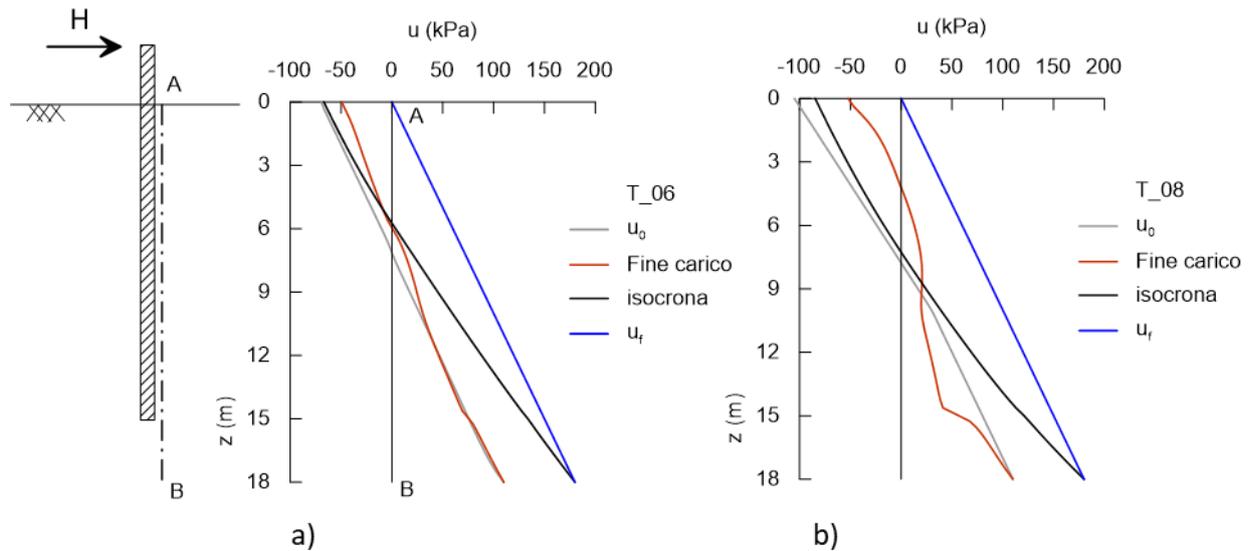


Figura 5.6.14: Isocrone di pressione interstiziale a valle del palo: a) simulazione T_06, b) simulazione T_08.

Dati i valori più grandi di Δu da dissipare per il terreno più addensato, T_08, è possibile che si siano raggiunte le condizioni di collasso incipiente del sistema, in seguito alla riduzione di resistenza legata della saturazione del terreno.

I contour di mobilitazione della resistenza a taglio del materiale sembrano confermare questa ipotesi: in Figura 5.6.15 a) è riportato il rapporto q/p' alla fine della fase di carico nella prova T_06, mentre in Figura 5.6.15 b) il rapporto è rappresentativo del momento in cui la pressione alla base è pari a 180 kPa, ma il processo di consolidazione deve ancora iniziare.

Per l'angolo di attrito del terreno, $\varphi' = 22^\circ$, il rapporto $q/p' = 0.86$ corrisponde alle condizioni di stato critico.

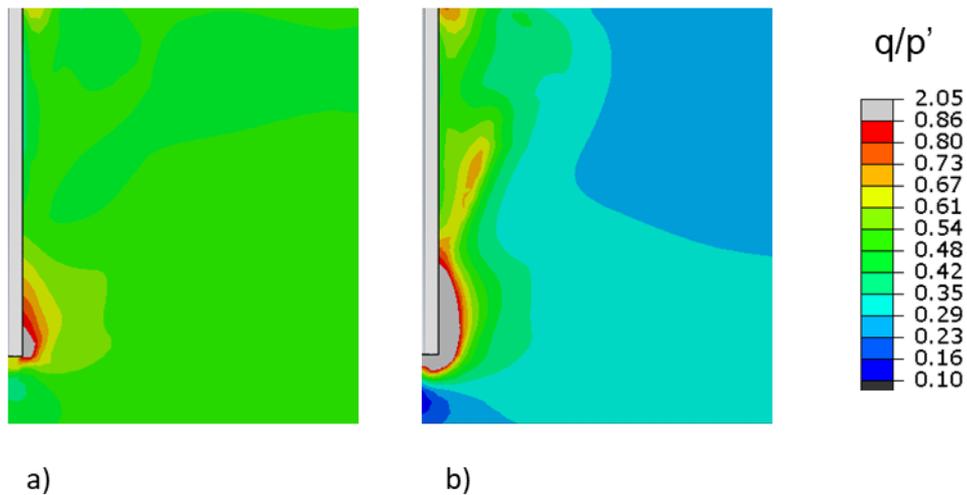


Figura 5.6.15: Mobilitazione della resistenza a taglio per la simulazione T_06; a) $H=1.2 \text{ MN}$ $u_b=110$, b) $H=1.2 \text{ MN}$ $u_b=180 \text{ kPa}$.

Gli analoghi contour sono riportati in Figura 5.6.16 a) e b) per la simulazione T_08. Confrontando la Figura 5.6.15 a) con la Figura 5.6.16 a) si nota che, nella simulazione T_08, già alla fine della fase di carico il terreno è più vicino a mobilitare la resistenza lungo una banda di taglio. Questa banda si può considerare completamente formata in Figura 5.6.16 b).

Per la prova di T_06, Figura 5.6.15 b), la superficie di scorrimento si sta ancora creando.

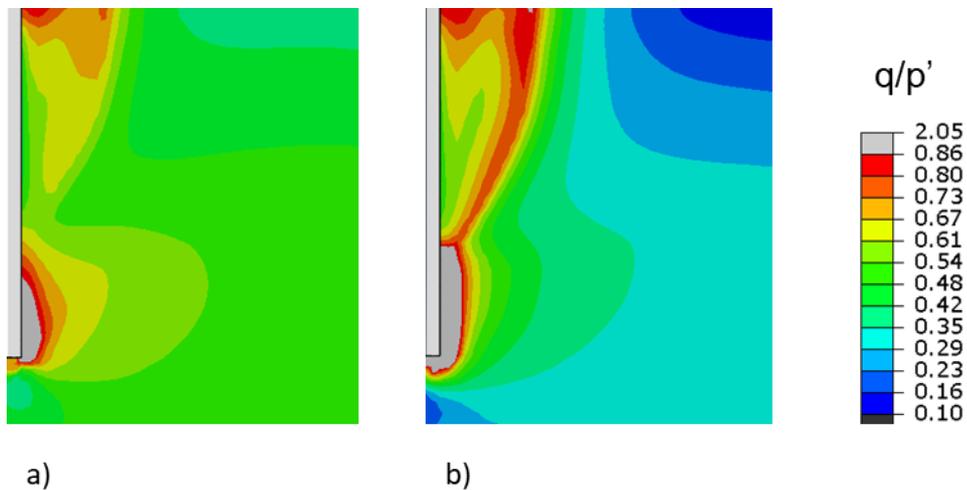


Figura 5.6.16: Mobilitazione della resistenza a taglio per la simulazione T_06; a) $H=2.1 \text{ MN}$ $u_b=110$, b) $H=2.1 \text{ MN}$ $u_b=180 \text{ kPa}$.

5.6.5.3 Percorsi di carico

Per cercare di comprendere meglio la risposta del terreno sia durante la fase di carico del palo che nella successiva risalita della falda è stato studiato il percorso di carico di un elemento di terreno adiacente al palo a due diametri di profondità dal piano campagna ($z=2.4 \text{ m}$), secondo lo schema di Figura 5.6.17.

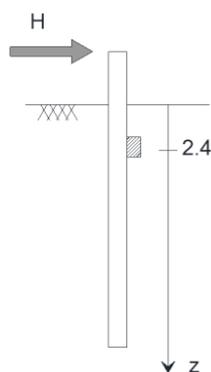


Figura 5.6.17: Elemento di terreno analizzato.

I risultati presentati in Figura 5.6.18 a) e b) fanno riferimento alla prova T_06 e T_08. I percorsi di carico sono rappresentati nel piano degli invarianti dello stato di sforzo ($p'-q$) e nel piano di compressibilità ($p'-v$). Oltre al percorso di carico ABCD, nel piano degli invarianti sono raffigurate la retta K_0 , la linea dello stato critico LSC e le diverse posizioni della superficie di snervamento durante l'analisi. Le linee di normalconsolidazione isotrope non sature, $LCN_{\sigma'_v}$ riportate nel piano di compressibilità, sono quelle relative al grado di saturazione proprio dei 4 punti del percorso di carico.

Per la prova T_06, il percorso di carico parte dalla retta K_0 in condizioni di normalconsolidazione, punto A di Figura 5.6.18 a). Durante la fase di carico del palo, AB, si ha sempre un aumento della pressione media efficace accompagnata all'inizio da una riduzione del deviatore e poi da un suo incremento. La riduzione di q è legata alla rotazione delle direzioni principali di stato di sforzo: la tensione orizzontale σ'_x passa dall'essere la tensione minima a quella massima. Durante il carico la superficie di snervamento segue l'evoluzione dello stato di sforzo che avviene in campo elasto-plastico.

Durante la risalita della superficie libera il percorso si muove dal punto B al punto C con un ulteriore aumento di pressione efficace media legato alla riequilibrio delle sovrappressioni interstiziali positive, nate nella fase precedente, con la nuova condizione idraulica applicata alla base del modello ($u=180$ kPa, i.e. superficie libera al piano campagna). Anche in questa fase la F si espande per incrementi di p' maggiori di zero.

L'ultimo tratto, CD, è governato invece dalla riduzione di p' indotta dalla saturazione e consolidazione del mezzo. Per la prova T_06 è stata osservata prima riduzione del deviatore e poi un aumento, sia all'interno che sulla superficie di snervamento: il percorso sembra tendere alla linea dello stato critico pur senza arrivarci.

Il percorso di carico del terreno più addensato, T_08, parte in campo elastico, punto A Figura 5.6.18 b), ed è qualitativamente simile a quello osservato nella prova T_06 fino al punto C. Durante

l'equalizzazione delle pressioni interstiziali non si osserva la riduzione di p' vista in precedenza, anzi il deviatore cresce verticalmente sino a raggiungere lo stato critico. Il diverso comportamento osservato dipende sia dal maggiore carico applicato in testa al palo sia dall'entità delle Δu che sono state dissipate durante l'equalizzazione.

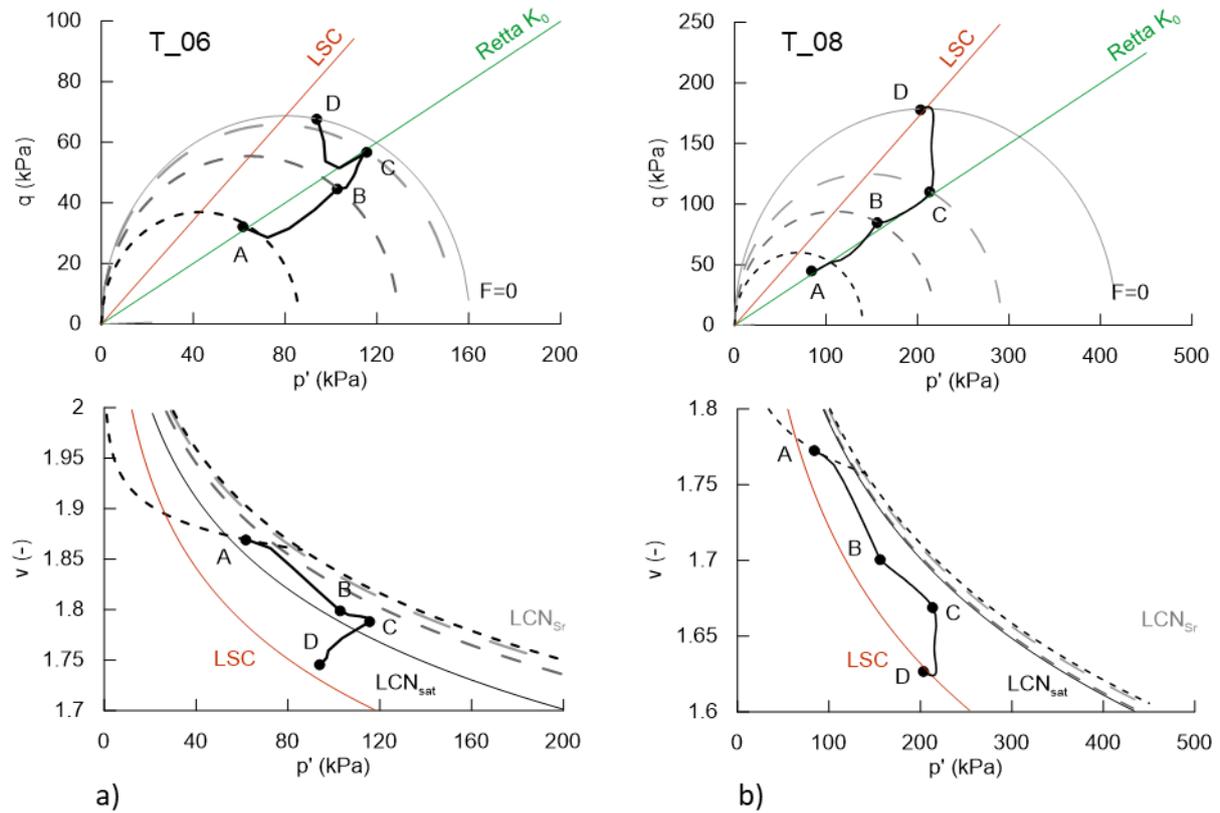


Figura 5.6.18: Percorsi di carico: a) prova T_06, b) prova T_08.

5.6.5.4 Cedimento del piano campagna

I confronti sull'evoluzione degli spostamenti verticali del piano campagna a seguito della saturazione sono presentati in Figura 5.6.19 a) e b) per la prova T_06 e T_08. I risultati fanno riferimento ad una zona non interessata dall'interazione palo terreno. In entrambi i casi il modello prevede un rigonfiamento del piano campagna, contrariamente a quanto osservato sperimentalmente.

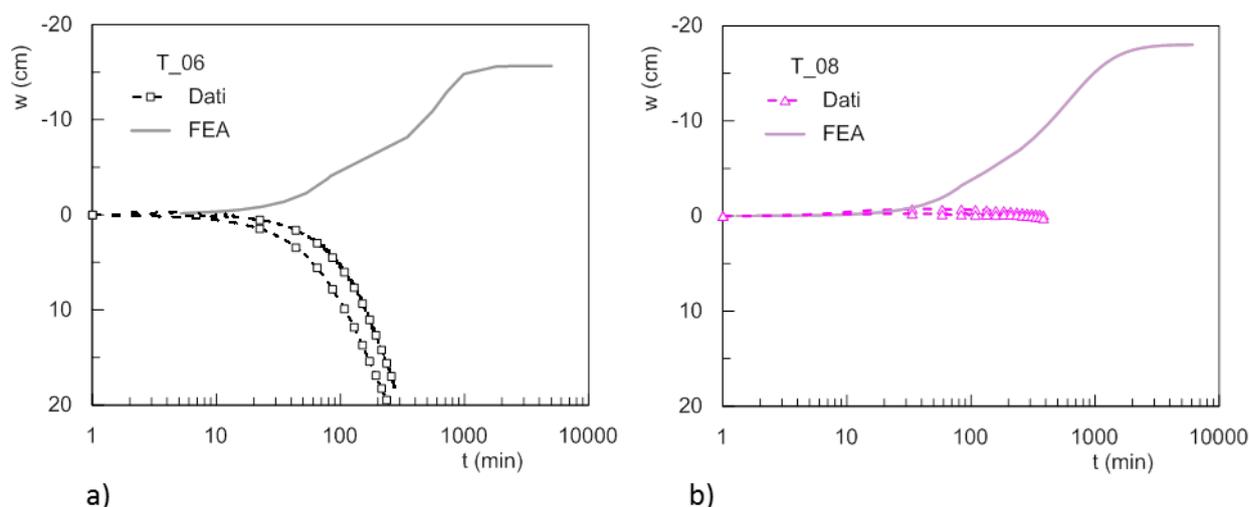


Figura 5.6.19: Simulazione dei cedimenti al piano campagna: a) prova T_06, b) prova T_08.

5.6.5.5 Evoluzione del momento flettente durante la saturazione

In Figura 5.6.20 a) e b) è presentato il confronto tra i momenti misurati (punti) e quelli ottenuti nelle simulazioni (linee continue) per le prove T_06 e T_08 rispettivamente. I confronti sono stati fatti per 2 valori del rapporto y/D : il primo ($y/D \cong 0.3$, linee nere e punti neri) corrisponde alla fine della fase di carico, mentre per il secondo è stato scelto il valore di $y/D \cong 0.55$ in ambo le simulazioni (linee blue e croci blu).

In entrambi i casi i momenti del modello sono leggermente maggiori dei dati sperimentali per i due valori di spostamento considerati, a causa sia della maggior rigidezza sia del livello di plasticizzazione più diffuso nel terreno.

Per la prova T_06, Figura 5.6.20 a), il modello ha colto bene l'incremento di momento osservato, mentre nella prova T_08, Figura 5.6.20 a), il modello numerico sembra aver sottostimato l'incremento di momento flettente durante la saturazione.

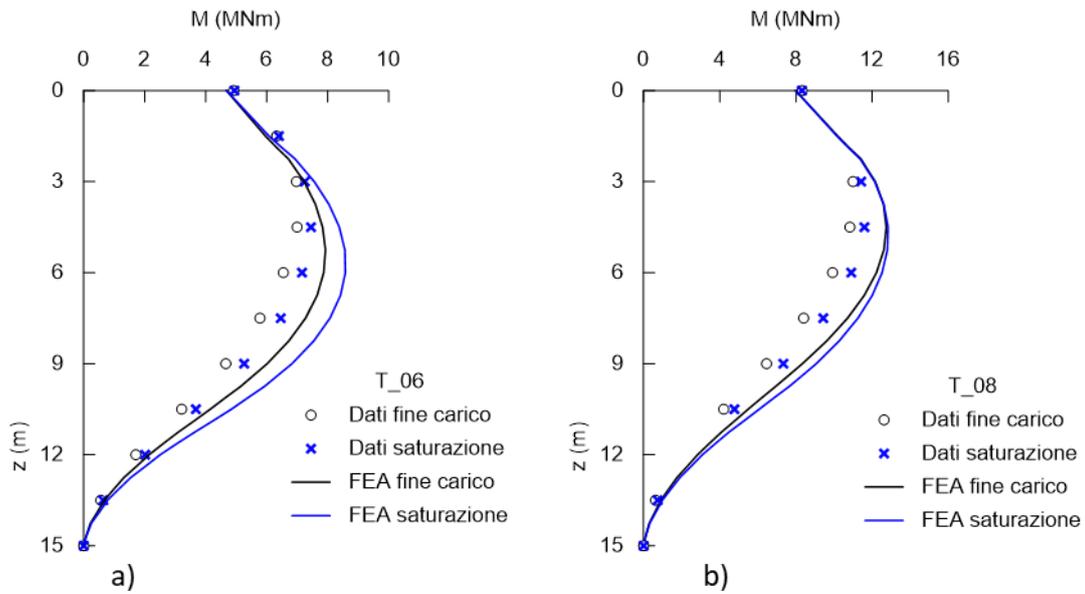


Figura 5.6.20: Confronto sui momenti flettenti prima e dopo la saturazione; a) T_06; b) T_08.

Gli incrementi di momento massimo ΔM_{max} , calcolati dalle simulazioni sono riportati in Figura 5.6.21 in funzione dell'incremento di spostamento normalizzato rispetto al diametro, $\Delta y/D$. Nel grafico, ΔM_{max} è espresso in percentuale rispetto al momento massimo misurato prima della saturazione.

In accordo con quanto osservato sperimentalmente, in entrambi i casi, lo spostamento orizzontale cresce di più del momento massimo perché, durante la saturazione, il palo non potendo coinvolgere volumi di terreno maggiori di quelli già mobilitati, subisce un atto di moto quasi rigido. A parità di $\Delta y/D$ le variazioni di momento massimo sono risultate maggiori per il terreno meno addensato (T_06).

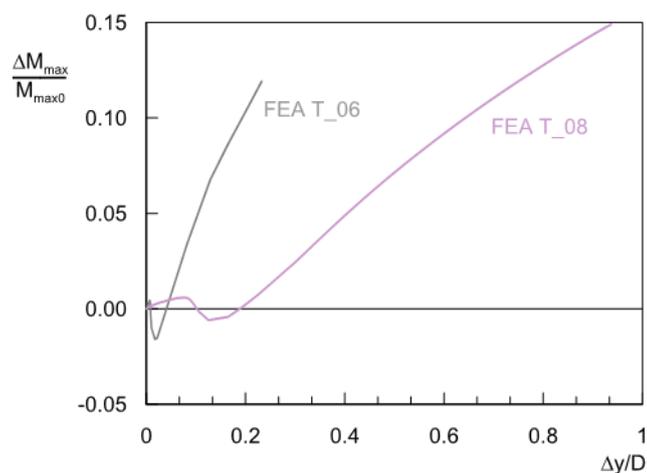


Figura 5.6.21: Incremento del momento massimo nelle due simulazioni FEA (T_06 e T_08).

5.6.6 Conclusioni

La metodologia messa a punto ha consentito di analizzare i diversi aspetti della modellazione in centrifuga in maniera efficiente: attraverso le analisi 2D è stato possibile comprendere l'influenza dei vari elementi in gioco (parametri meccanici e stato del terreno) sulla fase di messa in volo prima del carico del palo, riducendo in parte le incertezze rimaste dalla sperimentazione in centrifuga. I risultati della fase di carico del palo sono risultati estremamente dipendenti dalle condizioni di stato del terreno in particolare dalla distribuzione di pressione interstiziale.

Considerando l'estrema variabilità delle condizioni iniziali delle diverse prove, complessivamente il modello numerico ha riprodotto in modo soddisfacente il comportamento osservato in tutte le fasi della sperimentazione.

Le simulazioni sembrano effettivamente indicare che le misure dei tensiometri siano state influenzate dall'incremento di stato di sforzo legato all'aumento di g . Durante la consolidazione le simulazioni hanno indicato valori di pressione interstiziali sistematicamente maggiori (e più vicini alla distribuzione idrostatica applicata) di quelli misurati. Inoltre, adottando la distribuzione di pressione interstiziale indicata dai tensiometri, la curva di carico simulata è risultata sempre più rigida di quella sperimentale.

Nella sperimentazione in centrifuga sui terreni parzialmente saturi è fondamentale misurare anche le pressioni interstiziali perché i soli cedimenti misurati al piano campagna non sono sufficienti a descrivere correttamente il processo di consolidazione a causa della maggiore rigidità del terreno non saturo in prossimità del piano campagna.

Dal confronto con le simulazioni sembra che la correzione fatta sul tratto iniziale della curva di carico sperimentale renda il sistema troppo deformabile.

Nonostante i grandi incrementi di rigidità indotti dalla suzione il palo si è comportato sempre come un palo rigido coinvolgendo sin dai primi incrementi di carico un volume significativo di terreno pari alla sua lunghezza. Per questo motivo durante la saturazione il sistema raggiunge il collasso con un atto di moto rigido, per tutte e due le densità iniziali studiate, anzi nel caso di $e_0=0.75$ il palo ha raggiunto le condizioni di collasso più velocemente che nel caso di $e_0=0.93$ in ragione della maggiore forza applicata in testa.

In questo processo sembra essere cruciale la dissipazione delle Δu a valle del palo durante la risalita della falda. Sono necessari ulteriori approfondimenti per valutare l'influenza della risalita della superficie libera in presenza di un regime di pressioni interstiziali stazionario. Occorrono altre riflessioni anche sulla velocità dei processi di saturazione: alla scala del prototipo i processi simulati si

svolgono in un arco temporale molto lungo (anni o decine di anni), lasciando supporre che sia possibile intervenire in tempo per evitare il collasso dell'opera.

La risalita della superficie libera studiata in centrifuga e simulata numericamente è troppo elevata per avvenire in natura, ma è stata funzionale a mettere in evidenza gli aspetti salienti del problema di interazione palo-terreno, sono tuttavia necessari ulteriori studi volti a valutare l'influenza di risalite di entità più contenuta e su pali flessibili, ovvero capaci di mobilitare volumi di terreno maggiori per far fronte al cambiamento di stato del terreno.

Dalle analisi svolte sembra che, in presenza di risalite della superficie libera importanti, trascurare l'influenza della parziale saturazione nella progettazione del palo non sia necessariamente a favore di sicurezza, perché si trascurerebbero le variazioni di rigidità indotte dalla saturazione del mezzo.

In caso di innalzamento della superficie libera il palo gli spostamenti orizzontali del palo indotti dalla riduzione di rigidità del terreno possono essere maggiori di quelli ottenuti da un'analisi in cui si considera la superficie libera alla quota del piano campagna.

CAPITOLO 6. ESTENSIONE DEI RISULTATI: STUDIO PARAMETRICO

I risultati della sperimentazione condotta in centrifuga hanno mostrato la significativa influenza della parziale saturazione sul problema di interazione palo terreno. La successiva modellazione matematica è servita a indagare nel dettaglio il comportamento osservato. Dalla modellazione è emersa l'importanza della distribuzione della suzione. Al fine di approfondire questo aspetto sono state condotte delle analisi parametriche in cui è stata valutata sia l'influenza della posizione superficie libera sia della curva di ritenzione idrica del terreno.

Nelle simulazioni sono state superate alcune delle incertezze riscontrate nella modellazione fisica come le condizioni di drenaggio durante il carico e le diverse posizioni del punto di applicazione della forza nelle diverse prove. Per consentire la generalizzazione dei risultati la forza orizzontale è stata applicata al piano campagna, in condizioni drenate. Il palo è considerato libero di ruotare.

Prima di passare alle condizioni di parziale saturazione, è stata studiata per un mezzo saturo, l'influenza della snellezza L/D e della rigidezza relativa $K=E_p/E_s$. I risultati ottenuti sono stati confrontanti con le soluzioni delle analisi parametriche presenti in letteratura: Budhu & Davies (1987, 1988), Davies & Budhu (1986), El Sharnouby & Novak (1986), Krishnan et al. (1983), Kuhlemeyer (1979a).

6.1 Il modello

La geometria del modello tridimensionale è riportata in Figura 6.1.1. Per evitare problemi di bordo il terreno si estende al sotto della punta del palo per una lunghezza pari a $L/2$, dove L è la lunghezza di infissione del palo. Il reticolo di calcolo è stato infittito nei primi metri di terreno vicino al palo; particolare attenzione è stata posta anche alla base del palo per evitare instabilità numeriche al contatto tra il palo e il terreno, man mano che ci si allontana dal palo la dimensione degli elementi del terreno aumenta.

Alla base del modello sono impediti gli spostamenti delle 3 direzioni, sul bordo esterno si vincolano di spostamenti del piano (x e y) mentre sul piano di simmetria si vincolano solo gli scorrimenti fuori piano, sia per il palo che per il terreno.

La forza H è stata applicata ad un nodo solidale alla testa del palo posizionato al piano campagna.

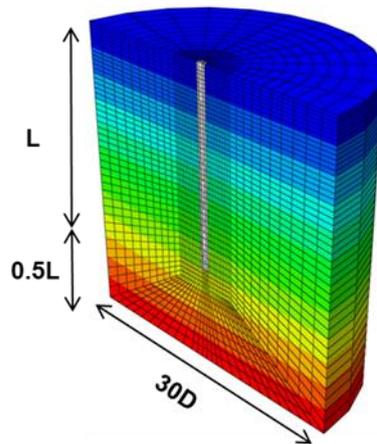


Figura 6.1.1: Il modello utilizzato nelle analisi.

6.1.1 I parametri meccanici

Il legame costitutivo adottato per il terreno è il modello di Cam Clay Modificato esteso ai terreni non saturi (Tamagnini, 2004) già descritto nel paragrafo 5.2.1. Sono stati scelti dei valori dei parametri costitutivi tipici delle argille (Burland 1990), Tabella 6.1.1. Le condizioni iniziali del terreno fanno riferimento ad deposito normalmente consolidato.

Tabella 6.1.1: Caratteristiche meccaniche del terreno

Parametri del terreno	Grandezza	Valore
Angolo di attrito ($^{\circ}$)	φ'	27
Coesione efficace (kPa)	c'	0
Coefficiente di Poisson	ν'	0.2
Pendenza LCN	λ	0.1
Pendenza URL	κ	0.02
Peso Specifico (kN/m^3)	γ	18

Per ovviare ai problemi presentati nel paragrafo 5.5.4 la fase di carico è avvenuta in condizioni drenate. In questo modo è stato possibile modellare anche il palo come un mezzo poroso e dunque assegnare un comportamento attritivo all'interfaccia, anche in condizioni di parziale saturazione. Il comportamento normale viene modellato come un “*hard contact*” ovvero la tensione normale alla superficie è zero se gli elementi non sono a contatto mentre può essere qualsiasi quando gli stessi entrano a contatto. Il comportamento tangenziale è attritivo con un angolo di attrito pari a quello del terreno $\delta=\varphi'$.

6.2 Aspetti tipici della risposta

Ai fini progettuali è di particolare interesse conoscere la curva carico spostamento orizzontale e la distribuzione delle sollecitazioni lungo il fusto del palo.

In Figura 6.2.1 a) e b) sono rappresentate le tipiche curve carico-spostamento e carico-momento massimo per un palo soggetto ad una azione orizzontale; la risposta del sistema palo terreno è marcatamente non lineare anche per bassi livelli di carico, nella maggioranza dei casi non si raggiunge un asintoto orizzontale nella curva forza spostamento in testa. Anche il momento massimo lungo il fusto del palo aumenta velocemente all'aumentare delle plasticizzazioni che si sviluppano nel terreno.

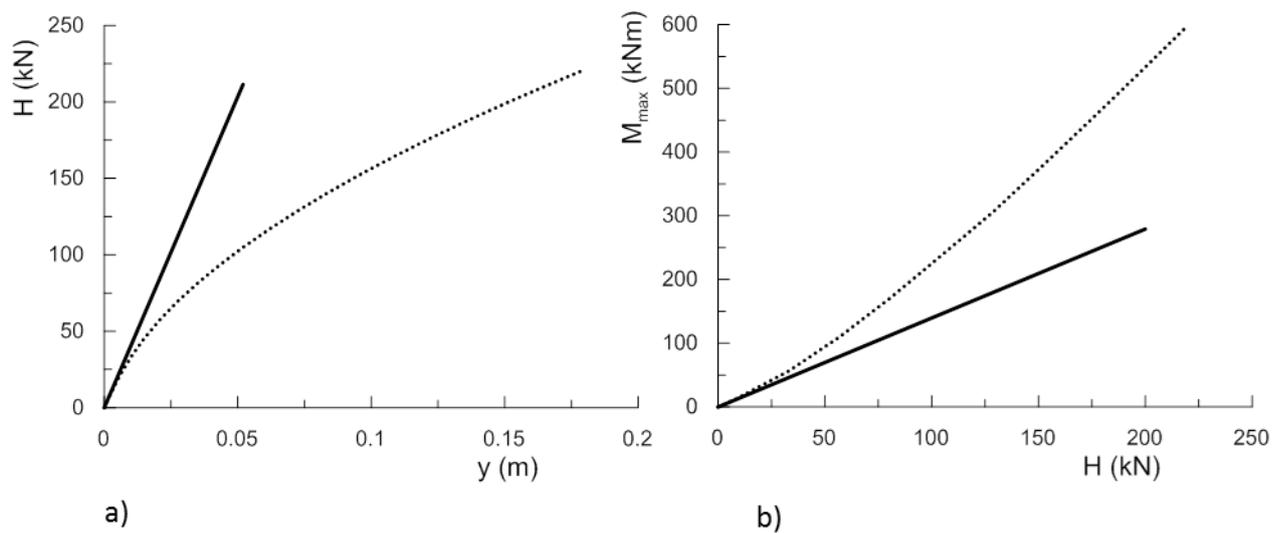


Figura 6.2.1: Aspetti tipici della risposta di un palo caricato orizzontalmente: a) curva carico spostamento; b) relazione forza-momento massimo.

Nella stragrande maggioranza dei casi il palo non reagisce con tutta la sua lunghezza alla sollecitazione applicata in testa, ma la risposta è concentrata nella parte più superficiale, vicina al punto di applicazione della forza. I pali di questo tipo si dicono flessibili, e la lunghezza del palo effettivamente interessata dal meccanismo di interazione è detta lunghezza critica ed è questa piuttosto che la lunghezza del palo ad influenzare la risposta dello stesso.

In Figura 6.2.2 a), b), c) si riportano l'andamento degli spostamenti orizzontali, il profilo del momento flettente e la distribuzione delle pressioni nel terreno per due diversi valori di H .

All'aumentare del livello di carico aumenta il volume di terreno coinvolto nel meccanismo spostando il momento massimo più in profondità e facendo crescere, di poco, la lunghezza critica.

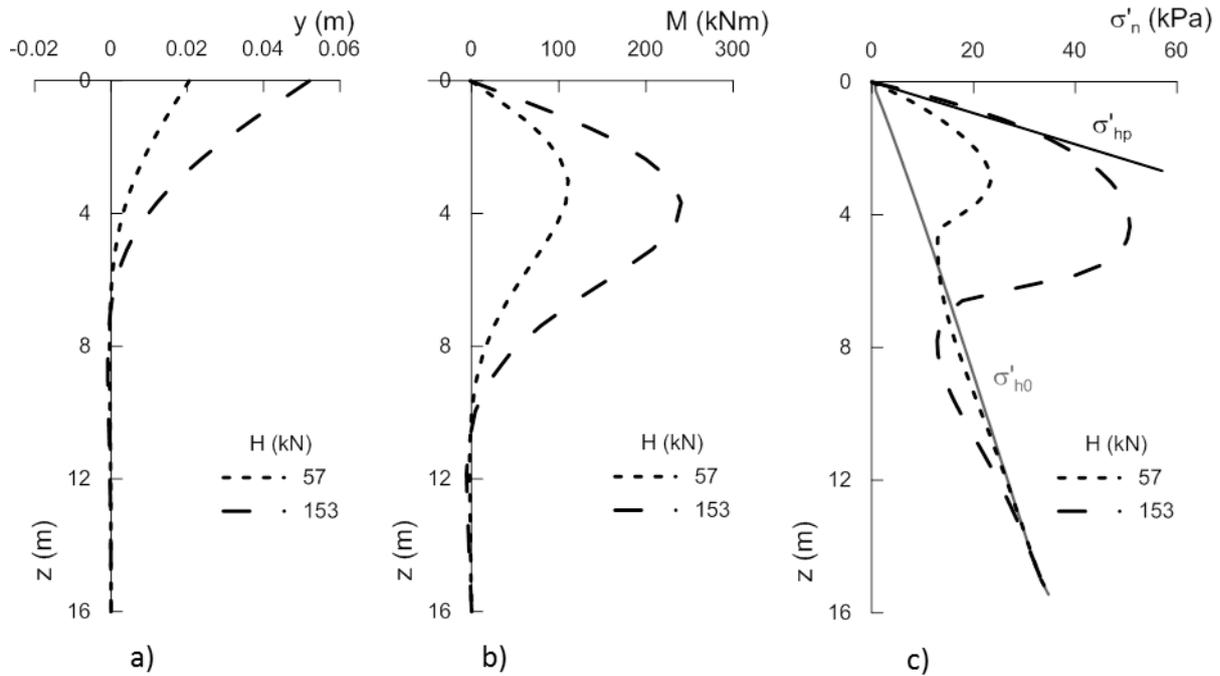


Figura 6.2.2: a) Spostamenti orizzontali, b) diagramma dei momenti, c) tensioni orizzontali mobilitate per due livelli di carico differenti.

6.2.1 Variabili di interesse

Le grandezze di interesse sono dunque:

1. Spostamento orizzontale in testa al palo y .
2. Rotazione in testa al palo θ .
3. Momento massimo e sua posizione.
4. Lunghezza del palo interessata da una forza orizzontale applicata in testa.

I parametri che giocano un ruolo di primo piano sono:

1. Il rapporto di rigidezza palo terreno E_p/E_s .
2. Il livello di carico $H/K_p\gamma D^3$.
3. Rapporto di snellezza L/D .

Guardando la parte lineare della risposta, spostamenti e rotazioni in testa possono essere correlati in forma adimensionale alle proprietà geometriche e meccaniche del problema attraverso le seguenti relazioni valide per i pali liberi di ruotare:

$$\frac{y}{D} = U_{HH} \frac{H}{E_s(z)D^2} + U_{HM} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (6.1)$$

$$\theta = U_{MH} \frac{H}{E_s(z)D^2} + U_{MM} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (6.2)$$

I risultati vengono rappresentati in funzione della rigidezza $K=E_p/E_s$ e della snellezza L/D .

I fattori di flessibilità adimensionali delle equazioni (6.1) (6.2) sono stimati per un rapporto $y/D=1\%$; essendo in questo tratto la risposta prevalentemente elastica è possibile utilizzare il valore della iniziale della rigidezza. Per un terreno normalconsolidato il modulo E_s varia linearmente con la profondità. In queste rappresentazioni il modulo del terreno viene calcolato a 2.5 diametri di profondità dal piano campagna. Tale ipotesi deriva da due considerazioni: la prima è che il modulo 1 diametro dal piano campagna è difficilmente calcolabile, la seconda è che il volume di terreno significativo è molto piccolo e confinato ai primi diametri di profondità, si sceglie quindi di prendere il valore di E_s ad un quarto di L_c , calcolata approssimativamente pari a $10D$, (Randolph 1981).

6.3 Analisi sul terreno saturo

Nell'ipotesi di superficie libera al piano campagna è stata approfondita l'influenza dei parametri geometrici L/D e meccanici E_p/E_s sulla risposta del palo. Si considerano 3 snellezze diverse: 10, 20 e 30. Il valore del rapporto di rigidezza relativa $K=E_p/E_s$ spazia da 82 a 2.6×10^4 . La combinazione di K e L/D un intervallo rappresentativo dei valori tipicamente incontrati nella pratica professionale. I risultati ottenuti sono moderatamente dipendenti dal valore del diametro scelto, in queste analisi variabile tra 0.2, 0.5, 0.8 e 1 metro, il massimo scarto dei risultati è del 7%, questo aspetto, non trattato in questo contesto, sembra essere legato ad alcune difficoltà numeriche e non ad un problema nell'impostazione teorica.

6.3.1 Confronto con la letteratura

Il modello e la procedura di normalizzazione sono stati validati confrontando i risultati ottenuti con le soluzioni di letteratura a esempio quella di Krishnan (1981) e Budhu & Davies (1987, 1988).

Gli unici confronti possibili riguardano la parte elastica della risposta del sistema; in relazione ai risultati ottenuti dallo studio parametrico sviluppato nella presente tesi si precisa che la significatività della risposta ottenuta in campo elastico sia modesta in quanto la parte non lineare della risposta gioca un ruolo di primo piano anche a livelli di carico modesti.

Per confrontare i risultati con quelli trovati dagli altri autori si è proceduto ad una omogeneizzazione delle modalità di normalizzazione, prendendo il modulo del terreno, calcolato a 1 diametro di profondità.

I fattori di influenza così ottenuti si confrontano con le soluzioni di letteratura, Figura 6.3.1. Nonostante le differenti modellazioni adottate i risultati sono in buon accordo gli uni con gli altri, in questo caso all'aumentare della rigidezza relativa i risultati di questa tesi si posizionano al disotto delle soluzioni di letteratura, queste leggere differenze possono essere attribuite da una parte alla diversa discretizzazione del dominio di calcolo tra le varie soluzioni, dall'altra al diverso metodo di integrazione del codice di calcolo stesso. Le analisi condotte in questo studio sono state svolte con

un coefficiente di Poisson del terreno $\nu=0.2$, ma la soluzione non è particolarmente influenzata da questo parametro, alcuni test condotti al variare di ν danno risultati analoghi in accordo con quanto trovato da Krishnan (1983).

Il grafico e i punti ivi riportati sono rappresentativi del comportamento di pali flessibili. I punti neri, rappresentativi di parte delle analisi svolte in questo lavoro riguardano pali con snellezza $L/D=10,20$ e 30.

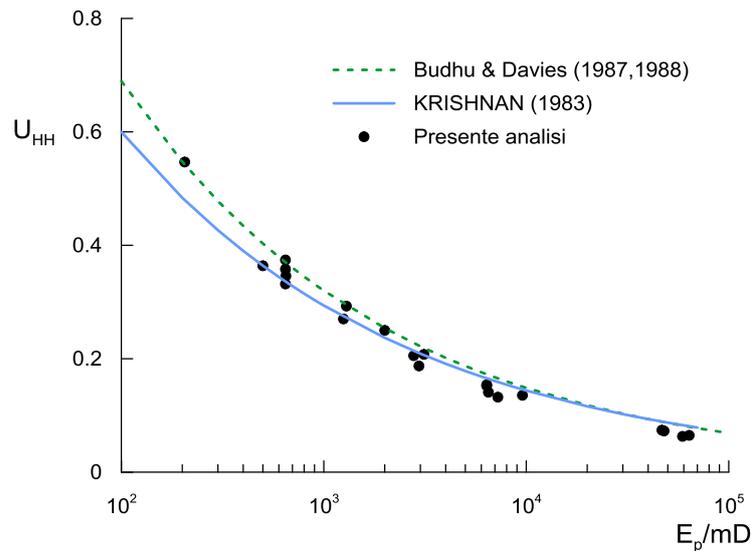


Figura 6.3.1: Fattori di influenza per un palo libero di ruotare in un mezzo a rigidezza variabile con la profondità, confronto con la letteratura.

6.3.2 Risultati analisi parametriche

Prescindendo dalle potenzialità del modello tridimensionale di analizzare correttamente l'evoluzione dello stato di sforzo nel terreno attorno al palo e di valutare l'influenza dell'effettiva distribuzione delle tensioni tangenziali lungo il bordo del palo, in questa sezione si presentano solo alcuni dei risultati delle analisi svolte per mettere in evidenza l'influenza dei parametri geometrici (snellezza L/D) e meccanici (rigidezza relativa E_p/E_s) nel problema in esame.

A titolo di esempio si esamina nel dettaglio la risposta di tre pali relativamente rigidi: $E_p/E_s=1.9 \times 10^4$ aventi lo stesso diametro ($D=0.8$), immersi nello stesso terreno, ma aventi 3 diversi valori di L/D .

La relazione forza spostamento per i 3 pali è raffigurata in Figura 6.3.2; si può notare l'influenza della snellezza sin dalle prime fasi del calcolo: la curva grigia che rappresenta il palo corto, parte con una rigidezza decisamente più bassa, col progredire dell'analisi inoltre sembra che il carico tenda ad un valore costante. La stessa cosa non si può dire per le due curve tratteggiate, rossa per $L/D=20$ e verde per $L/D=30$, le quali, oltre ad essere sovrapposte, nel campo di y/D indagato non mostrano la tendenza a raggiungere un valore asintotico del carico. Per $L/D=10$ il palo reagisce con tutta la sua lunghezza al carico applicato.

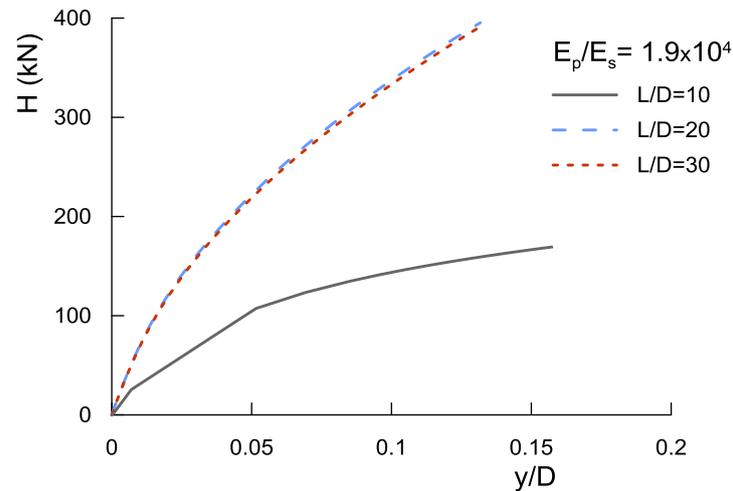


Figura 6.3.2. Curva forza spostamento per 3 pali con diversi valori di L/D .

La sostanziale differenza del comportamento si apprezza anche osservando la deformata del palo e la distribuzione del momento, normalizzate rispetto alla lunghezza critica L_c , riportate in Figura 6.3.3 a), b). Il palo più tozzo ruota rigidamente attorno ad un poso posto $\bar{z}=0.8L_c$, mentre per gli altri due pali la deformata si concentra tutta nei primi diametri di profondità; per semplicità di rappresentazione la lunghezza critica L_c è stata scelta in questo caso pari a $20D$ per $L/D=20$ e 30 , per il palo tozzo invece L_c è uguale alla lunghezza del palo e quindi 10 diametri. Si tiene a sottolineare che adimensionalizzare le varie grandezze rispetto alla lunghezza reale L , piuttosto che rispetto a quella efficace L_c è fuorviante ed induce in errore, ad esempio i due pali più snelli che si comportano allo stesso modo, avrebbero una diversa distribuzione di pressione e momenti. A parità di carico applicato, nel caso di palo corto il momento flettente è minore di rispetto ai pali con snellezza maggiori, anche se lo spostamento in testa è decisamente maggiore, di circa 3 volte.

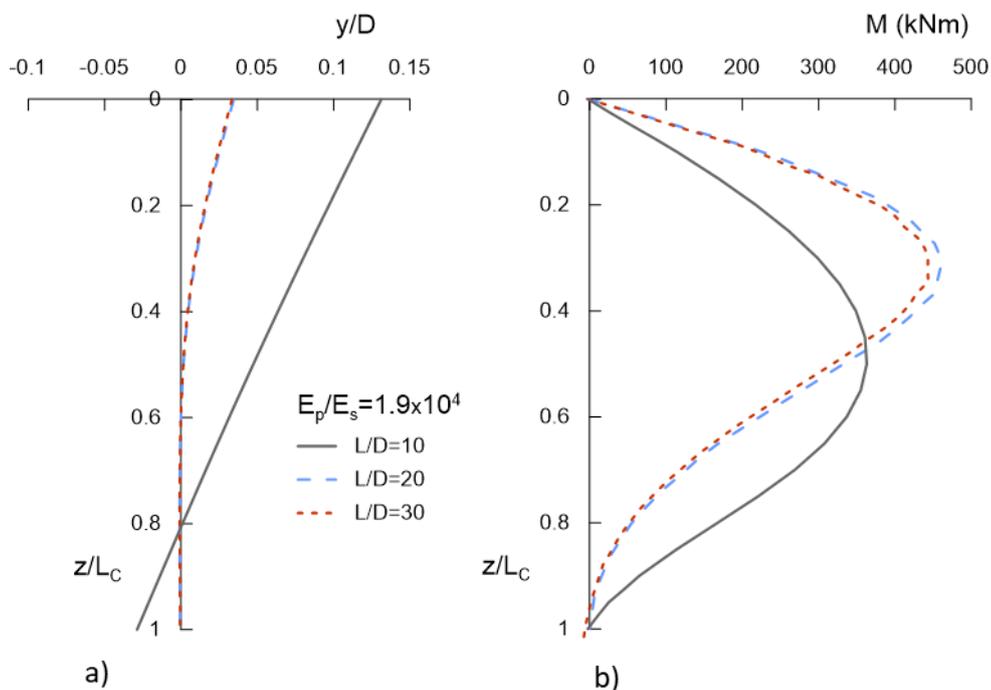


Figura 6.3.3: Deformata e momento flettente, normalizzati rispetto alla lunghezza critica per $H = 140$ kN.

In accordo con quanto trovato dagli altri autori, ad esempio Krishnan (1983), al diminuire di $K=Ep/Es$ la lunghezza e quindi la snellezza diventa un parametro sempre meno rilevante ai fini di caratterizzare la risposta del palo. Analizzando l'andamento del fattore di flessibilità U_{HH} riportato in Figura 6.3.4 si nota come questo sia abbastanza insensibile alla variazione di L/D , in tutto l'ampio intervallo di Ep/Es studiato. L'unica eccezione è rappresentata da pali tozzi e relativamente rigidi ($L/D \leq 10$ e $Ep/Es \geq 2 \times 10^3$), in questo caso evidentemente la lunghezza efficace è pari o maggiore della lunghezza del palo, per cui il palo ruota rigidamente, infatti il valore di U_{HH} dipende poco dal rapporto Ep/Es , inoltre a parità di K i pali corti hanno un coefficiente di flessibilità maggiore rispetto ai pali flessili, $L/D \geq 20$.

Per $K=2 \times 10^3$ la curva rossa relativa a $L/D=10$ in Figura 6.3.4 converge sulla curva nera rappresentativa di tutti i pali aventi rapporti di snellezza maggiori di 20.

Le presenti analisi sono state svolte mantenendo le caratteristiche meccaniche del terreno costanti e cambiando di volta in volta il modulo di Young del palo Ep , fino a coprire un intervallo molto ampio di rigidzze relative, da 8×10^1 a 2×10^4 . I pali comunemente incontrati nella pratica professionale hanno un rapporto K di circa 10^3 , nel caso di terreni a rigidzza variabile con la profondità tale grandezza può comunque cambiare a seconda di dove si calcola il modulo del terreno. All'aumentare di K il fattore di flessibilità adimensionale $U_{HH} = \gamma m D / H$ si riduce, Figura 6.3.4: a parità di forza applicata lo spostamento cresce al diminuire del modulo del palo Ep .

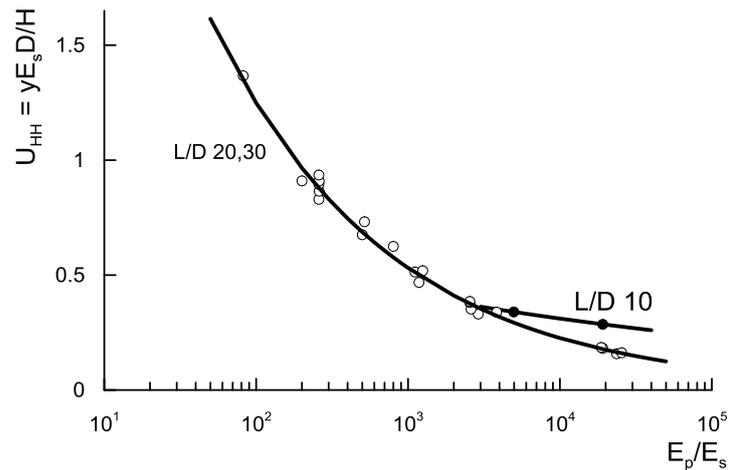


Figura 6.3.4: andamento del coefficiente di flessibilità U_{HH} in funzione di E_p/E_s e L/D .

La rigidezza relativa è il parametro fondamentale anche per quanto riguarda le altre grandezze di interesse quali la rotazione in testa, il momento massimo e la sua posizione e la lunghezza critica

In Figura 6.3.5 si riportano le curve forza spostamento al variare di K . Le tre analisi riportate fanno riferimento ad un palo di diametro 0.8m e snellezza 20, ma per quanto detto in precedenza, i risultati sono estendibili a qualunque palo con snellezza maggiore.

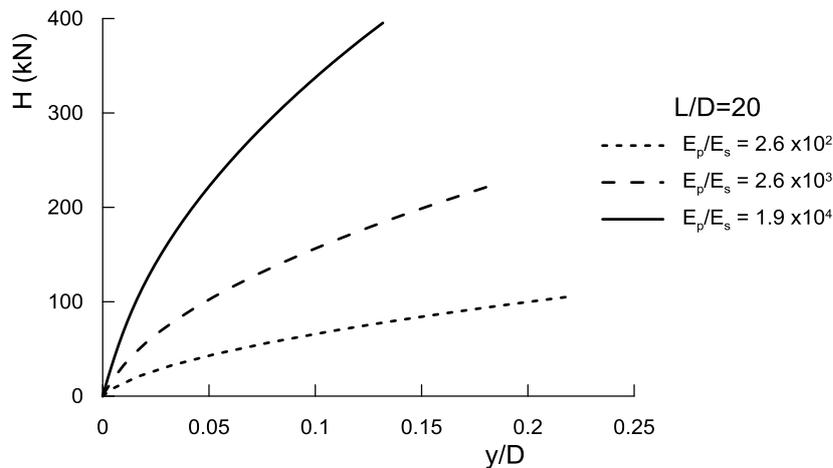


Figura 6.3.5: Curva forza spostamento al variare di K .

In Figura 6.3.6 a) e b), sono rappresentati l'andamento degli spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento massimo e i momenti flettenti calcolati in corrispondenza di $H=60$ kN. La profondità z non viene adimensionalizzata essendo la lunghezza del palo la stessa nelle tre analisi. In questo modo si apprezza meglio la dipendenza della lunghezza efficace, ovvero la porzione di palo interessata dalla forza applicata in testa, dalla rigidezza relativa. Coinvolgendo volumi di terreno maggiori il palo più rigido si sposta di meno, ma a parità di forza il momento è maggiore; al ridursi di K il momento massimo si sposta verso il piano campagna e si riduce.

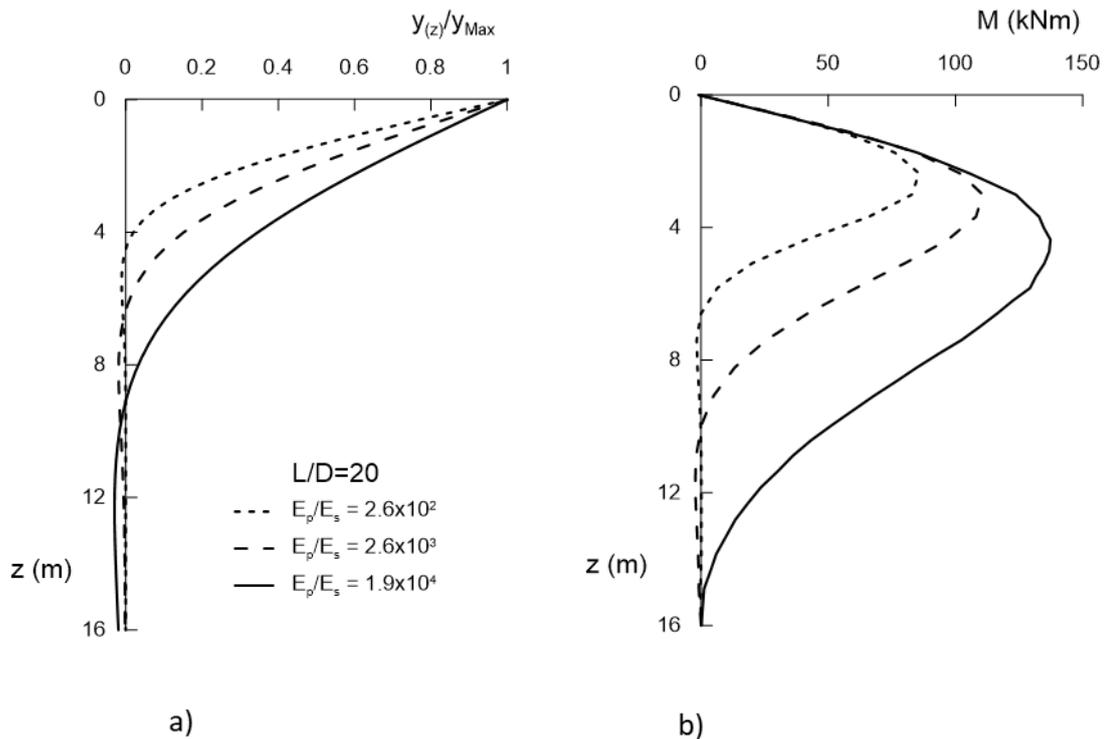


Figura 6.3.6: Deformata e momento flettente, per $H = 60$ kN. Analisi B, E, W.

Una rappresentazione più efficace della Figura 6.3.6 è proposta in Figura 6.3.7 dove la profondità viene normalizzata rispetto alla lunghezza critica. In questa tesi la lunghezza critica è stata definita come la lunghezza per la quale si annulla il momento e non lo spostamento, al contrario di quanto proposto da altri autori (Krishnan, 1983 e Randolph, 1981). Tale considerazione è motivata dal fatto che in corrispondenza di $y/y_{max}=0$ il momento non è nullo, per cui la rappresentazione non sarebbe coerente con il significato stesso di lunghezza critica.

Le tre curve non sono sovrapposte in ragione del diverso livello di plasticizzazione in cui si trova il terreno a parità di carico $H=60$ kN, in accordo con Budhu & Davies (1987) il momento massimo, la sua posizione e la lunghezza efficace cambiano, ed in particolare aumentano, al crescere del livello di carico. Tale incremento non è proporzionale ma è funzione del rapporto $K=Ep/E_s$ e questo potrebbe spiegare perché le curve non risultano sovrapposte.

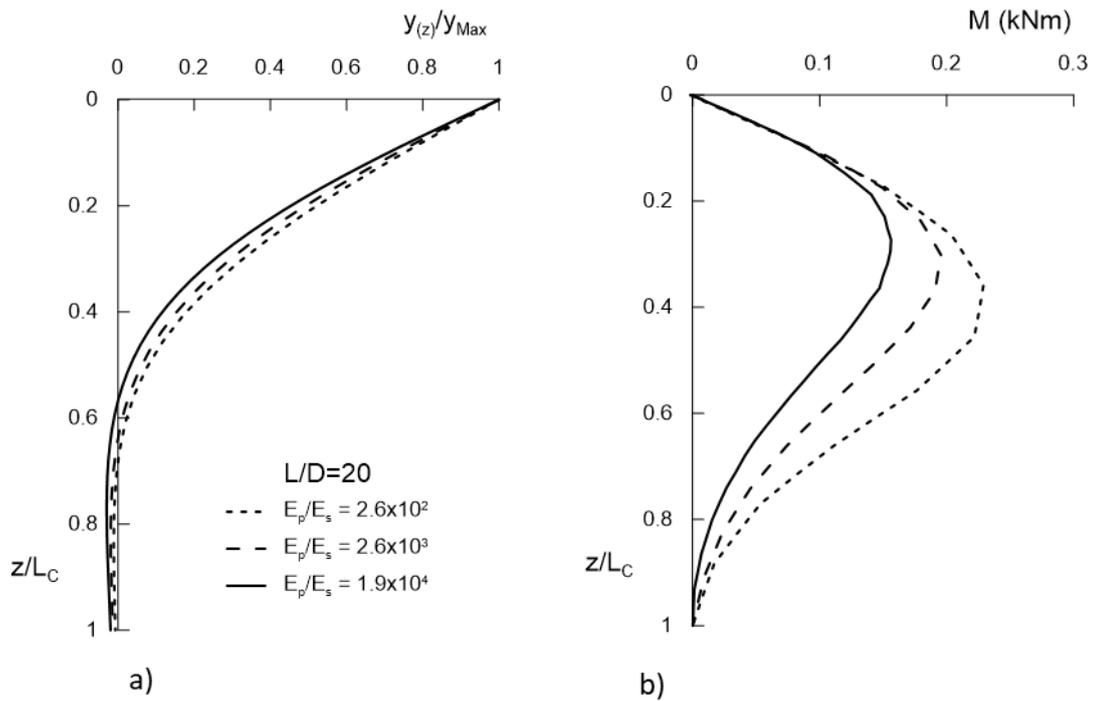


Figura 6.3.7: Deformata e momento flettente in funzione di z/L_c per $H = 60$ kN, analisi B, E, W.

Momento flettente

La relazione tra la forza applicata e il momento massimo lungo il fusto del palo è fortemente non lineare all'aumentare del livello di carico, Figura 6.2.1 b). Guardando la parte elastica della risposta, è possibile valutare l'effetto della variazione di rigidezza sul momento massimo, ricorrendo al rapporto adimensionale: M/HD . Il rapporto, ed in questo caso anche il momento, cresce molto rapidamente per valori K piccoli per poi stabilizzarsi per $K > 3 \times 10^4$, all'aumentare di K , o equivalentemente al ridursi di L/D la soluzione si dovrebbe sfoccare, indicando, per pali corti e rigidi, la relativa indipendenza del momento dalla rigidezza relativa (Landi 2005).

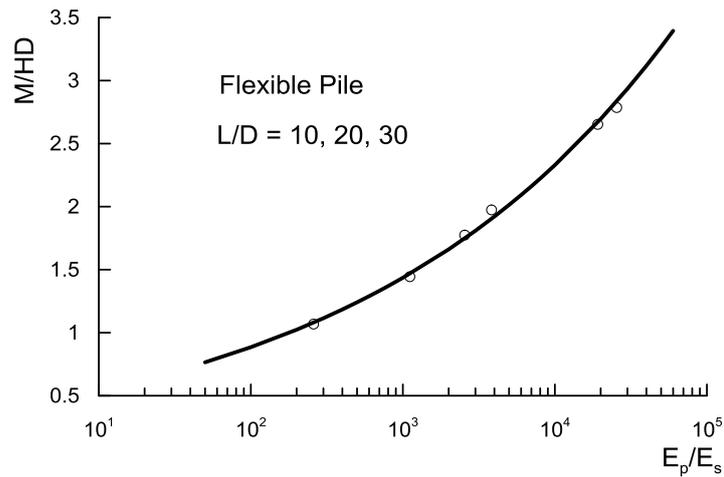


Figura 6.3.8: andamento del momento massimo in funzione della rigidezza relativa K .

Anche la posizione del momento massimo z_c e la lunghezza critica L_c , dipendono dalla rigidezza relativa palo terreno. La posizione del momento massimo è compresa tra i 2 e 6 diametri di profondità nell'intervallo di K studiato. La lunghezza critica varia tra i 7 e i 20 diametri nello stesso intervallo, Figura 6.3.9. Le due analisi con K maggiore (1.9×10^4 e 2.6×10^4) sono rappresentative di condizioni limite, dato che la lunghezza critica è praticamente coincidente con la lunghezza del palo stesso.

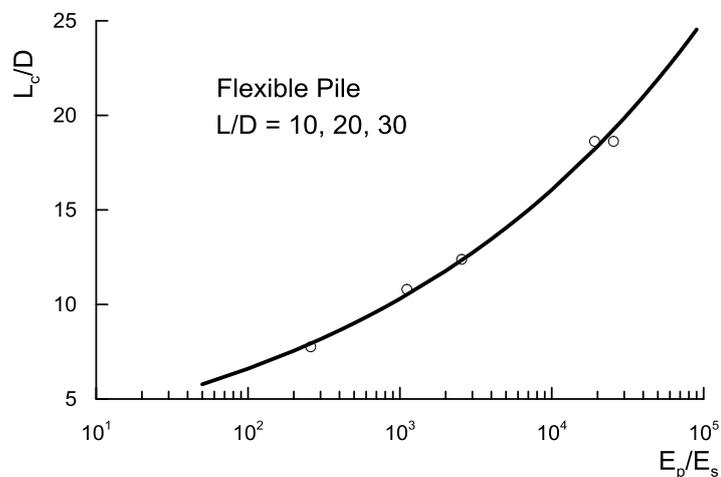


Figura 6.3.9: lunghezza critica in funzione della rigidezza relativa.

6.4 Analisi sul terreno parzialmente saturo

In questo capitolo si presentano i risultati relativi a diverse posizioni della superficie libera z_w secondo lo schema di Figura 6.4.1. Per $z_w > 0$ il terreno al disopra della superficie libera si trova in condizioni di parziale saturazione: la rigidezza del terreno è, in generale, diversa da zero al piano campagna grazie all'incremento di tensioni efficaci $Sr \cdot s$ e maggiore rispetto a quella calcolata nell'ipotesi di pressioni interstiziali nulle e in tutto lo strato di terreno sopra falda.

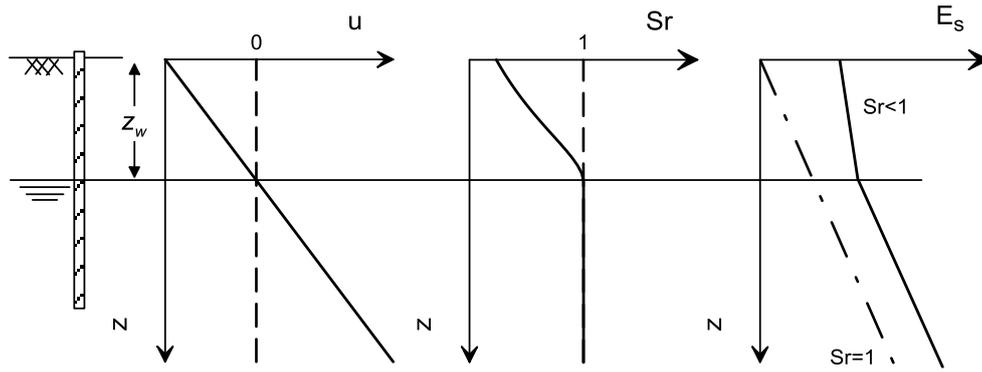


Figura 6.4.1: distribuzione di pressione interstiziale, grado di saturazione e modulo del terreno in funzione della posizione della superficie libera.

I risultati quindi dipendono, oltre che dal valore della suzione, anche dal grado di saturazione e quindi dalla curva di ritenzione. In questo studio la *SWRC* è descritta dall'equazione di Van Genuchten (1980): i valori dei parametri, Tabella 6.4.1, sono rappresentativi dei tipici valori dei terreni a granulometria medio-fine.

Nelle analisi in cui è stata indagata in modo estensivo l'influenza della posizione della superficie libera z_w , i risultati sono presentati in forma normalizzata z_w/D . Queste analisi sono state condotte per il terreno B in Tabella 6.4.1. È stata valutata anche l'influenza della forma della curva di ritenzione impiegando i valori del terreno A, B e C di Tabella 6.4.1.

Tabella 6.4.1: Parametri della curva di ritenzione impiegati nelle simulazioni numeriche.

Terreno	$S_{r,sat}$	$S_{r,res}$	α (1/kPa)	n	m 1-1/n
A	1	0.05	0.1	4.0	0.75
B	1	0.0	0.02	1.7	0.41
C	1	0.0	0.01	1.1	0.09

Il terreno al di sopra della superficie libera si trova in condizioni di normalconsolidazione e al parametro meccanico b è stato assegnato un valore di 5.

A fronte dei risultati presentati nel paragrafo precedente, l'influenza della posizione della superficie libera è stata analizzata per diversi valori della rigidezza relativa E_p/E_s , valutata nel caso di $z_w/D=0$.

6.4.1 Influenza della posizione della superficie libera z_w/D

Nelle analisi presentate, la posizione della superficie libera varia tra 0.0 m e 24.0 m a partire dal piano campagna, dato che il palo studiato ha un diametro $D=0.8$ m, dunque il rapporto adimensionale z_w/D è compreso nell'intervallo 0.0 - 30.0. Le curve carico spostamento normalizzato ottenute al

variare della posizione della superficie libera sono riportate in Figura 6.4.2 per un palo di snellezza $L/D=30$ e rigidezza relativa $K=Ep/E_{s, sat}=1,9 \times 10^4$.

La parziale saturazione induce un incremento significativo sia della rigidezza iniziale sia della resistenza del sistema palo terreno, Figura 6.4.2.

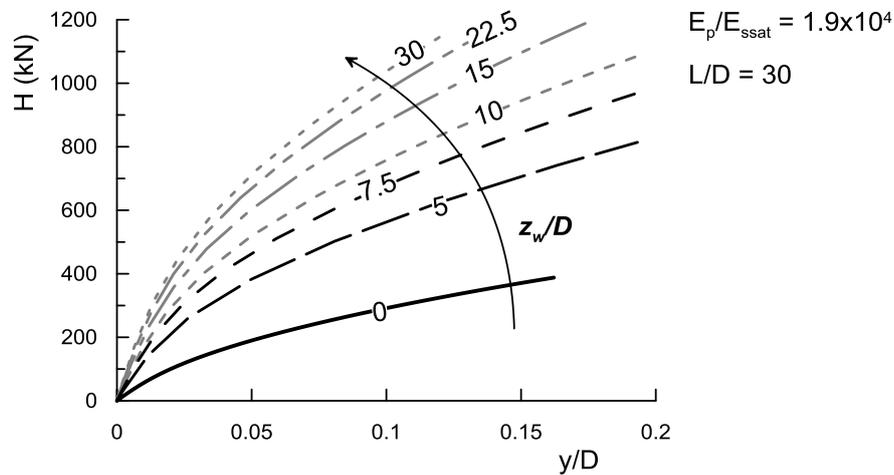


Figura 6.4.2: Influenza della posizione della superficie libera sulla risposta del palo.

Gli effetti maggiori si osservano passando da $z_w/D=0$ a $z_w/D=5$, man mano che la superficie libera si trova più in profondità l'influenza della parziale saturazione, in particolare del prodotto $S_r s$, si riduce. L'incremento, non lineare, della rigidezza del terreno E_s in funzione del grado di saturazione è messo bene in evidenza dagli andamenti di Figura 6.4.3, nella quale sono riportate le distribuzioni di E_s con la profondità normalizzata z/D per diversi valori del rapporto z_w/D . All'interno del volume significativo del terreno ($z/D \leq 10$) la rigidezza aumenta più di due volte passando da $z_w/D=0$ a $z_w/D=5$, mentre abbassando ulteriormente la superficie libera lo stesso incremento lo si trova tra $z_w/D=5$ a $z_w/D=30$.

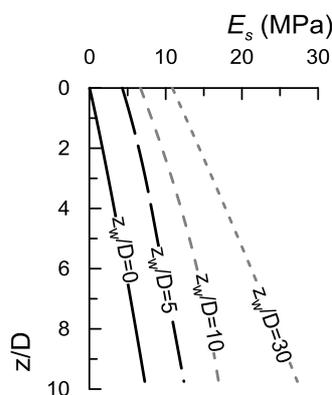


Figura 6.4.3: Variazione del modulo del terreno con la posizione della superficie libera.

Facendo riferimento alla risposta del sistema in condizioni di esercizio, è possibile valutare gli effetti della parziale saturazione analizzando l'andamento dei fattori di flessibilità in funzione della profondità della superficie libera normalizzata z_w/D .

Il fattore dello spostamento orizzontale in testa U_{HH} è riportato in Figura 6.4.4 a) mentre quello relativo alla rotazione in testa U_{MH} è rappresentato in Figura 6.4.4 b). I coefficienti sono stati valutati per uno spostamento $y=0.01D$, per il quale la risposta del sistema palo-terreno può essere considerata lineare.

Passando dalle condizioni sature a $z_w/D=5$ si ha una brusca riduzione di U_{HH} del 56%, riduzione che tende a stabilizzarsi intorno all'80% per $z_w/D=30$. La rotazione in testa al palo sembra essere più influenzata dalla parziale saturazione, in termini percentuali si ottiene un guadagno del 62% per $z_w/D=5$ fino ad arrivare all'85% $z_w/D=30$.

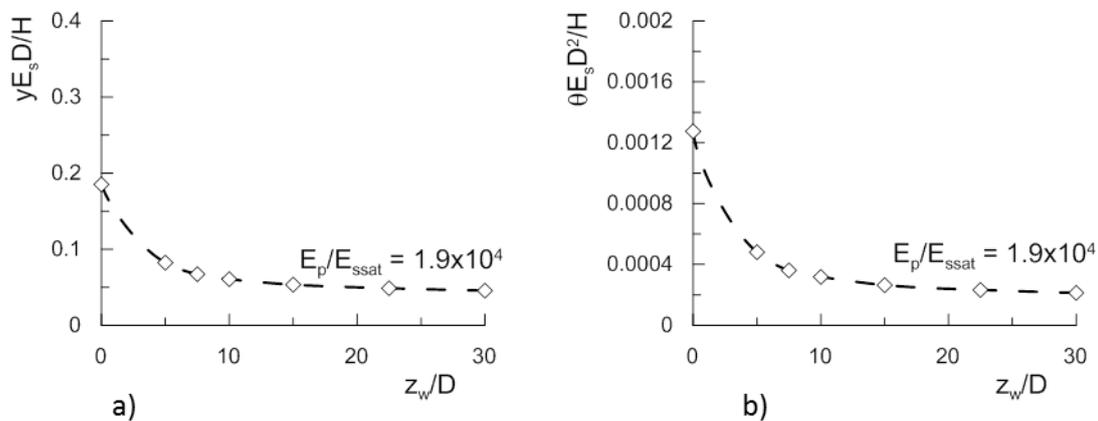


Figura 6.4.4: Fattori di flessibilità per lo spostamento a) e la rotazione in testa b) in funzione della posizione della superficie libera.

Le distribuzioni del momento flettente, normalizzato rispetto alla forza orizzontale, lungo il fusto del palo, ottenuta al variare di z_w/D sono raffigurate in Figura 6.4.5. Le caratteristiche della sollecitazione sono state valutate per $H=30$ kN, per il quale si può ritenere trascurabile il livello di plasticizzazione del terreno, Figura 6.4.2. Al crescere della rigidezza del terreno aumenta la flessibilità dell'intero sistema e quindi si riduce il momento massimo che si sposta anche verso il piano campagna.

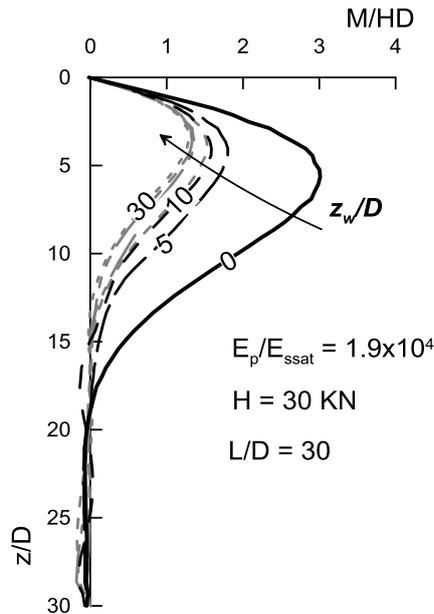


Figura 6.4.5: Distribuzione normalizzata del momento flettente per $H=30$ kN al variare della posizione della superficie libera.

L'andamento del momento massimo normalizzato (M/HD) e la posizione dello stesso, sempre normalizzato (z/D), in funzione di z_w/D sono riportati in Figura 6.4.6 a) e b). L'evoluzione di queste grandezze, valutate per $y/D=0.01$, è qualitativamente analoga a quella dei fattori di flessibilità mostrata in Figura 6.4.4 a) e b): rispetto a $z_w/D=0$ la riduzione del momento massimo è compresa tra il 40% ($z_w/D=5$) e il 50% ($z_w/D=30$). Con falda al piano campagna, la posizione del momento massimo si trova a $5.5D$ di profondità mentre varia tra $4D$ e $3.8D$ per valori di z_w/D crescenti.

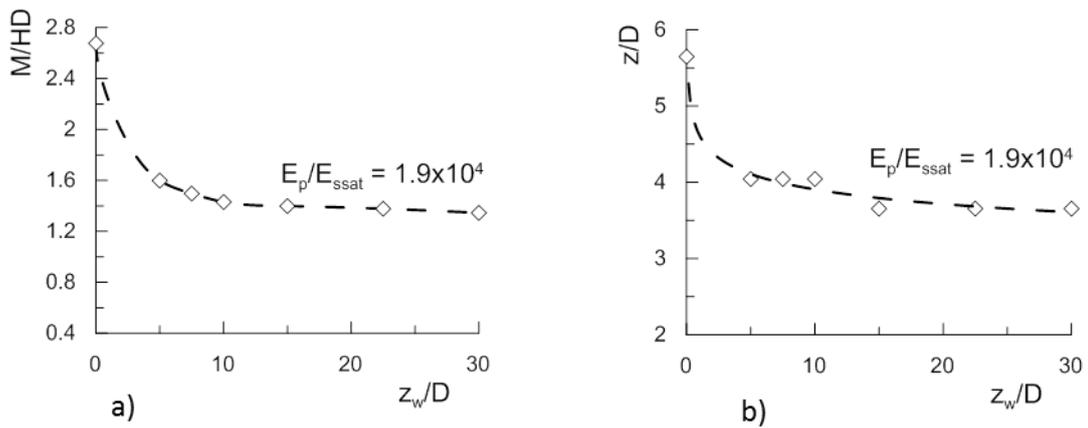


Figura 6.4.6: a) Momento massimo e b) posizione di M_{max} in funzione della posizione della superficie libera.

Anche la lunghezza efficace si riduce passando da $18D$ a $14D$, Figura 6.4.7.

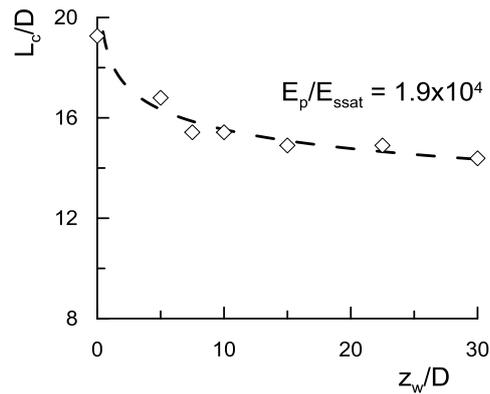


Figura 6.4.7: Variazione della lunghezza critica in funzione della superficie libera.

Le considerazioni svolte si riferiscono a valori di carico e spostamento orizzontale modesti, che hanno permesso di considerare l'influenza dell'incremento di rigidità iniziale del terreno nel problema di interazione. In realtà, al crescere del carico H aumentano le non linearità nel terreno legate sia al progressivo snervamento sia, per gli strati più superficiali, al raggiungimento delle condizioni ultime del terreno. Grazie alla maggior rigidità e resistenza indotta al terreno dalla parziale saturazione le curve di risposta si trovano sempre, a parità di spostamento normalizzato y/D , al di sopra della curva ottenuta per $z_w/D=0$.

L'incremento della forza orizzontale H rispetto al saturo, per diversi valori di z_w/D , è presentato in Figura 6.4.8 per un rapporto di spostamento y/D pari al 10%. Come già anticipato, il rapporto H/H_{sat} è sempre maggiore di 1 e cresce con z_w/D ; anche in questo caso l'influenza della saturazione è marcatamente non lineare.

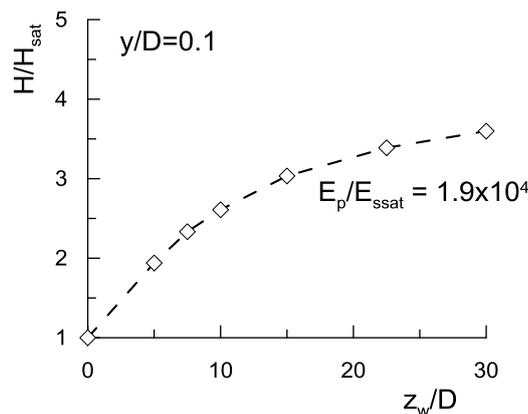


Figura 6.4.8: Incremento del carico orizzontale per $y/D=0.1$ al variare della posizione della superficie libera.

Sebbene non critico per il palo, lo spostamento $y = 10\%D$ corrisponde in genere alla domanda di spostamento massima ammissibile per non compromettere la stabilità della struttura sovrastante, in quest'ottica dunque è possibile considerare il carico misurato come rappresentativo delle condizioni ultime del sistema palo-terreno.

All'aumentare del livello di carico i rapporti stabiliti per la parte elastica si mantengono sia per lo spostamento orizzontale sia per il momento massimo, Figura 6.4.9 a) e b): la progressiva mobilitazione delle resistenze nel terreno fa diminuire il guadagno di spostamento in testa registrato nel caso elastico. Per elevati valori di z_w/D la curva carico spostamento ha un ramo lineare più esteso in virtù della maggiore resistenza e rigidità indotte dalla suzione. Il momento massimo è meno influenzato dal livello di carico rispetto allo spostamento in testa, il rapporto riportato in Figura 6.4.9 b) varia di meno del 10% nel corso dell'analisi, anzi sembra che all'aumentare del livello di carico la riduzione percentuale del momento massimo cresca, al contrario di quanto osservato per gli spostamenti.

Questa rappresentazione è limitata ad un livello di carico normalizzato pari a 40 perché corrisponde al massimo livello di carico raggiunto nel caso di mezzo saturo.

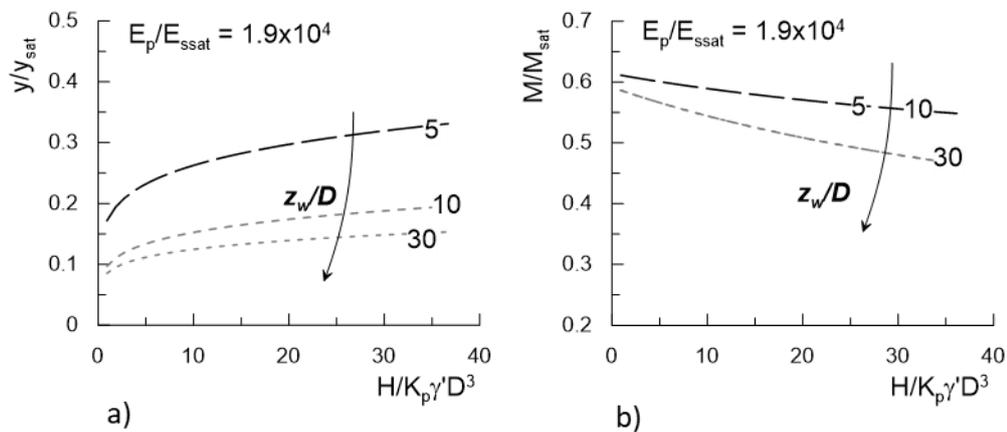


Figura 6.4.9: Andamento dello spostamento in testa a) e del momento massimo b) rispetto al caso saturo in funzione del livello di carico, per diversi valori di z_w/D .

6.4.2 Importanza della rigidità relativa E_p/E_s al variare della posizione della superficie libera

La sperimentazione in centrifuga analizzata nel Capitolo 4 ha illustrato l'importanza della parziale saturazione sulla risposta meccanica di un palo corto e sostanzialmente rigido per un solo livello della superficie libera (7.0 m dal piano campagna, o $z_w/D=5.83$ in forma adimensionale). Nel paragrafo precedente, 6.4.1, è stata mostrata l'influenza della posizione della superficie libera per un palo lungo, $L/D=30$, e flessibile $E_p/E_{s,sat}=1.9 \times 10^4$. Come noto, la risposta meccanica dei pali flessibili è governata principalmente dalla rigidità relativa (E_p/E_s), vedi Figura 6.3.4.

È sembrato quindi utile analizzare la risposta dei pali flessibili, caricati orizzontalmente in un mezzo parzialmente saturo, al variare del rapporto E_p/E_s . Nello specifico, in questo paragrafo si presenta il confronto tra i risultati del paragrafo 6.4.1 e quelli ottenuti per $E_p/E_{s,sat}=2.6 \times 10^3$.

La variazione dei parametri di maggior interesse per lo studio dei pali in funzione della posizione della superficie libera per due valori di E_p/E_s è riportata in Figura 6.4.10 a), b), c), d) per lo spostamento orizzontale in testa, la rotazione in testa, il momento massimo e la lunghezza critica rispettivamente.

In condizioni di esercizio gli effetti della parziale saturazione sembrano amplificarsi all'aumentare della flessibilità del sistema (in particolare del palo, in queste simulazioni). Rispetto al caso già commentato (vedi paragrafo, 6.4.1) per lo spostamento e le rotazione si nota una differenza del 10% diminuendo di un ordine di grandezza il rapporto tra i moduli, Figura 6.4.10 a), b). Il momento massimo è meno influenzato da E_p/E_s : al crescere di z_w/D la differenza rimane costante e pari a circa il 5%, Figura 6.4.10 c). In ogni caso si registra una decisa riduzione delle sollecitazioni: dal 40% al 55%, a seconda di z_w/D , rispetto al palo caricato nel terreno saturo.

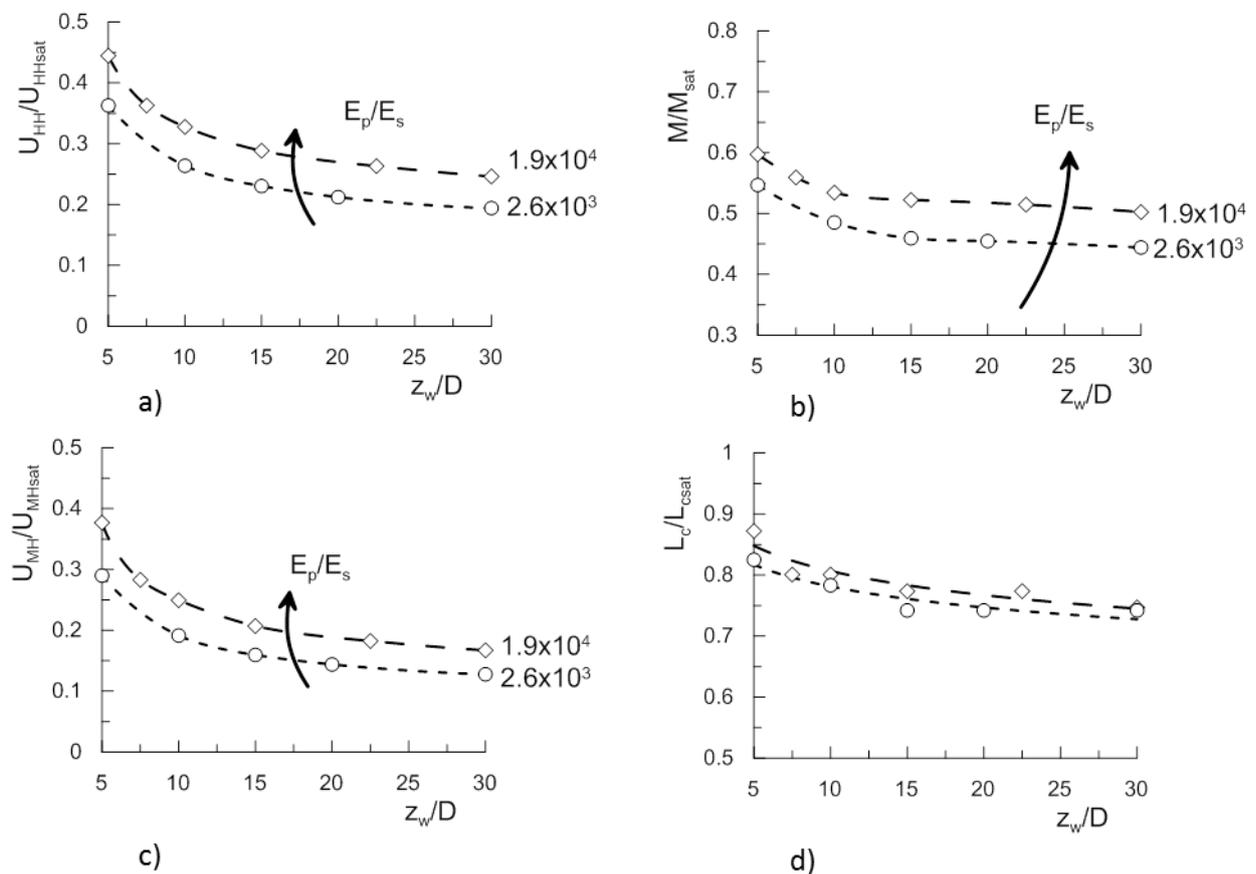


Figura 6.4.10: Variazione dei parametri di interesse al variare della rigidità relativa: a) spostamento orizzontale in testa, b) rotazione in testa, c) momento massimo, d) lunghezza critica.

L'evoluzione della grandezza critica L_c con la profondità della superficie libera è poco dipendente da E_p/E_s : in entrambi i casi studiati grandi variazioni della superficie libera sono accompagnate da una riduzione della lunghezza critica compresa tra il 15% e il 25% rispetto al saturo.

Effetti misurabili del rapporto tra i moduli sono osservabili anche per valori di spostamento elevati ($y/D=10\%$); come rappresentato in Figura 6.4.11 gli incrementi di carico sono maggiori per valori di E_p/E_s più bassi.

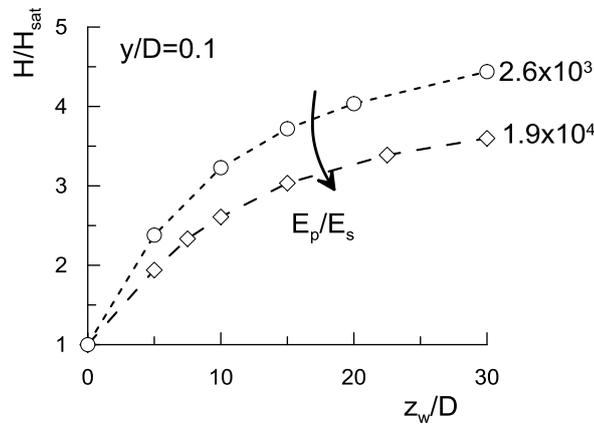


Figura 6.4.11: Incremento del carico orizzontale per $y/D=0.1$ al variare della posizione della superficie libera e della rigidezza relativa.

La riduzione dello spostamento in testa al palo e del momento massimo, rispetto al saturo, in funzione del livello di carico è riportata in Figura 6.4.12 a) e b). Il sistema più rigido mobilita la resistenza del terreno più velocemente quindi, a parità di intervallo di carico, il guadagno di spostamento decade più velocemente, Figura 6.4.12 a) al crescere di E_p/E_s . La variazione del momento flettente, Figura 6.4.12 b), decresce per $E_p/E_s=2.6 \times 10^3$ mentre aumenta leggermente con il livello di carico per $E_p/E_s=1.9 \times 10^4$.

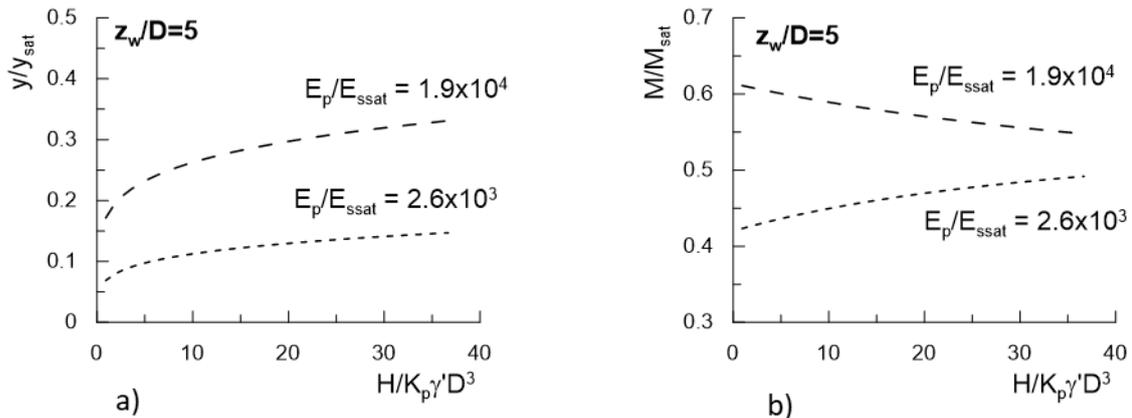


Figura 6.4.12: Andamento dello spostamento in testa a) e del momento massimo b) rispetto al caso saturo in funzione del livello di carico, per due valori di E_p/E_s e $z_w/D=5$.

6.4.3 Alcune considerazioni sullo stato tensionale del terreno attorno al palo

A parità di livello di carico, la dimensione della zona plastica si riduce drasticamente al crescere della posizione della superficie libera. In Figura 6.4.13 si vede che anche per modeste profondità della

superficie libera, $z_w/D=5$, i punti plastici si concentrano nello strato superficiale di terreno più vicino al palo. Quando la superficie libera si trova molto in profondità solo alcuni punti isolati si trovano sulla superficie di incrudimento.

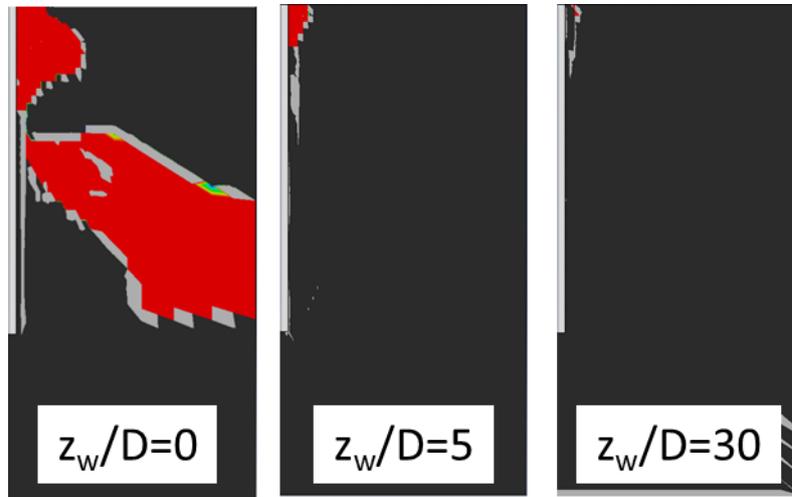


Figura 6.4.13: Punti plastici per $H=60\text{kN}$, al variare della posizione della s.l. $L/D=20$ $K=2.6 \times 10^3$.

Per lo stesso livello di carico si mettono a confronto le distribuzioni delle tensioni orizzontali nel terreno nei casi di maggior interesse: s.l. al piano campagna e a 5 diametri di profondità, Figura 6.4.14.

La curva nera continua di Figura 6.4.14 rappresenta la risposta ottenuta per $S_r=1$ mentre quella verde tratteggiata rappresenta il caso non saturo: grazie alla maggior rigidezza e resistenza indotti dalla parziale saturazione lo strato di terreno più superficiale è in grado di sostenere la spinta del palo.

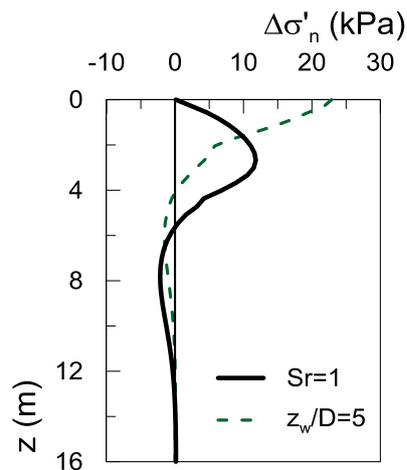


Figura 6.4.14: Distribuzione delle tensioni normali per $H=60\text{ kN}$, per le due analisi studiate: $S_r=1$ e $z_w/D=5$.

Nel caso saturo, al piano campagna lo stato tensionale efficace è nullo, e il terreno trasferisce il carico indotto dal palo negli strati più profondi, con un massimo incremento di tensione orizzontali

intorno a tre metri ($\cong 3.5D$) di profondità. Superato il massimo, la variazione di stato tensionale nel terreno si riduce progressivamente fino ad annullarsi a circa 12 metri ($15D$) di profondità. La presenza della suzione comporta una distribuzione significativamente diversa: al piano campagna parte da un valore non nullo che si riduce con continuità andando verso il basso. La risposta si concentra nello strato più rigido del terreno, che si trova al di sopra della superficie libera, inoltre lo stato tensionale efficace diverso da zero al piano campagna consente al terreno in questa zona di sostenere gli sforzi di compressione indotti dalla spinta del palo senza arrivare a rottura.

6.4.4 Considerazioni sul ruolo della curva di ritenzione di acqua del terreno.

Nel modello matematico impiegato, la variazione di rigidità nei terreni non saturi è collegata all'aumento di pressione media efficace indotto dalla suzione pesata per il grado di saturazione $Sr \cdot s$.

Il valore del grado di saturazione ad una certa profondità, quindi ad un dato livello di suzione, determina dunque lo stato tensionale efficace e la rigidità del terreno in quel punto.

I risultati presentati nei paragrafi precedenti hanno mostrato l'importanza della rigidità del terreno nei primi metri di terreno, in questo paragrafo si presentano alcune brevi considerazioni sull'influenza della forma della curva di ritenzione del terreno sulla risposta di pali soggetti ad azioni orizzontali.

Le prove di carico sono state eseguite per un palo di $D=0.8$ m, $L/D=20$, e $Ep/Es=2.6 \times 10^3$ per una posizione della superficie libera $z_w=8$ m dal piano campagna ($z_w/D=10$).

La distribuzione del grado di saturazione con la profondità ottenuta per le tre curve di ritenzione presentate in Tabella 6.4.1 è raffigurata in Figura 6.4.15 a). Nelle tre curve è stata cambiato sia il valore di ingresso d'aria $1/\alpha$, sia la pendenza della zona di transizione n . Il terreno *A* ha un valore di ingresso d'aria ridotto (10 kPa) e una pendenza elevata della zona di transizione ($n=4$): superato il valore di ingresso d'aria il grado di saturazione si riduce molto per modesti incrementi di suzione.

Il terreno *B*, usato nelle analisi dei paragrafi 6.4.1 e 6.4.2, e il terreno *C* hanno un valore di ingresso d'aria via via più elevato e una pendenza della zona di transizione meno marcata dunque il grado di saturazione si riduce fino a 0.6 al piano campagna per il terreno *B* mentre rimane a 0.95 per il terreno *C*, Figura 6.4.15 a).

Gli effetti di Sr sulla rigidità del terreno sopra falda sono rappresentati in Figura 6.4.15 b): nel terreno *A* il modulo parte da valori prossimi a zero al piano campagna e cresce molto velocemente con la profondità. I terreni *B* e *C* presentano una rigidità non trascurabile al piano campagna, 6 e 9

MPa rispettivamente, che aumenta con la profondità sino a ricongiungersi con quella del terreno A in corrispondenza della posizione della superficie libera.

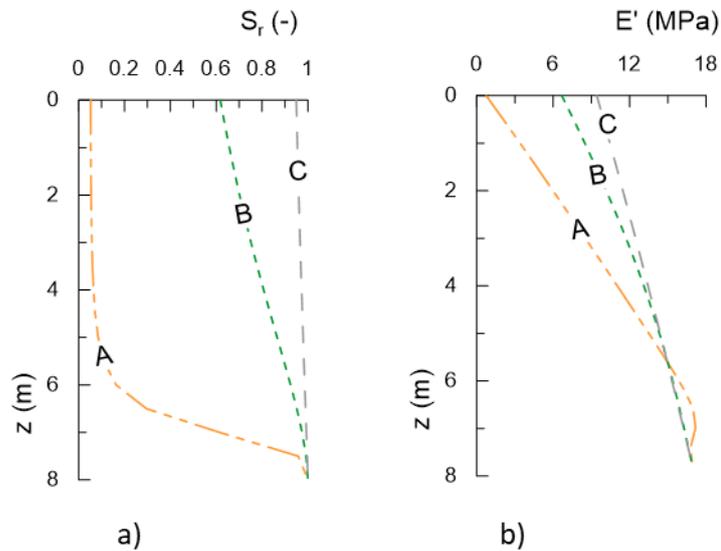


Figura 6.4.15: a) distribuzione del grado di saturazione nel terreno; b) distribuzioni del modulo E' nel terreno al di sopra della superficie libera.

In Figura 6.4.16 è presentata la diversa risposta del palo in funzione della curva di ritenzione usata. I risultati sono paragonati alla curva di carico ottenuta nel mezzo saturo, linea nera continua in Figura 6.4.16.

Rispetto a quest'ultima il sistema è sempre più rigido e resistente ma, come atteso, gli effetti sono tanto più evidenti quanto maggiore risulta il grado di saturazione al di sopra della superficie libera.

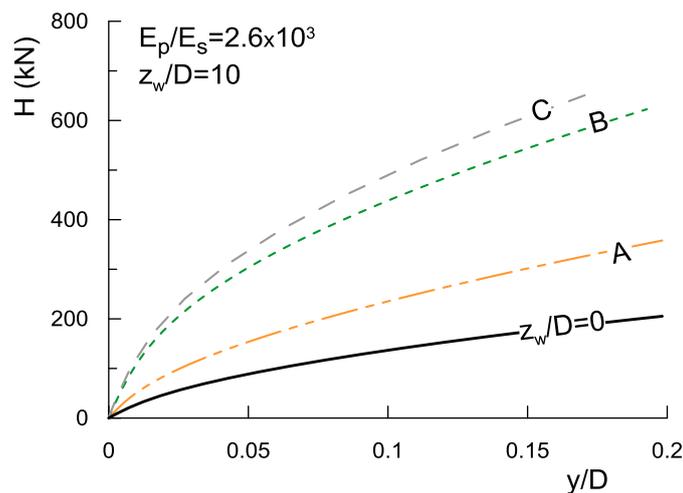


Figura 6.4.16: Curve carico spostamento ottenute per 3 diverse forme della curva di ritenzione.

La rigidità iniziale per B e C è praticamente la stessa, ma nel terreno B le non linearità della risposta si manifestano per spostamenti inferiori.

Le considerazioni fatte sulla relazione forza spostamento orizzontale valgono anche per la rotazione in testa, il momento massimo e la sua posizione, ed in generale tutte le grandezze che descrivono la risposta del palo caricato lateralmente.

6.5 Conclusioni

In questo capitolo sono stati presentati i risultati di uno studio numerico tridimensionale del carico laterale dei pali di fondazione immersi in un mezzo omogeneo a grana fine normalconsolidato.

La risposta del terreno è stata analizzata con un modello costitutivo elastico non lineare-plastico incrudente mentre al palo è stato assegnato un comportamento elastico lineare isotropo, l'interfaccia palo terreno è governata da un comportamento puramente attritivo.

Il problema di interazione dipende soprattutto dalla rigidità relativa e dall'entità del carico applicato, le analisi svolte hanno permesso di valutare la risposta del palo in un ampio intervallo di questi parametri; i risultati trovati sono risultati in buon accordo con le soluzioni, elastiche, presenti in letteratura.

Nella maggior parte dei casi applicativi, il palo si comporta come un palo flessibile, e dunque la snellezza diventa un parametro ininfluenza nella risposta del palo, in queste condizioni è stata studiata l'influenza della posizione della superficie libera.

Rispetto al saturo, l'aumento di rigidità del terreno indotto dalla parziale saturazione porta innanzitutto ad una riduzione significativa dello spostamento in testa (anche dell'80%), a parità di carico. I risultati delle analisi svolte indicano ancora una volta che, per pali flessibili, la snellezza non influenza la soluzione che invece dipende dalla rigidità relativa iniziale (valutata rispetto al mezzo saturo).

Gli effetti della parziale saturazione sembrerebbero essere maggiori per bassi valori di rigidità relativa, anche se sono necessarie ulteriori analisi per approfondire questo aspetto.

La parziale saturazione influenza la risposta del palo già per modeste profondità della superficie libera, che comunque rappresenta la zona di maggior interesse dal punto di vista applicativo.

Le sollecitazioni sono meno influenzate dalla presenza della parziale saturazione rispetto agli spostamenti, rispetto al terreno saturo il momento massimo si riduce di circa il 50%; aumentando la rigidità nel volume significativo di terreno si osserva anche uno spostamento del momento massimo verso il piano campagna e una riduzione della lunghezza critica.

Al crescere della profondità della superficie libera gli effetti della parziale saturazione, diventano via via meno rilevanti, perché la variazione di stato di sforzo efficace, e quindi di rigidità, è pesata rispetto al grado di saturazione del terreno.

CONCLUSIONI E PROSPETTIVE

L'obiettivo di questa tesi è stato studiare l'effetto della suzione sul comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali immersi in un terreno parzialmente saturo.

A tal fine nella prima parte della tesi sono stati presentati i principali aspetti del comportamento dei pali caricati orizzontalmente. La maggior parte dei pali di fondazione, in questa configurazione di carico, coinvolge un volume significativo di terreno limitato ai primi metri di profondità a partire dal piano campagna. In condizioni lontane dal collasso inoltre la risposta del palo è significativamente influenzata dal rapporto di rigidità tra il palo e il terreno (calcolato nel volume significativo).

Gli strati più superficiali di terreno possono, in natura, trovarsi in condizioni di parziale saturazione. Sono state dunque analizzate alcune evidenze sperimentali del comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi e i principali modelli matematici utilizzati per descriverle. La suzione agisce sul comportamento meccanico del terreno in due modi: aumentando lo stato di sforzo efficace e inducendo una struttura reversibile, funzione del grado di saturazione.

Sulla base di queste evidenze teoriche e sperimentali, è stata messa a punto una campagna di indagini in centrifuga geotecnica nella quale è stato studiato il comportamento di un palo ($L_p=15\text{m}$, $EI_p=3.9\text{GNm}^2$) caricato orizzontalmente immerso in un deposito di limo (caolino B-grade) parzialmente saturo con superficie libera a 7m dal piano campagna (alla scala del prototipo).

Per definire le condizioni iniziali del terreno e comprendere il comportamento idro-meccanico del terreno è stata realizzata una sperimentazione in laboratorio che ha consentito di valutare qualitativamente e quantitativamente l'influenza della densità iniziale, del contenuto d'acqua di compattazione e del carico meccanico applicato sul comportamento volumetrico dei terreni non saturi durante percorsi di imbibizione. Dalle prove sono state ricavate inoltre la curva di ritenzione idrica del terreno, per due diversi indici dei vuoti, e le proprietà meccaniche necessarie a modellare il comportamento del terreno (compressibilità e resistenza). A valle dei risultati ottenuti è stato scelto di studiare la risposta del sistema palo-terreno sia per un terreno con una struttura moderatamente aperta ($e_0=0.93$) che decisamente addensata ($e_0=0.75$). Tale scelta ha permesso di valutare direttamente l'influenza della diversa struttura del terreno parzialmente saturo sul problema di interazione con il palo.

La parte centrale della tesi è volta a presentare i risultati della sperimentazione in centrifuga. In condizioni di parziale saturazione il palo è stato caricato fino ad un valore prefissato di forza applicata ed in seguito la superficie libera è stata innalzata da 7m sino al piano campagna. Al fine di

poter comparare i risultati, sono state inoltre eseguite le prove di carico sul terreno saturo per entrambe le densità considerate.

La risposta del sistema, nel caso del terreno parzialmente saturo, è risultata notevolmente più rigida di quella ottenuta nel terreno saturo. Le differenze maggiori sono state osservate nelle prove eseguite sul terreno meno addensato. A parità di forza applicata, gli spostamenti in testa e le sollecitazioni nel palo sono risultate minori nel caso non saturo che nel caso saturo, anche se in misura minore alle previsioni in ragione dell'elevata rigidità flessionale del palo.

A seguito di consistenti innalzamenti della superficie libera è stata osservata in entrambi i casi una perdita di rigidità del terreno, con conseguente incremento di spostamento orizzontale. In nessuna delle prove è stato raggiunto l'equilibrio stazionario dopo la risalita della superficie libera. Indipendentemente dalla rigidità del terreno, il palo utilizzato nella sperimentazione ha subito un atto di moto quasi rigido durante la saturazione: le sollecitazioni sono cresciute del 20% mentre lo spostamento in testa è aumentato del 200%. È lecito dunque asserire che, in entrambi i casi, è stato raggiunto il collasso del sistema con un atto di moto quasi rigido del palo.

Il comportamento osservato in centrifuga è stato in seguito analizzato con un modello matematico implementato in un codice agli elementi finiti. Il legame costitutivo adottato per il terreno, formulato in tensioni efficaci alla Bishop, è un Cam-Clay modificato esteso ai parzialmente saturi. Il modello ha colto, qualitativamente e quantitativamente, sia l'evoluzione del processo di equalizzazione indotto dall'incremento di gravità e dall'applicazione della condizione idraulica alla base del modello, sia il carico del palo nelle diverse configurazioni studiate. Il confronto tra le misure di pressione dell'acqua e le simulazioni numeriche ha confermato i dubbi sull'affidabilità delle misure di pressione dell'acqua durante la prova in centrifuga. Ulteriori approfondimenti sull'eventuale effetto meccanico indotto dall'aumento della gravità e della temperatura sui tensiometri sono dunque necessari.

Qualitativamente il modello ha colto anche il comportamento del palo durante l'innalzamento della superficie libera a carico costante. Per entrambe le densità iniziali è stato raggiunto il collasso del sistema sostanzialmente con un atto di moto rigido del palo (rotazione). Nelle simulazioni è stata osservata la progressiva formazione di una banda di taglio, a valle del palo, a seguito dell'innalzamento della falda. Per il terreno più addensato, a causa del maggior livello di carico, il sistema sembra raggiungere più velocemente il collasso. Il risultato è apparentemente in contrasto con quanto osservato sperimentalmente, tuttavia, in questo processo intervengono numerosi fattori (dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dal carico e permeabilità) la cui importanza è ancora oggetto di approfondimento.

Le analisi sembrano confermare che, in caso di innalzamento della superficie libera, trascurare la presenza della parziale saturazione non è necessariamente cautelativo. La riduzione di rigidità e

resistenza del terreno durante la saturazione può portare a spostamenti orizzontali significativamente superiori a quelli ottenuti nella corrispondente curva di carico relativa al mezzo saturo con falda al piano campagna. L'entità dello spostamento è funzione sia della posizione iniziale della superficie libera che del livello di carico orizzontale del palo stesso.

In questo lavoro è stata dimostrata la possibilità di realizzare con successo delle prove in centrifuga sui terreni parzialmente saturi, a patto di conoscere bene il comportamento idraulico del terreno. Per la rapidità della risposta i tensiometri si sono rivelati ottimi strumenti nella misura della suzione sia a 1g che durante la prova in centrifuga. È necessario però risolvere i dubbi rimasti aperti in questa tesi sull'influenza dell'incremento di stato di sforzo indotto dal volo e della temperature sui dati raccolti.

La sperimentazione fisica condotta e le analisi numeriche svolte hanno pertanto mostrato che le condizioni di saturazione degli strati più superficiali di terreno rivestono un ruolo molto importante nella risposta di un palo sollecitato da azioni orizzontali. Anche le variazioni di saturazione, che si producono naturalmente nel corso dell'anno per l'alternarsi dei periodi di diversa piovosità, producono importanti variazioni del comportamento del palo.

I risultati ottenuti possono già indicare alcuni accorgimenti che devono essere utilizzati nella progettazione dei pali soggetti a carichi orizzontali e invitano a proseguire gli studi di ricerca per fornire un quadro completo utile ad una corretta progettazione di queste opere.

BIBLIOGRAFIA

- Alonso, E. E., Gens, A., Josa, A., (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40 (3), 405–430.
- Asaoka, A. (1978). *Observational procedure of settlement prediction*, Soils and foundations 18 (4), 87-101.
- Banerjee P.K., Davies T.G. (1978). *The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils*. Géotechnique, 28 (3), 309 – 326.
- Bilotta, E. Taylor, N. (2005). *Modellazione Geotecnica in Centrifuga*, Hevelius Edizioni, Benevento, 110pp.
- Bishop, A., Blight, G., (1963). *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. Géotechnique 13, 177–197.
- Boussaid, K., (2005). *Sols intermédiaires pour la modélisation physique: application aux fondations superficielles*. Ph.D. thesis, Ecole Central de Nantes.
- Broms B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (2), 27 – 63.
- Broms B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (3), 123 – 156.
- Brooks, R.H., Corey, A.T., (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Colorado State Univ. Hydrol., (3).
- Budhu M., Davies T.G. (1987). *Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils*. Can. Geotech. J., 24 (2), 289 – 296.
- Budhu M., Davies T.G. (1988). *Analysis of laterally loaded piles in soft clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (1), 21 – 39.
- Burghignoli A., Desideri A. (1995). *Analisi di gruppi di pali sollecitati da forze orizzontali*. Rivista Italiana di Geotecnica, 29 (3), 163 – 178.
- Burland, J.B., *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique 40 (3), 329–378.
- Casini, F., (2008). *Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di un limo*. Ph.D. thesis, Università degli studi di Roma La Sapienza.
- Casini, F., Vassallo, R., Mancuso, C., Desideri, A., (2007). *Interpretation of the behavior of compacted soils using cam-clay extended to unsaturated conditions*. In: 2nd International Conference Mechanics of unsaturated soils, Weimar.
- Casini, F., Vaunat, J., Romero, E., Desideri, A., (2012). *Consequences on water retention properties of double-porosity features in a compacted silt*. Acta Geotechnica (2012) 7:139–150.
- Caicedo, B., Thorel, L. (2014). *Principles of physical modelling of unsaturated soils*. Physical Modelling in Geotechnics: Proc. Of the 8th Int Conf. London
- Cui, Y., Delage, P., (1996). *Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt*. Géotechnique 46 (2), 291–311.
- Davies T.G., Budhu M. (1986). *Non – linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays*. Géotechnique, 36 (4), 527 – 538.
- Depountis, N. et al. (2001). *Centrifuge modelling of capillary rise*. Engineering Geology 60. 95-106.
- Duncan J.M, Evans L.T., Ooi P.S.K. (1994). *Lateral load analysis of single piles and drilled shafts*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (6), 1018 – 1033.
- Di Stefano, F. (2015). *Effetti della dipendenza della curva di ritenzione di un caolino dall'indice dei vuoti*. Tesi di laurea magistrale in Ingegneria per l'ambiente e il territorio. Università degli studi di Roma Tor Vergata.
- El Sharnouby B., Novak M. (1986). *Flexibility coefficients and interaction factors for pile group analysis*. Can. Geotech. J., 23 (4), 441 – 450.

- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1985). *Piling engineering*. Surrey University Press, Glasgow, 380 pp.
- Fontanella, E.M. (2006). *Fratturazione idraulica in dighe in terra zonate*. Ph.D. thesis, Università degli studi di Roma La Sapienza.
- 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, Toronto, pp 517.
- Fredlund, D., Rahardjo, H., Gan, J., (1987). *Non linearity of strength envelope for unsaturated soils*. In: 6th Int.Conf.Expansive Soils, New Delhi.
- Georgiadis K., Potts D.M. & Zradkovic L. (2003). *The influence of partial saturation on pile behavior*. Géotechnique, 53 (1), 11 – 25.
- Gibson R.E. (1967). *Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half – space*. Géotechnique, 17 (1), 58 – 67.
- House A.R., Oliveira J.R.M.S., Randolph M.F. (2001). *Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests*. Int Journal of Physical Modelling in Geotechnics 3, 17-26.
- Irmay, S. (1954). *On the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Trans. Amer. Geophys. Union.
- Johnson, K., Lemcke, P., Karunasena, W., Sivakugan, N. (2006). *Modelling the load-deformation response of deep foundations under oblique loading*. Environmental Modelling & Software 21, 1375-1380.
- Jommi, C. (2000). *Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils*. Proc. Experimental Evidence and theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Tarantino & Mancuso (eds), Balkema, Rotterdam, 139-153.
- Khemakhen, M. (2012) *Etude experimentale de la reponse aux charges laterales monotones et cycliques d'un pieu fore dans l'argile*. Ph.D. thesis, IFSTTAR, Nantes.
- Khodair, Y., Abdel-Mohti, A. 2014. *Numerical Analysis of Pile–Soil Interaction under Axial and Lateral Loads*. Int. J. of Concrete Structures and Materials 8 (3), 239–249.
- Krishnan R., Gazetas G., Velez A. (1983). *Static and dynamic lateral deflexion of piles in non – homogeneous soil stratum*. Géotechnique, 33 (3), 307 – 325
- Laloui, L., Nuth, M., (2009). *On the use of the generalised effective stress in the constitutive modelling of unsaturated soils*. Computer and Geotechnics 36, (1) 20-23.
- Landi G. (2005). *Pali soggetti a carichi orizzontali: indagini sperimentali ed analisi*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Li, Z., Kotronis, P., Escoffier, S. (2014). *Numerical study of the 3D failure envelope of a single pile in sand*. Computers and Geotechnics 62, 11–26.
- Madabhushi, M. (2014) *Centrifuge Modelling for Civil Engineers*.CRC Press, 280pp.
- Mancuso, C. et al. (2011) . *Messa a punto di un nuovo minitensiometro ad alta capacità*. IARG.
- Mandolini A., Viggiani C. (1992). *Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano*. Rivista Italiana di Geotecnica, 26 (2), 95 – 113.
- Mardfekri, M., Gardoni, P., Roesset, J. M. (2013). *Modeling Laterally Loaded Single Piles Accounting for Nonlinear Soil-Pile Interactions*. Hindawi Publishing Corporation Journal of Engineering.
- Mayne, P.W., Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., (1995). *Laboratory Modeling of Laterally-Loaded Drilled Shafts in Clay*. J. Geotech. Eng., 1995, 121(12): 827-835.

- Motta E. (1994). *Analisi elastoplastica di pali soggetti a forze orizzontali in testa*. Rivista Italiana di Geotecnica, 28 (4), 305 – 315.
- Murff J.D., Hamilton J.M. (1993). *P – ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (1), 91 –107.
- Murray E. J., Sivakumar V., (2010). *Unsaturated soils. A fundamental interpretation of soil behaviour*. Wiley-Blackwell, Malaysia, pp 272.
- Nicotera M.V., (1998). *Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di una pozzolana del napoletano*, Ph.D. thesis, Università di Napoli Federico II.
- Papa R., Pirone M., Urciuoli G., (2011). *Elementi di Meccanica dei Terreni Parzialmente Saturi*. Hevelius Edizioni, Benevento, 98pp.
- Potts D., Zdravkovic L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: volume II – application*. Telford Publishing, London, 500 pp.
- Poulos H.G. (1971a). *Behavior of laterally loaded piles: I – single piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (5), 711 – 731.
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, New York, 397 pp.
- 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, 1155-1160.
- Randolph M.F. (1980). *Discussion on “The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils”*. Géotechnique, 30 (1), 88 – 92.
- Randolph M.F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading*. Géotechnique, 31 (2), 247 – 259.
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 473 – 485.
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975). *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay*. 7th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 672 – 690.
- Reese L.C., Matlock H. (1956). *Nondimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Texas, Austin
- Reese L.C., Van Impe W.F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. A.A. Balkema, Rotterdam, 463 pp.
- Romero, E., (1999). *Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study*. Ph.D. thesis. Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona, Spain.
- Romero, E., Della Vecchia, G., Jommi, C. (2011). *An insight into the water retention properties of compacted clayey soils*. Géotechnique 61, (4), 313–328.
- Romero, E., Lloret, A., Gens, A., (1995). *Development of a new suction temperature controlled oedometer cell*. In: Alonso, E., Delage, P. (Eds.), 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Balkema.
- Romero, E., Vaunat, J., (2000). *Retention curves of deformable clays*. Proc. Experimental Evidence and theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Tarantino & Mancuso (eds), Balkema, Rotterdam, 90-106.
- 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.
- Rosquoet, F. (2004) *Pieu sous charge laterale cyclique*. Ph.D. thesis, IFSTTAR, Nantes.
- Rotisciani, G.M. et al. (2017) *Hydromechanical behavior of an embankment during inundation*. Can. Geotech. J. (54) , 348-358.
- Russo, G., Viggiani, C. (2009). *Piles under horizontal load: an overview*. Proceedings of the Second BGA International Conference on Foundations, ICOF2008. Brown M. J., Bransby M. F., Brennan A. J. and Knappett J. A. (Editors).
- Simulia, D. S. (2014). *Abaqus 6.14 documentation*. Providence, Rhode Island, US.

- Simulia. (2006) *Analysis of Geotechnical Problems with Abaqus*, ABAQUS, Inc.
- Soranzo, E., Tamagnini, R., and Wu, W. (2015). *Face stability of shallow tunnels in partially saturated soil: centrifuge testing and numerical analysis*. *Géotechnique*, 65(6): 454–467.
- Tamagnini, R., (1999). *Modellazione del comportamento meccanico dei terreni non saturi ed implementazione agli elementi finiti*. Tesi di Laurea, Università degli studi di Roma La Sapienza.
- Tamagnini, R., 2004. *An extended cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis*. *Géotechnique* 54, 223–228.
- Tarantino, A. & De Col, E. (2008). *Compaction behaviour of clay*. *Géotechnique* 58, No. 3, 199–213
- Tarantino, A. & Tombolato, S. (2005). *Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay*. *Géotechnique* 55, No. 4, 307–317.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.
- Thorel, L. et al. (2008). *Macrogravity measurement on reduced-scale model of geotechnical structures*. BLCP 273, 93-132.
- Thorel, L. et al. (2011). *Physical modelling of wetting-induced collapse in embankment base*. *Geotechnique* 61 (5), 409–420.
- Tzivakos, K. (2017). *Numerical investigation of laterally loaded piles in clayey soils*. Ph.D. thesis, National Technical University of Athens.
- Vanapalli, S K, Fredlund, D G, Pufahl, D E, Clifton, A W, (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. *Can. Geotech. J.* 33 (3), 379–392.
- 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., (2000). *Soil behaviour in the small and the large strain range under controlled suction conditions*. Proc. Experimental Evidence and theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Tarantino & Mancuso (eds), Balkema, Rotterdam, 75-89.
- 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*. Proc. 6th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Montreal, 2-4 July: 297-302 Rotterdam: Balkema.
- Vesic, A.S, (1975). *Principles of pile foundation design*. Soil Mechanics Series No. 38, School of Engineering, Duke University, Durham, NC, 48 pp.
- Viggiani C. (1999). *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, Benevento, 2a edizione, 565 pp.
- Vinod, J.S. Sridharan, A. (2015). *Laboratory determination of coefficient of consolidation from pore water pressure measurement*. *Geotechnique Letters* 5 (4), 294-298.
- Wheeler, S. J., Sivakumar, V., (1995). *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. *Geotechnique* 45 (1), 35–53.
- Wood, D. M. (2004). *Geotechnical modelling*. 496pp.
- Wroth C. P., Houlsby G.T., (1985). *Soil mechanics: property characterization and analysis procedure*. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, 1, pp 1-55.
- Yang Z., Jeremić B. (2002). *Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic – plastic soils*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26 (14), 1385 – 1406.

APPENDICI

Appendice I Caratterizzazione del caolino B-grade

A partire da agosto 2015, presso il laboratorio geotecnico del dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISG), è stato avviato il programma sperimentale teso ad individuare le idromeccaniche del Caolino B-grade. In questa sezione si riportano i risultati delle prove classiche di identificazione e caratterizzazione del materiale.

In seguito alle prove di identificazione, vengono eseguite le prove di caratterizzazione meccanica per ricavare i parametri di compressibilità e resistenza del terreno, con questi dati verrà calibrato il legame costitutivo utilizzato nella modellazione numerica. Il modello ha bisogno di soli 5 parametri, di cui 4 ricavabili da prove standard: l'angolo d'attrito a volume costante φ' , la pendenza della linea di normal consolidazione λ , di rigonfiamento κ e il coefficiente di Poisson ν . Dalle prove edometriche e di permeabilità viene calcolato il valore della permeabilità satura K_{sat} .

Indagini preliminari

Per questo terreno non ci sono dati in letteratura per cui è stato necessario eseguire la caratterizzazione completa del materiale a partire dai limiti di Atterberg fino alle prove in cella triassiale.

I risultati delle prove di identificazione sono riportati in Figura I.1. Il materiale risulta essere un limo medio fine, con l'8% di argilla. La curva granulometrica è stata ricostruita per sedimentazione. Dai limiti di Atterberg, risulta che il terreno è un limo poco compressibile e poco plastico, le caratteristiche di plasticità sono riportate in Tabella I.1.

Tabella I.1: Caratteristiche di plasticità del Caolino B-grade.

w_l (%)	w_p (%)	IP (%)
42.2	28.2	14.0

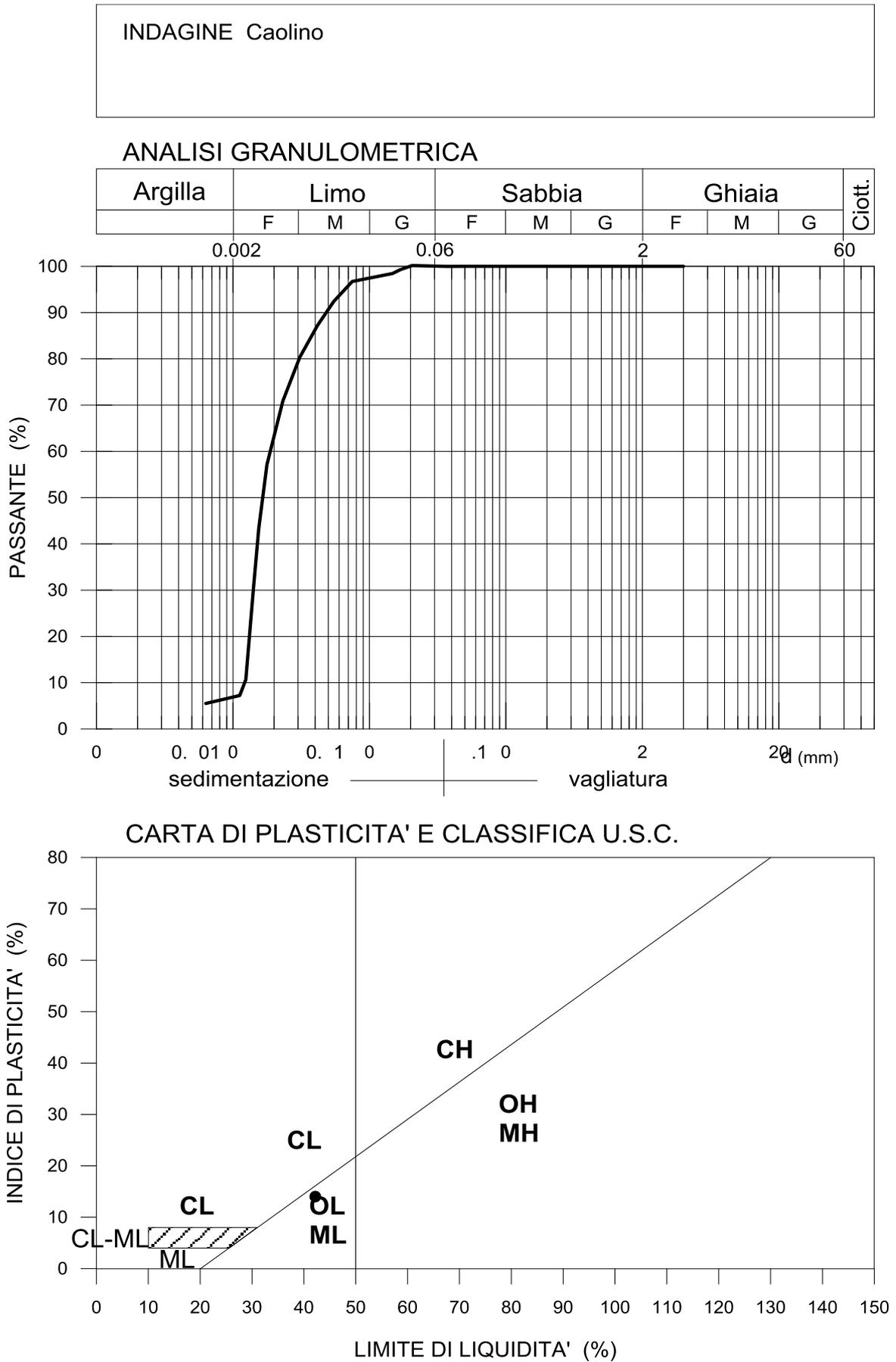


Figura I.1: Granulometria e carta di plasticità del Caolino B-grade.

Prove edometriche

Sul materiale ricostituito sono state eseguite quattro prove edometriche. Due con gli incrementi di carico ogni 24h e una terza con gli incrementi di 48h e infine l'ultima è stata fatta per studiare l'influenza della procedura di compattazione statica e della saturazione in edometro sulle caratteristiche meccaniche del materiale. La prova effettuata con incrementi di carico ogni 48 ore serve ad avere un'idea del comportamento viscoso (creep) del terreno, che in questo caso risulta non trascurabile. Sul piano di compressibilità, Figura I.2, sono rappresentate entrambe le curve sperimentali e l'interpolazione analitica della linea di normalconsolidazione LCN, e della linea di rigonfiamento LR, che hanno la forma rispettivamente:

$$e_f = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{A.I.1})$$

$$e_f = e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{A.I.2})$$

Come si vede dal grafico, la prova parte da stati tensionali estremamente bassi, 5 kPa, per arrivare a 1600 kPa; i primi punti risentono del disturbo legato alla preparazione del provino stesso, ma già a partire da 100 kPa i punti risultano allineati sulla LCN teorica.

Dalle curve cedimenti tempo di ogni incremento di carico è possibile stimare la permeabilità k , passando per il coefficiente di consolidazione verticale c_v e utilizzando la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. In Tabella I.2 si presentano i principali parametri ricavati dalla compressione edometrica.

In Figura I.2 b) si mettono a confronto le curve di compressibilità ottenute da provini preparati nel consolidometro oppure per compattazione statica. In questo caso il provino viene preparato con le stesse modalità utilizzate nelle prove in centrifuga, il contenuto d'acqua iniziale w è pari al 18% mentre l'indice dei vuoti iniziale è di 1.12, il provino viene sottoposto ad un carico assiale modesto (10 kPa) e successivamente saturato, dopo 24 ore ha inizio la normale prova edometrica. Il primo punto della curva è stato calcolato considerando le tensioni efficaci alla Bishop con $\chi=S_r$. Il valore della suzione iniziale si ricava dalla curva di ritenzione idrica del terreno, SWRC. A causa della diverse modalità di preparazione il materiale preparato per compattazione statica sembra leggermente più rigido dell'altro, C_c passa da 0.31 a 0.26 mentre C_s passa da 0.1 a 0.075

Tabella I.2: Pesì specifici, parametri di compressibilità e di permeabilità del Caolino B-grade.

γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	k (m/s)	c_v (m ² /s)	C_c	C_s	$C_{\alpha\epsilon}$
26.08	16.12	4.00E-09	6.60E-07	0.3	0.08	0.0065

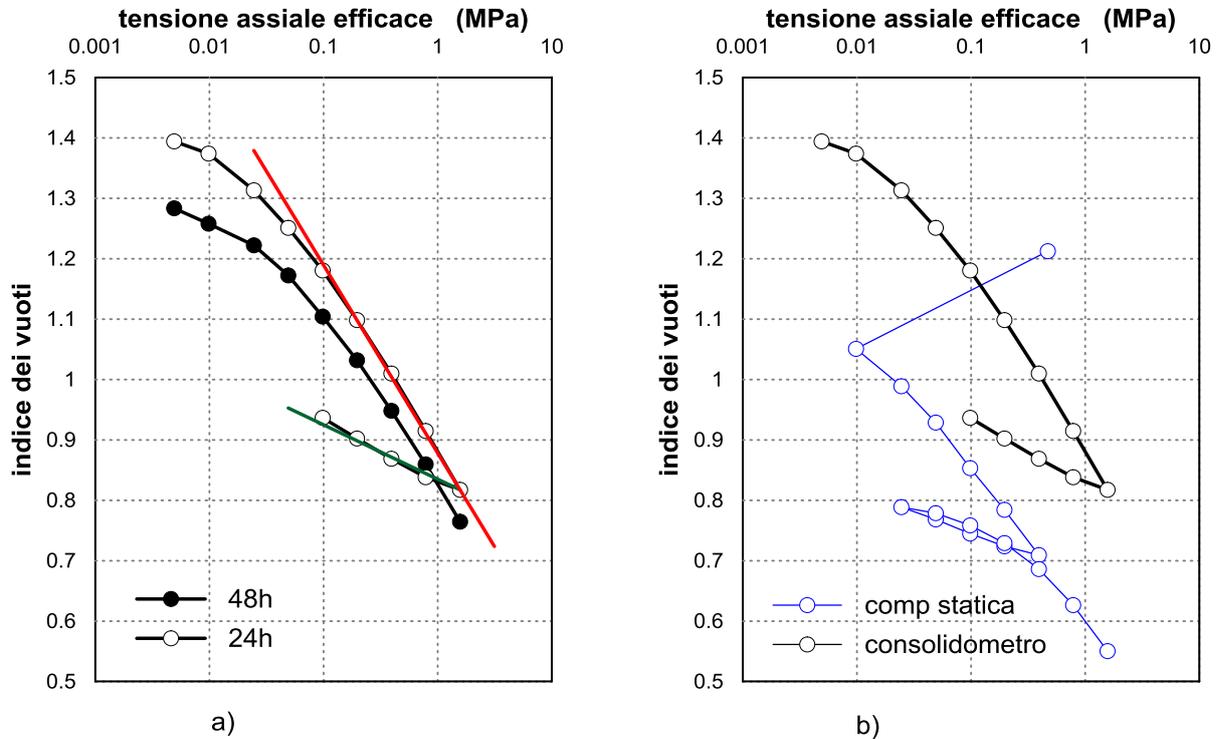


Figura I.2: a) Compressione edometrica del Caolino B-grade, sia a 24 che 48 ore. b) confronto tra i provini preparati per compattazione statica con il consolidometro.

Prove triassiali

Con il materiale ricostituito in laboratorio sono state effettuate 9 prove triassiali (6 consolidate drenate CID e 3 consolidate non drenate CIU) e 3 prove di taglio diretto. Le pressioni di confinamento variano dai 100 ai 600 kPa cercando di coprire l'intervallo tensionale atteso per il prototipo di palo. Qualunque sia il tipo di prova eseguito e per ogni pressioni di confinamento applicata tutti i provini, raggiunto circa il 12% della deformazione assiale presentano una brusca caduta di resistenza, mentre le poche curve per le quali sono disponibili le deformazioni volumetriche sembrano indicare che i provini hanno raggiunto le condizioni stazionarie intorno al 10% di ϵ_a . Interpolando i punti di picco si ottiene un valore della pendenza $M=0.86$ che corrisponde ad un angolo di attrito ϕ' di 22°.

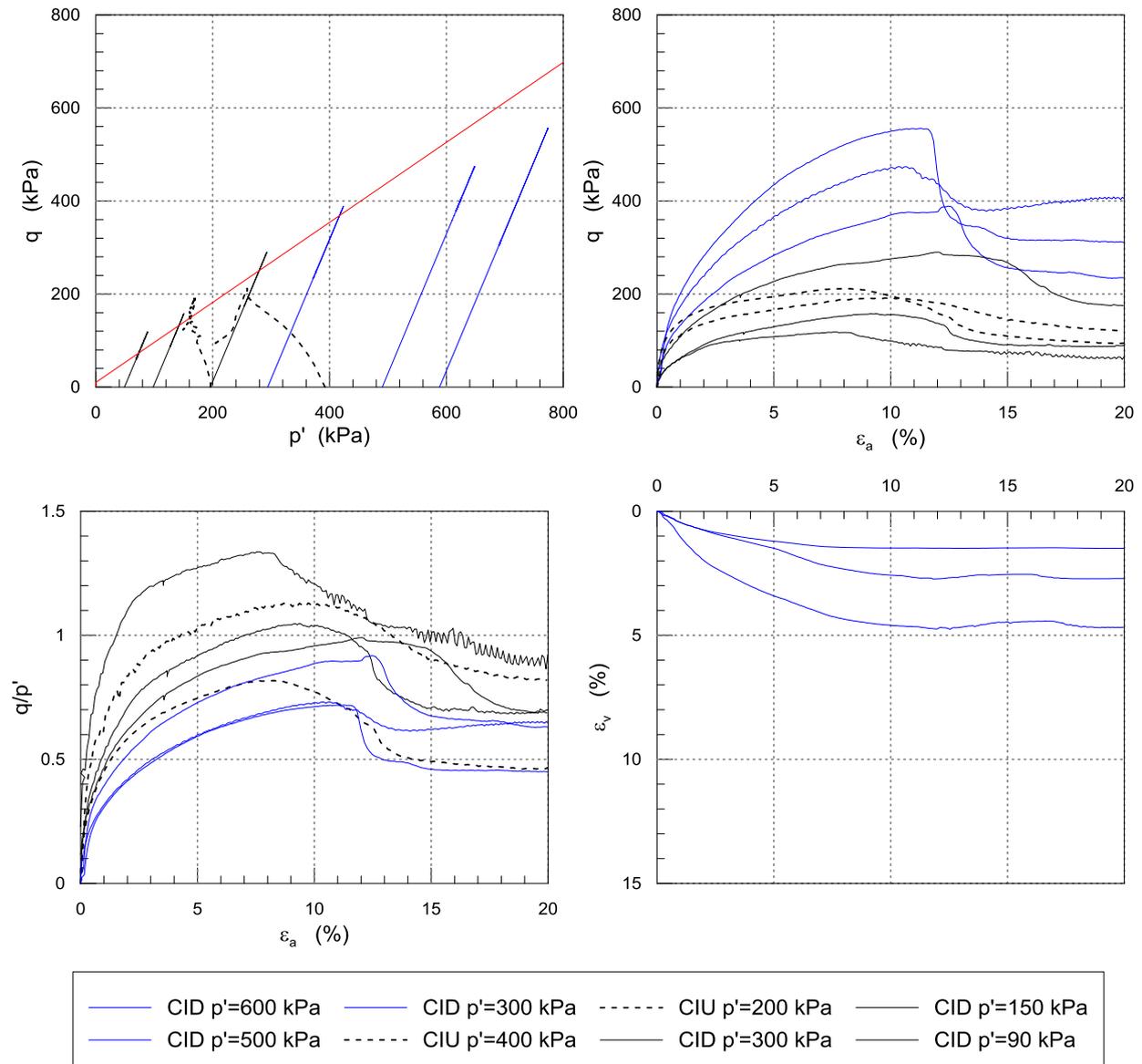


Figura I.3: Elaborazione delle prove triassiali CID e CIU.

Prove di permeabilità a carico variabile

La durata delle prove in centrifuga geotecnica dipende, oltre che dalla lunghezza del percorso di filtrazione, anche dalla permeabilità del terreno stesso. Dato il valore relativamente basso di quest'ultima, sono state condotte diverse prove di permeabilità a carico variabile su miscele di sabbia e caolino, con la percentuale di sabbia variabile tra il 20 e il 50 %. Data la bassa permeabilità del materiale è necessario usare il permeametro a carico variabile.

Il principio di funzionamento della prova è il seguente: il provino ($D=70$ mm, $l=40$ mm), è alloggiato all'interno di un anello edometrico, con carta da filtro e pietra porosa sia al contorno inferiore che superiore, è in collegamento idraulico con una buretta graduata che induce un moto di filtrazione dal basso verso l'alto. La prova consiste nel misurare a intervalli di tempo regolari la portata entrante nel provino, dalla quale si ricava la permeabilità attraverso l'equazione:

$$k = \frac{al}{A} \cdot \frac{\ln\left(\frac{h_2}{h_1}\right)}{(t_2 - t_1)} \quad (\text{A.I.3})$$

Dove a è l'area della buretta, l l'altezza del provino, A l'area del provino, t è il tempo e h è il carico idraulico al tempo t , misurato a partire dal pelo libero dell'acqua al di sopra del provino.

In Figura I.4 si riporta uno schema dell'apparecchiatura di prova, grazie al sistema di applicazione dei carichi è stato possibile indagare l'influenza dell'indice dei vuoti sulla permeabilità.

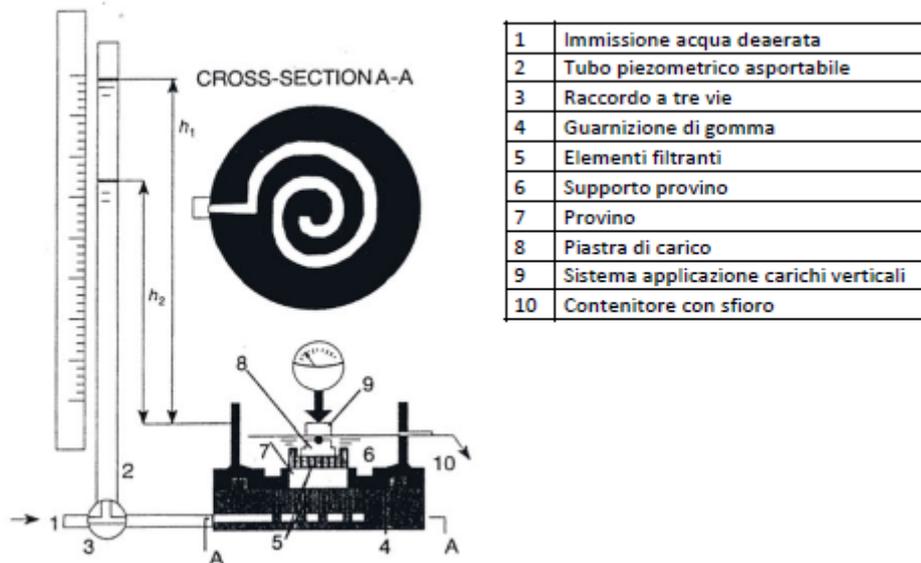


Figura I.4: Schema di una prova di permeabilità a carico variabile (da Tropeano 2014).

In Figura I.5 b) si riporta lo schema tipico di interpretazione della prova, sulle ascisse ci sono i tempi in minuti mentre in ordinata la variazione di volume nella buretta, letta come differenza di altezza dato che l'area della buretta è costante e nota. Figura I.5 a) invece si riportano i risultati delle numerose prove eseguite, purtroppo a parte alcuni punti isolati, la permeabilità del caolino non sembra risentire in alcun modo delle diverse percentuali di sabbia aggiunte, invece i dati si allineano abbastanza bene attorno ad una linea di tendenza che lega la diminuzione di permeabilità al ridursi dell'indice dei vuoti.

Tuttavia i dati sono in linea con quanto trovato anche da altri ricercatori, ad esempio Boussaid nel 2005, ha studiato, sempre attraverso prove di permeabilità a carico variabile, l'influenza delle diverse percentuali di argilla (Speswhite Kaolin) sulla permeabilità della sabbia di Fontainebleu, Figura I.6. Nel grafico l'ascissa y indica la percentuale di argilla, e si vede chiaramente come, superato il 40% di argilla, la permeabilità è praticamente governata solo dalla parte fine.

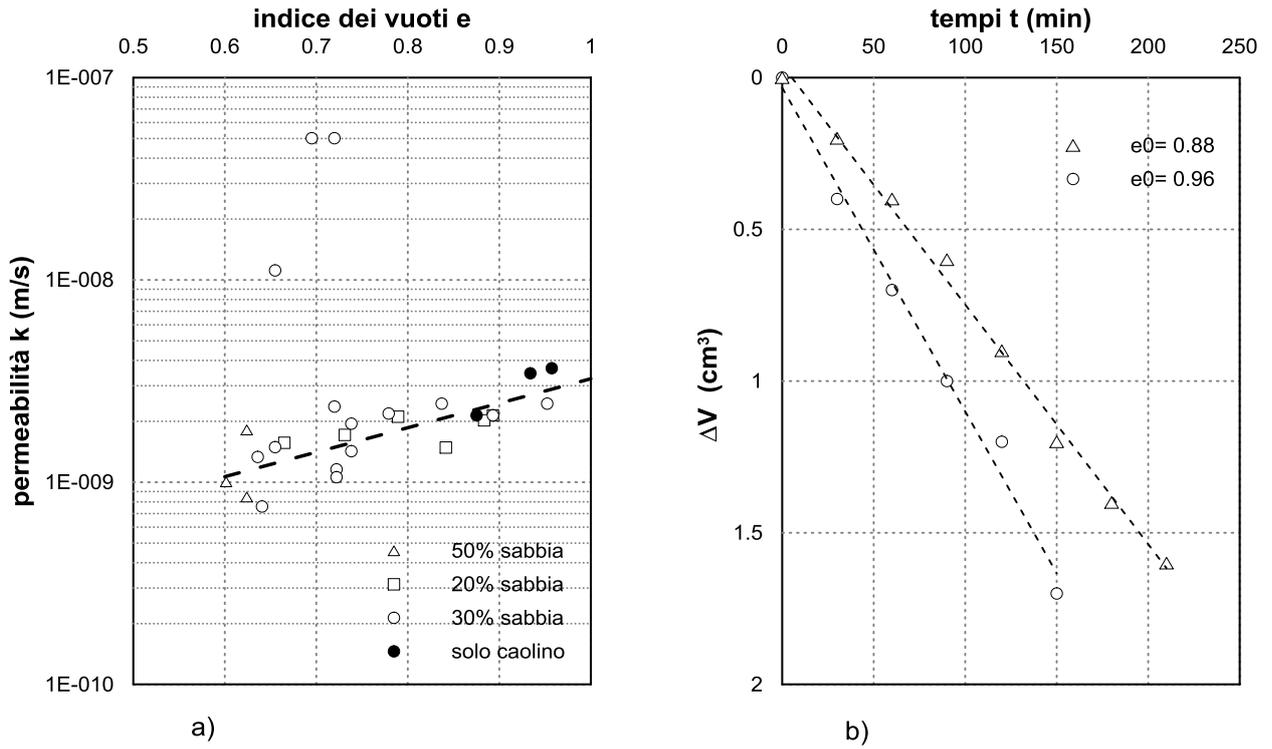


Figura I.5: a) relazione indice dei vuoti permeabilità. b) risultati di una prova a carico variabile.

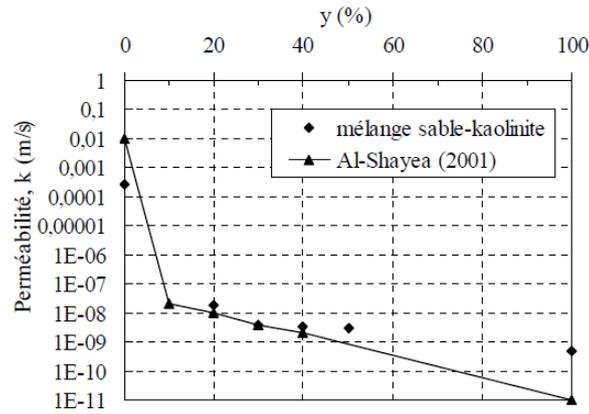


Figura I.6: Effetto dell'argilla sulla permeabilità della sabbia di Fontainebleau (da Boussaid 2005).

Appendice II Calibrazione del palo strumentato

La calibrazione dei 10 livelli di estensimetri è stata effettuata con lo schema di mensola caricata in punta, come illustrato in Figura II.1. Il carico P è stato applicato con delle masse applicate ad piattello collegato attraverso una fune di acciaio all'estremità del palo, Figura II.2 b).

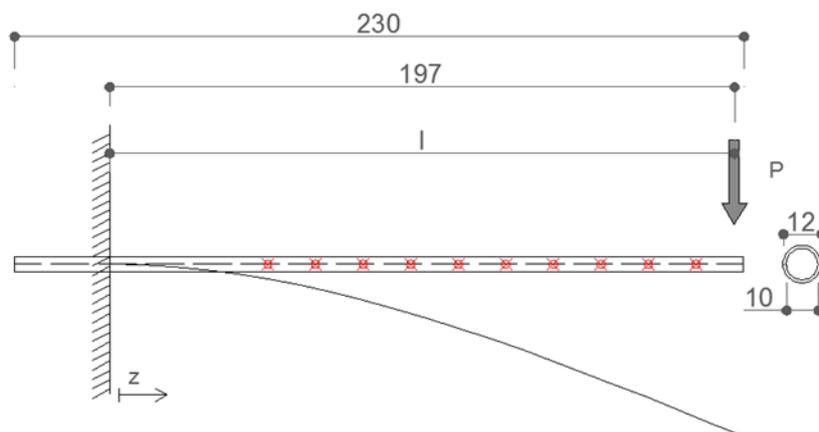
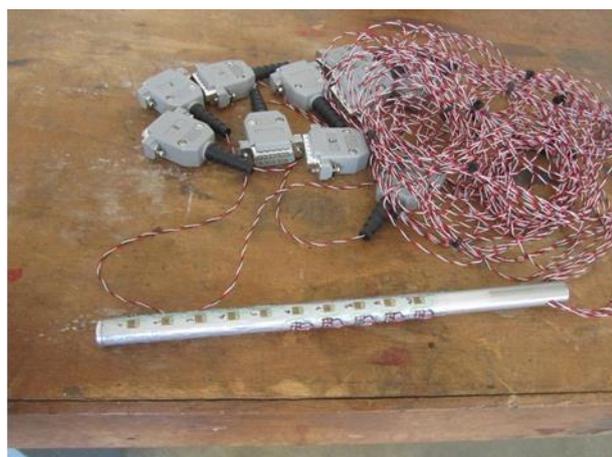


Figura II.1: Schema di mensola caricata in punta adottato per la calibrazione del palo.



a)



b)

Figura II.2: a) palo strumentato; b) fotografica del sistema di calibrazione.

In questa configurazione il diagramma dei momenti è triangolare e nel generico estensimetro il momento vale:

$$M(z_i) = P(l - z_i) \quad (\text{A.II.1})$$

Con z_i pari alla posizione dell'estensimetro misurata dall'incastro.

La costante di calibrazione è stata fatta collegando la misura elettrica al momento teorico, del generico estensimetro per ogni valore di P .

In questa fase è necessario evitare superare la soglia di plasticizzazione della sezione del palo. Il massimo carico applicabile è stato ricavato a partire dalla tensione di snervamento dell'alluminio:

$$\sigma_y = 245MPa \quad (A.II.2)$$

Considerando la sezione puramente inflessa si ha:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I_p} \cdot \frac{D}{2} \quad (A.II.3)$$

Invertendo la (A.II.3) e ricordando che l'inerzia della sezione tubolare I_p è pari a:

$$I_p = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) \quad (A.II.4)$$

Con D = diametro esterno e d = diametro interno, si ottiene un valore di M_y uguale a 22 Nm. Il massimo carico applicabile è quindi P_{ult} uguale a:

$$P_{ult} = \frac{M_y}{l} = \frac{22Nm}{0.197m} \cong 11kg \quad (A.II.5)$$

Durante la calibrazione il carico è stato incrementato fino al 25 % di P_{ult} . Il risultato della calibrazione è presentato in Figura II.3 a) a livello globale, e in Figura II.3 b) per un singolo estensimetro. Nell'intervallo P indagato gli strumenti hanno registrato ottimi valori di linearità e isteresi.

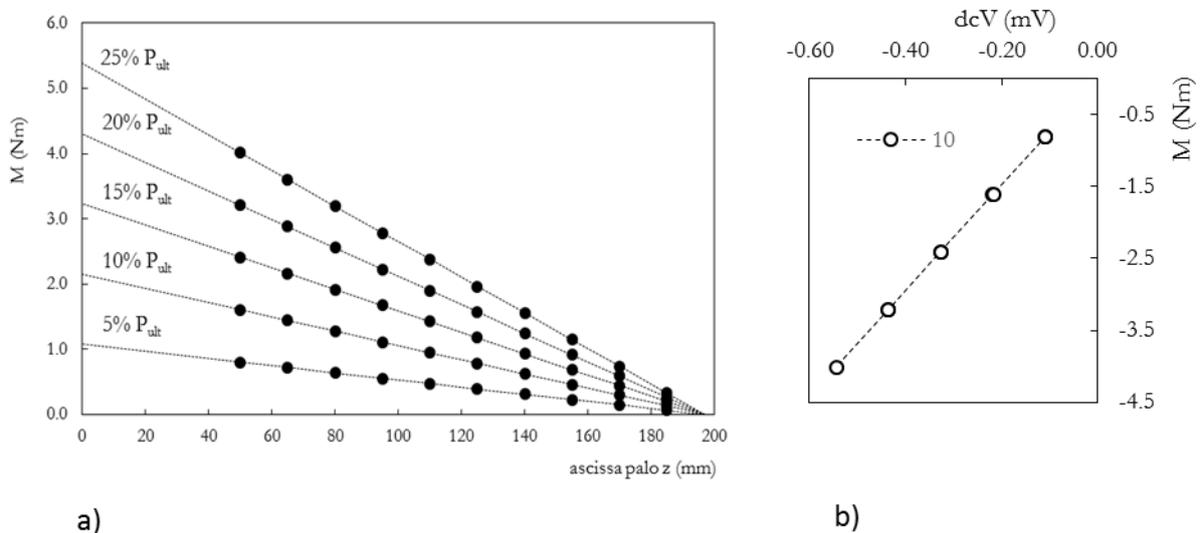


Figura II.3: a) Risultato calibrazione per diversi livelli di carico P ; b) Calibrazione di un estensimetro.

Appendice III Messa a punto dei minitensiometri

I minitensiometri utilizzati sono stati prodotti dalla società Megaris srl sulla base della progettazione sviluppata da Mancuso et Al dell'università degli studi Federico II di Napoli, i riferimenti bibliografici si possono trovare nella nota di Mancuso et Al (2011).

Gli strumenti sono composti da una pietra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria (500 kPa) a tergo della quale si trova la camera di misura (3 mm³ di volume) nella quale è disposta una membrana di acciaio che si deforma a seguito della differenza di pressione tra le due facce. I 4 estensimetri ($R=350 \Omega$) installati sulla membrana, disposti a ponte intero, trasformano la deformazione meccanica in un segnale elettrico che viene inviato alla scatola di acquisizione. Nella parte posteriore si colloca il canale di ingresso dell'aria (in pressione e non) e l'uscita dei cavi elettrici opportunamente sigillata con un o-ring. Le diverse componenti e lo strumento assemblato sono riportate in Figura III.1 a) e b).

La filettatura esterna consente l'installazione dello strumento su altri dispositivi. Nelle prove in centrifuga gli strumenti sono stati installati sul bordo del contenitore del modello.

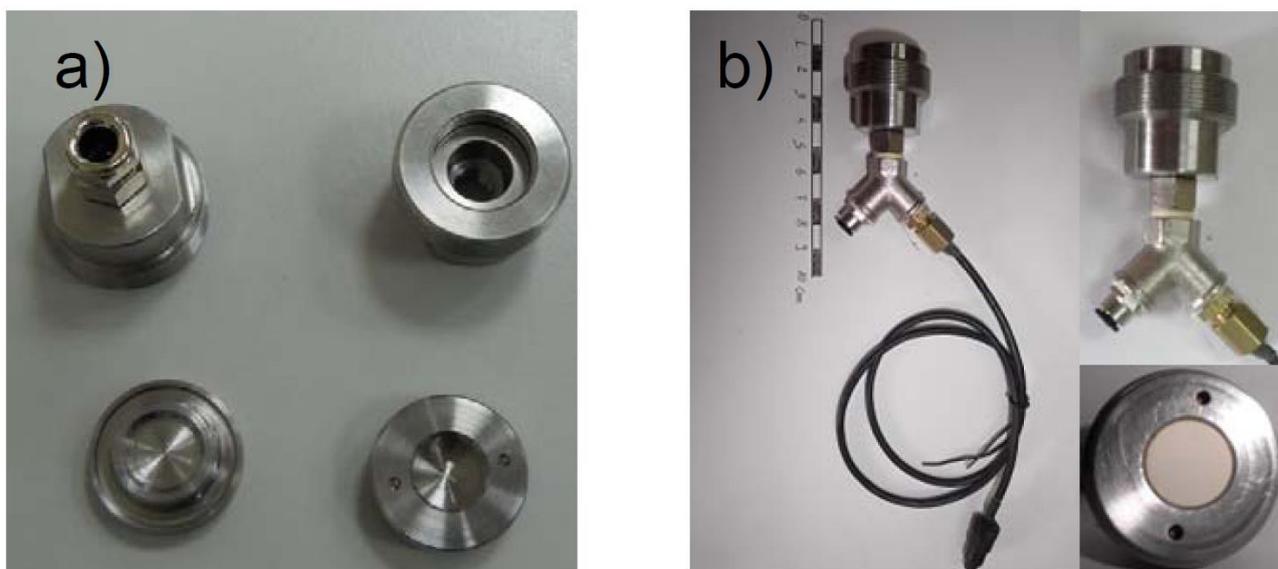


Figura III.1: a) Componenti nuovo minitensiometro; b) Minitensiometro assemblato (da Mancuso 2011).

La qualità della misura, espressa in velocità di risposta alla pressione o suzione applicata, dipende dalla saturazione della pietra porosa. La procedura di saturazione consiste nel sottoporre lo strumento a cicli ripetuti di pressione e vuoto. Per velocizzare il processo è necessario applicare una pressione positiva d'acqua dalla parte della pietra porosa molto maggiore del valore di ingresso d'aria, la contropressione d'aria applicata sul retro previene la plasticizzazione della membrana. All'IFSTTAR la pressione di linea d'aria è di 600 kPa, la pressione dell'acqua è arrivata al massimo a 1100 kPa, poco più di due volte il valore di ingresso d'aria della pietra porosa. Il sistema di saturazione è illustrato in Figura III.2.

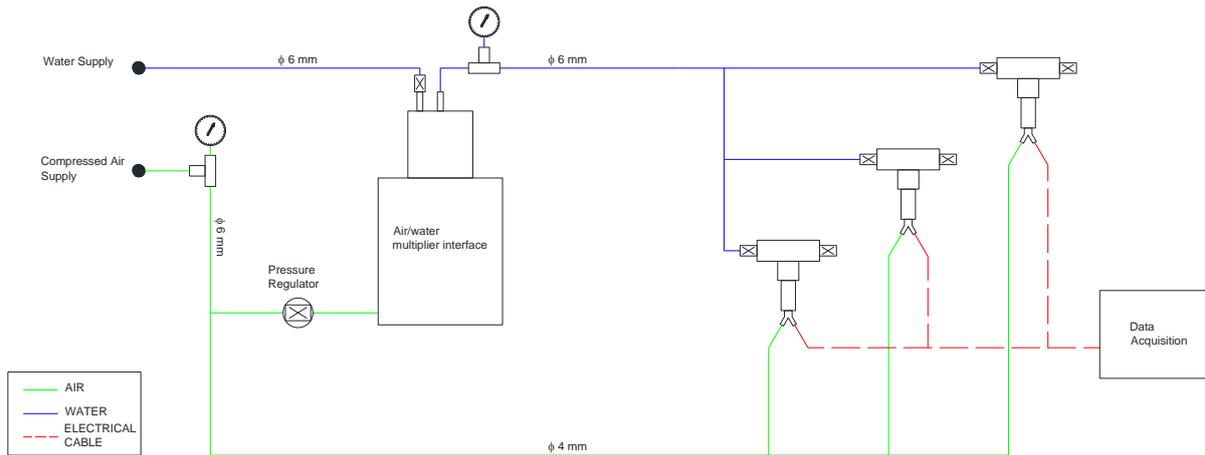


Figura III.2: Schema del sistema di saturazione messo a punto a Nantes.

La saturazione degli strumenti è durata all'incirca 3 settimane; al termine di questo periodo è stata eseguita la calibrazione per valori sia positivi ($u_w > u_a$) che negativi ($u_w < u_a$). A titolo di esempio si riporta in Figura III.3 la curva di taratura del tensiometro G: lo strumento, come anche gli altri, ha una risposta lineare in tutto l'intervallo di misura e un'isteresi molto ridotta. Le costanti di taratura degli altri strumenti sono riportate in Tabella III.1.

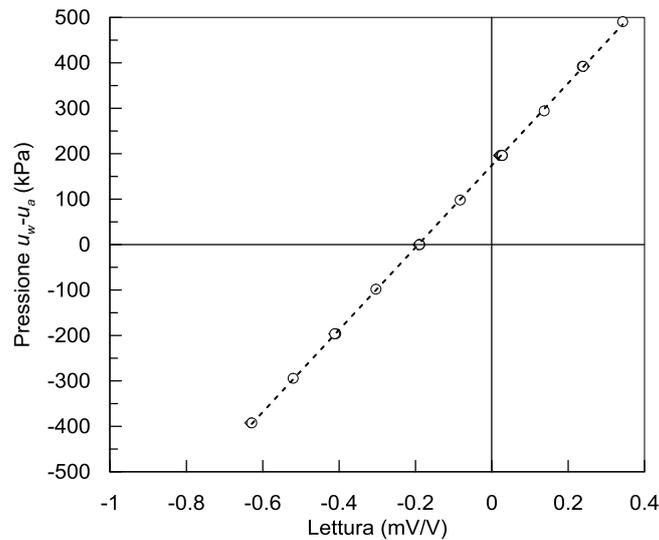


Figura III.3: Curva di taratura tensiometro G.

Tabella III.1: Costanti di calibrazione dei tensiometri.

Sensore	Pendenza kPa/(mV/V)	Intercetta kPa
D*	829.93	289.65
G	898.13	175.53
P	1135.17	-105.53
L	833.35	135.97

Per testare la prontezza dello strumento sono stati eseguiti dei cicli di evaporazione e immersione: con un corretta saturazione della pietra, in pochi secondi si raggiungono suzioni elevate mentre bagnando la pietra, la suzione si annulla in circa 20 secondi, Figura III.4.

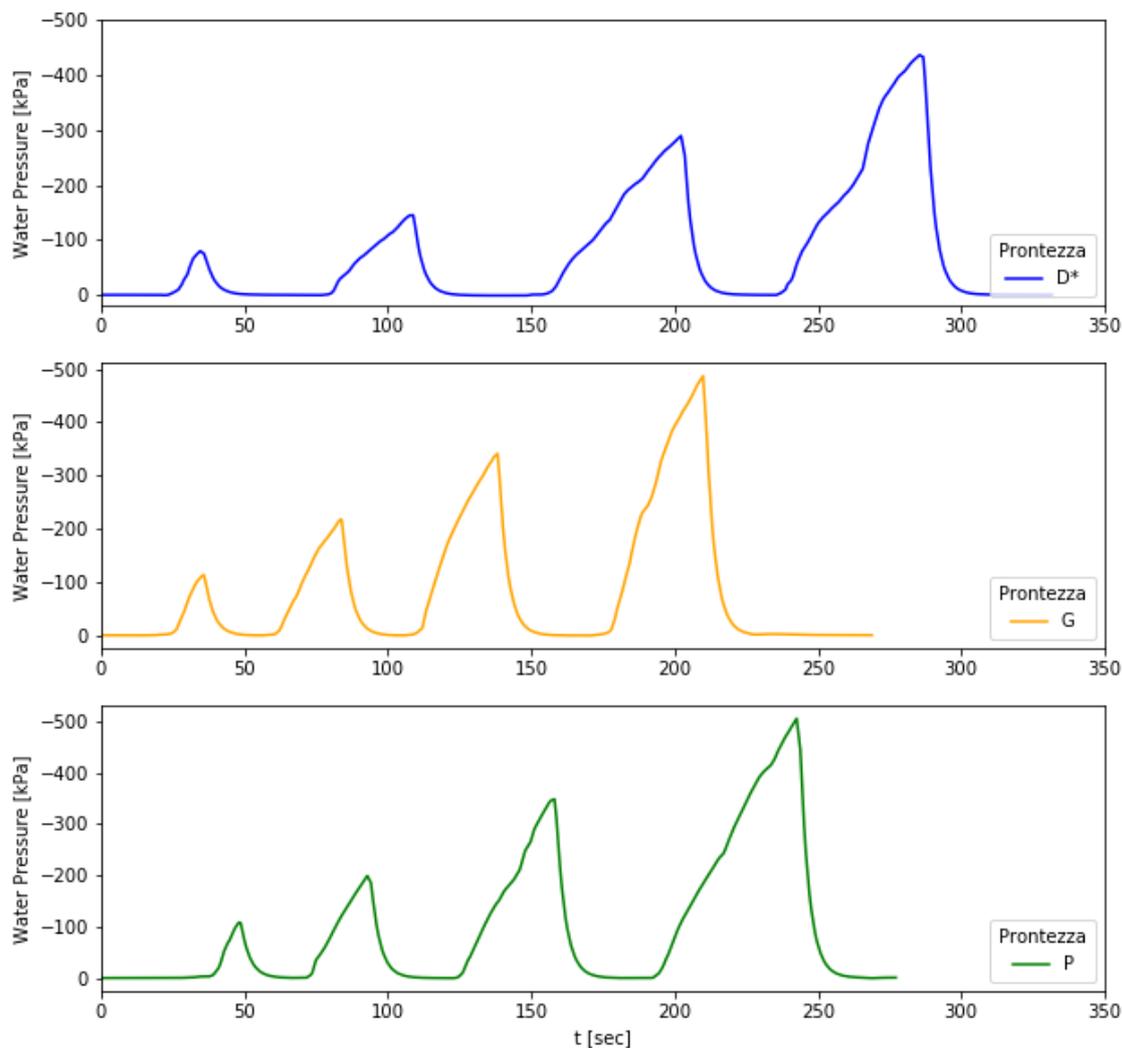


Figura III.4: Test di prontezza per i tensiometri

È stato osservato che un tensiometro non ben saturato ha problemi a misurare la suzione ma lavora bene nel campo delle pressioni positive: durante fase di imbibizione della prova T_05, il sensore P ha inizialmente perso la misura ma in seguito lo strumento ha ricominciato a leggere correttamente sia durante l'imbibizione che durante il volo. Un comportamento analogo è stato riscontrato per lo strumento L nella prova T_07.

In Figura III.5 si presenta il dettaglio dell'installazione di un tensiometro. L'avvitamento provoca delle sovrappressioni che si riducono velocemente fino a raggiungere il valore di suzione proprio nel terreno.

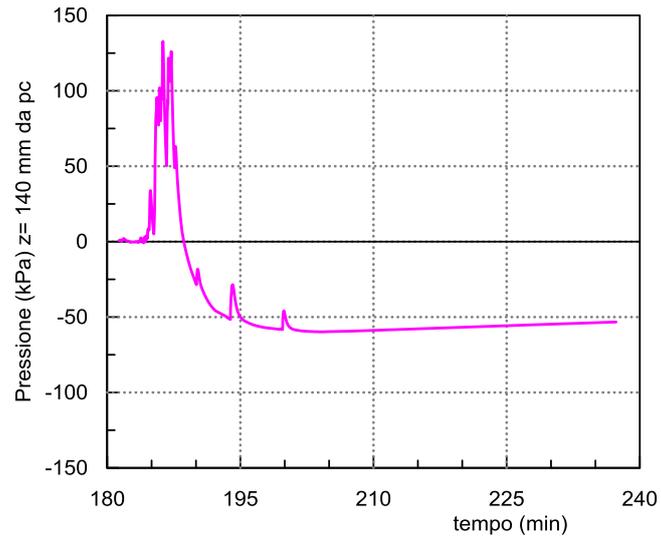
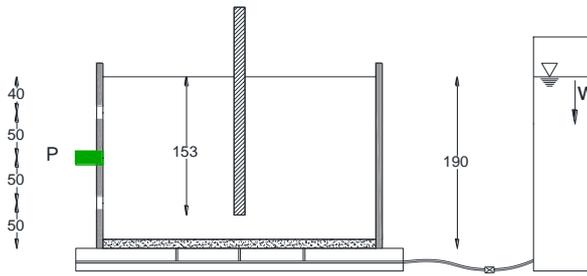
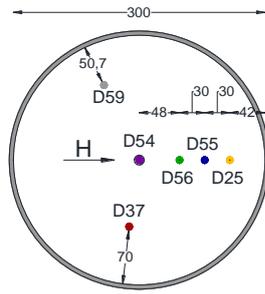


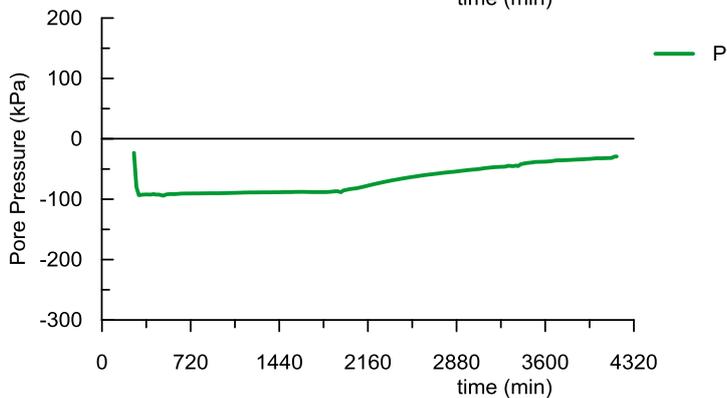
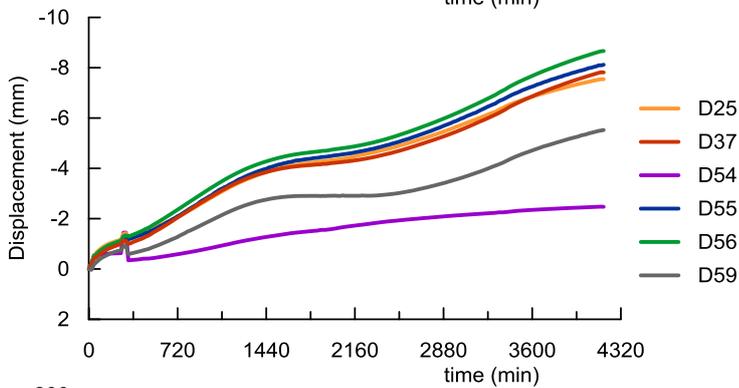
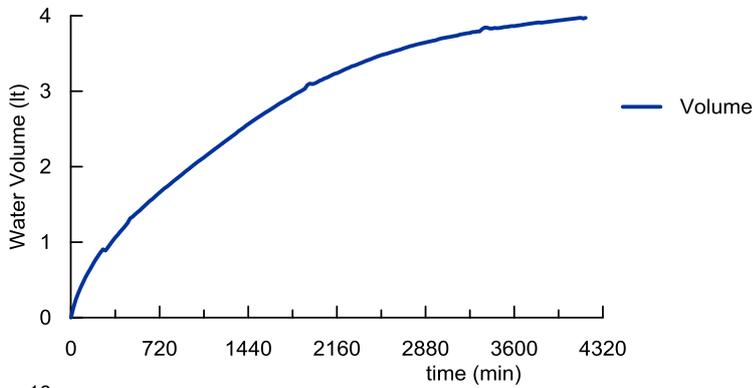
Figura III.5: Installazione del tensiometro.

Appendice IV Risultati dei test in centrifuga

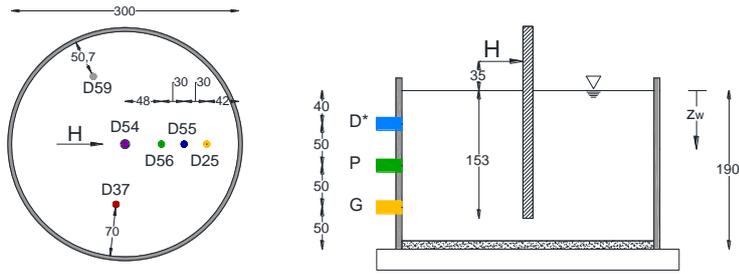
T 05 : 1g saturation



C_05, B-Grade kaolin
 $e_0 = 0.93$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 43\%$; $\sigma_{v-comp} = 538$ kPa
 G-level : 1
 Duration : 70 hr
 Date : 19/05/2017



T_05 : Non Instrumented Pile load in saturated soil



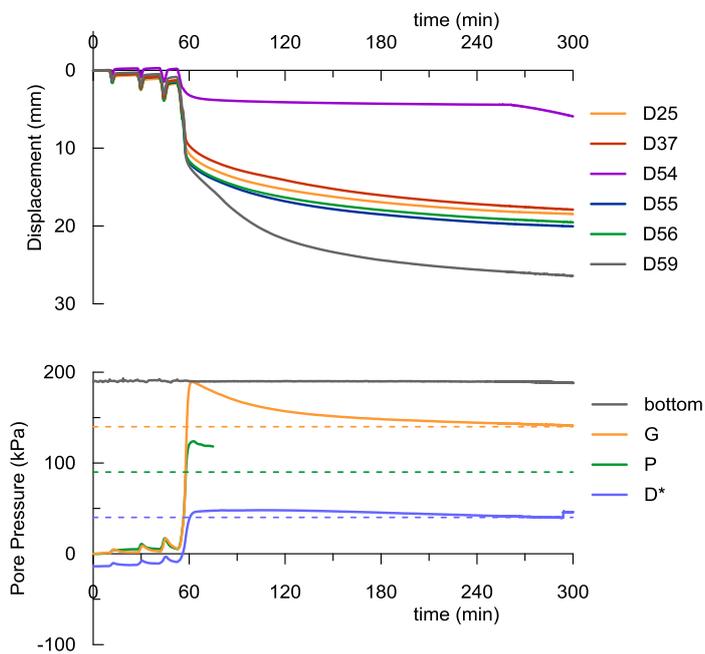
C_05, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.93$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 42\%$; $\sigma_{v-comp} = 538$ kPa

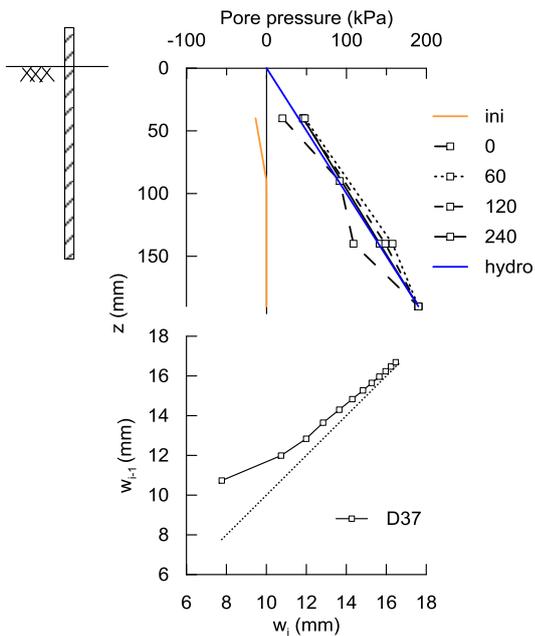
Z_{w0} = ground level

G-level : 100

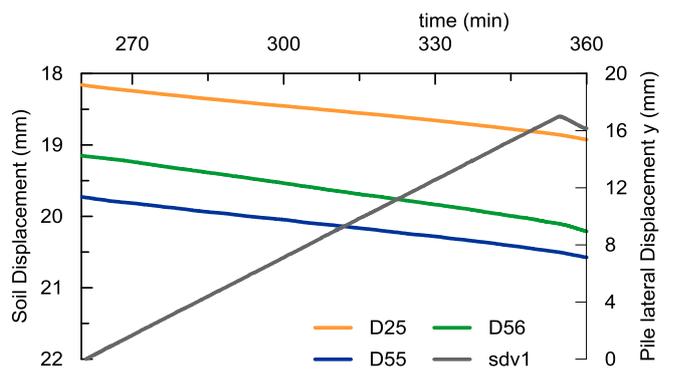
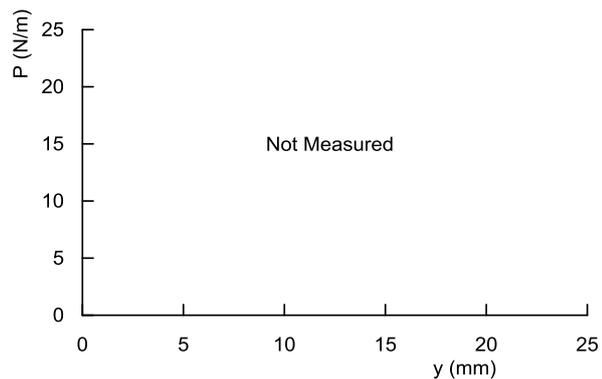
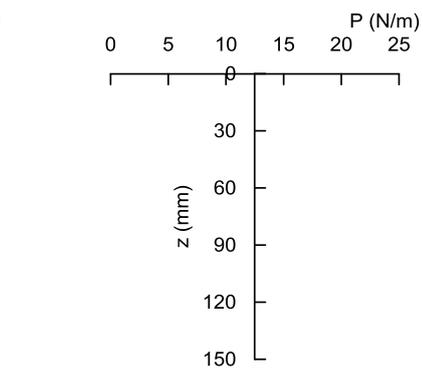
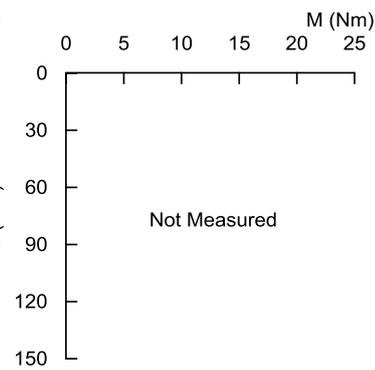
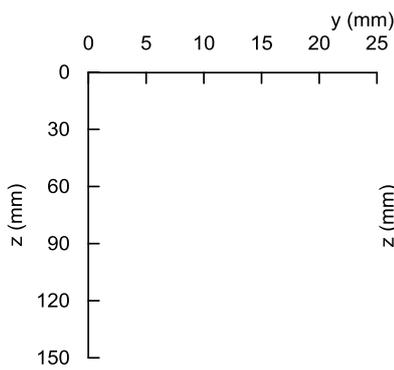
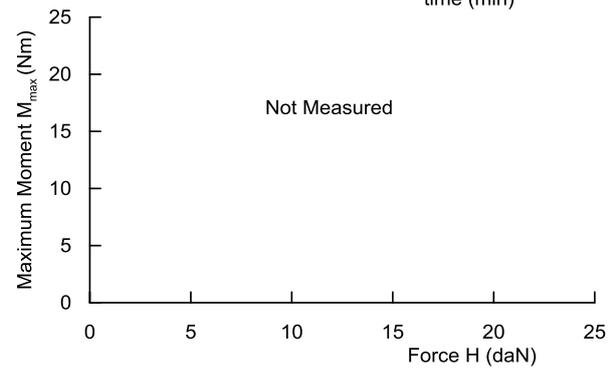
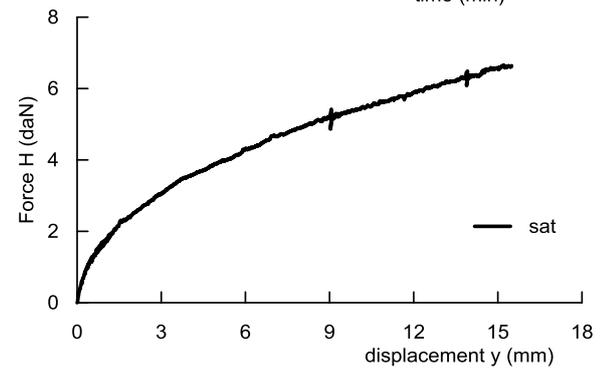
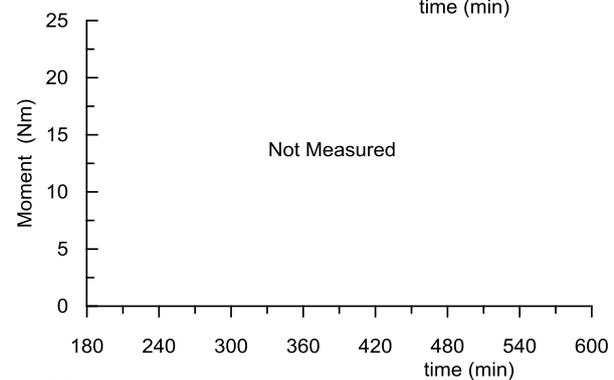
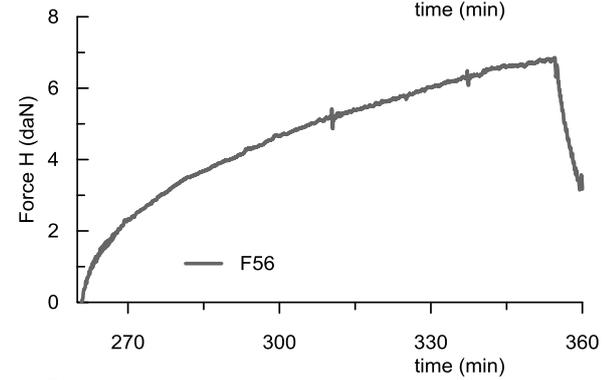
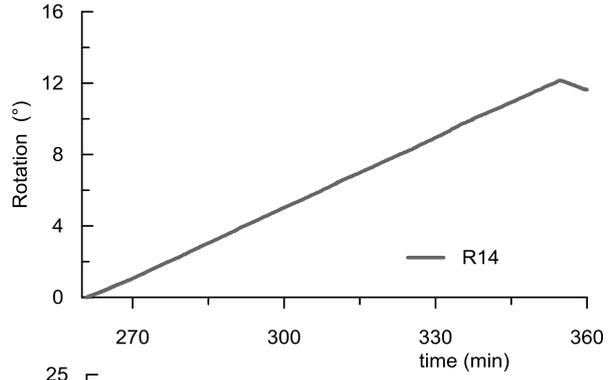
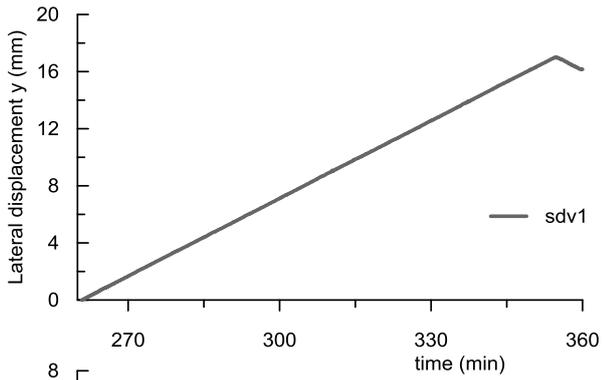
Date : 22/05/2017



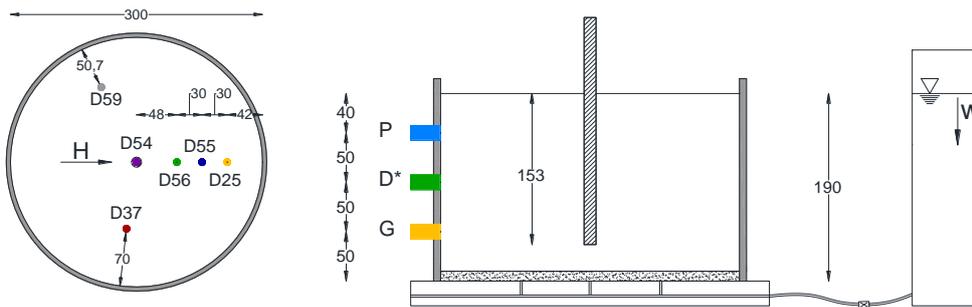
I consolidation



Risultati dei test in centrifuga



T_06 : 1g saturation



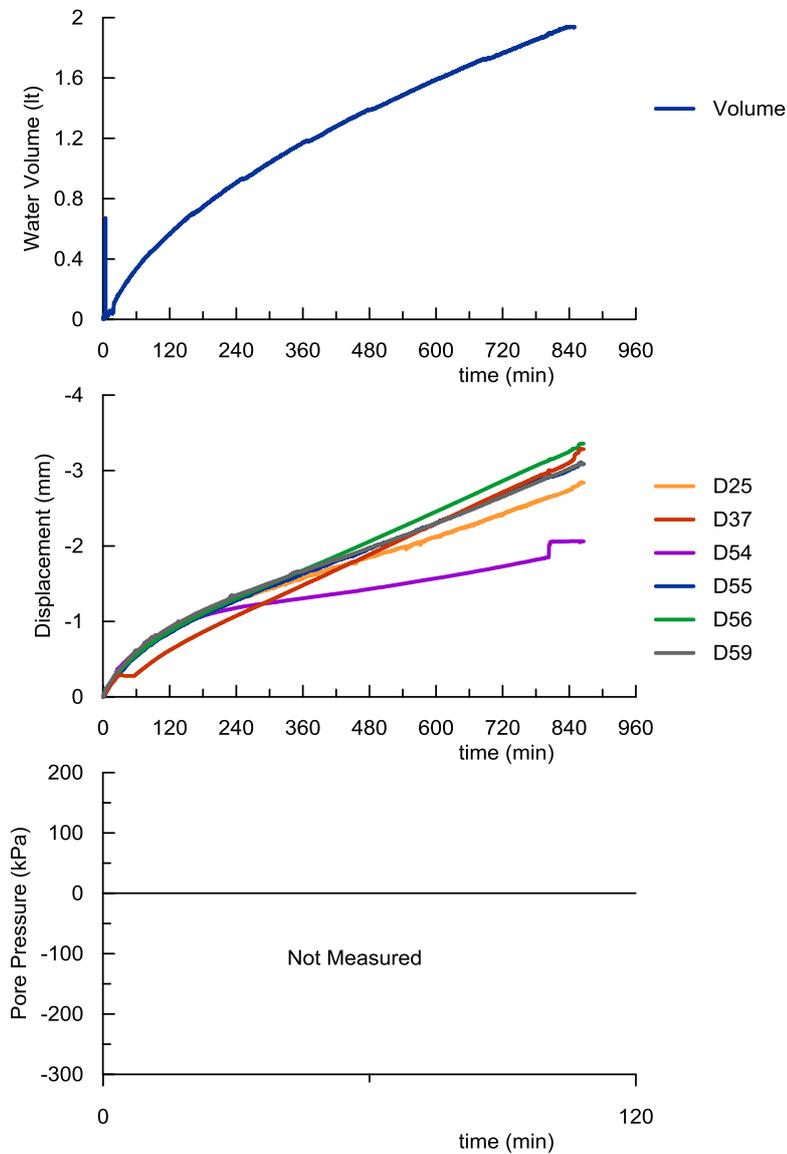
C_06, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.93$; $w_0 = 14.67\%$; $Sr_0 = 42\%$; $\sigma_{v-comp} = 559$ kPa

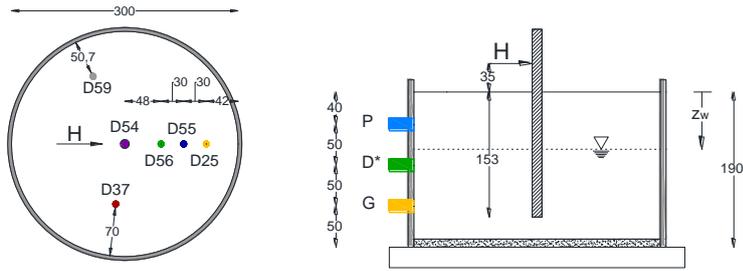
G-level : 1

Duration : 14 hr

Date : 23/05/2017



T_06 : Pile load in unsaturated soil and saturation at constant load



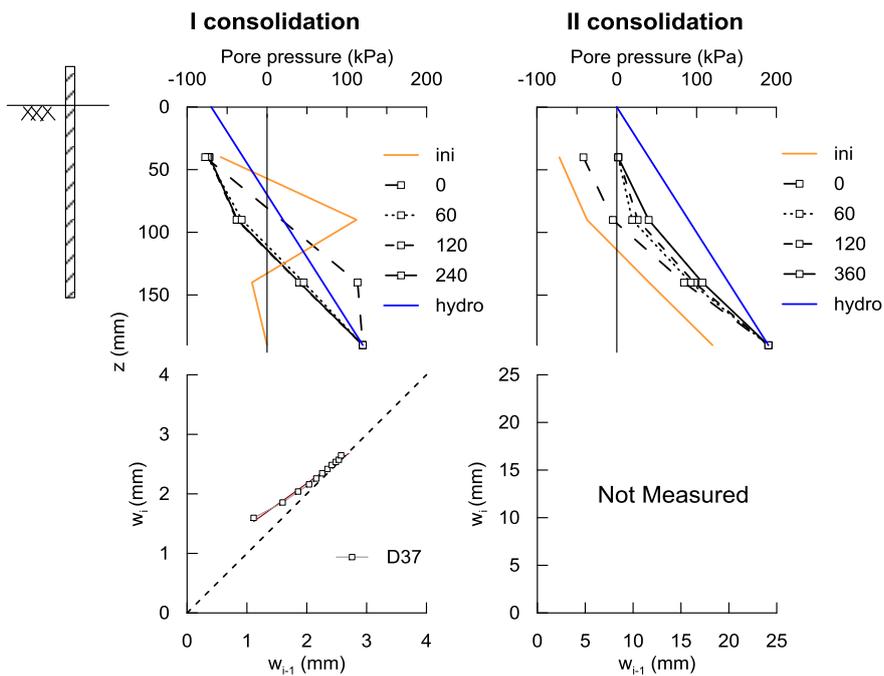
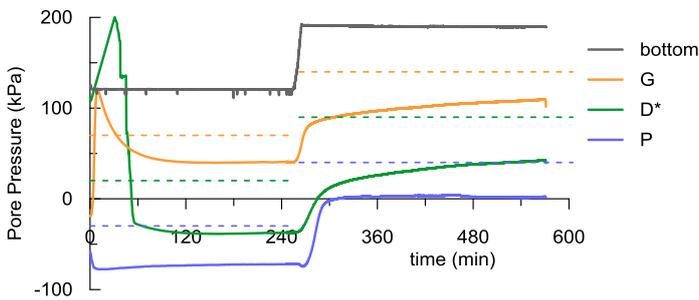
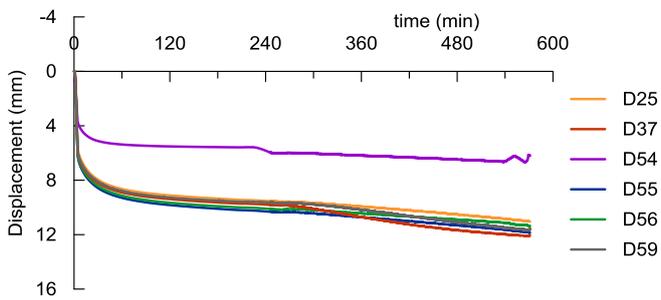
C_06, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.93$; $w_0 = 14.67\%$; $Sr_0 = 53\%$; $\sigma_{v-comp} = 559$ kPa

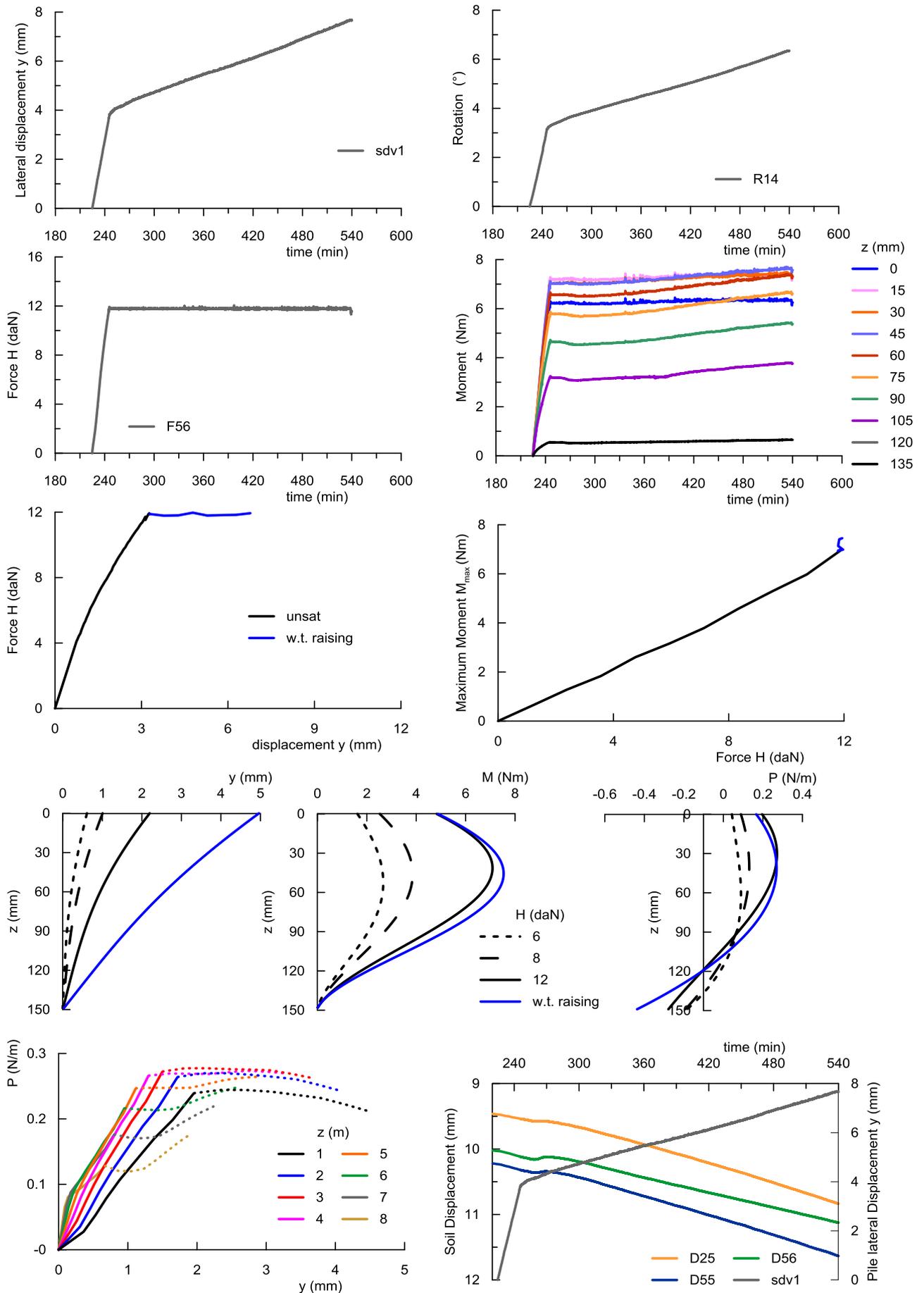
$Z_{w0} = 70$ mm ; $\Delta Z_w = 70$ mm

G-level : 100

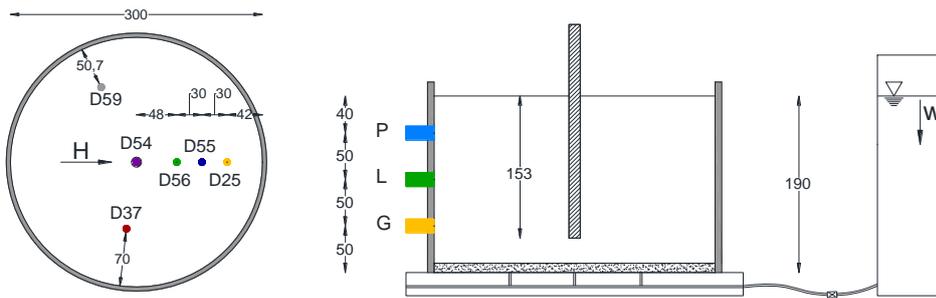
Date : 24/05/2017



Risultati dei test in centrifuga



T_07 : 1g saturation



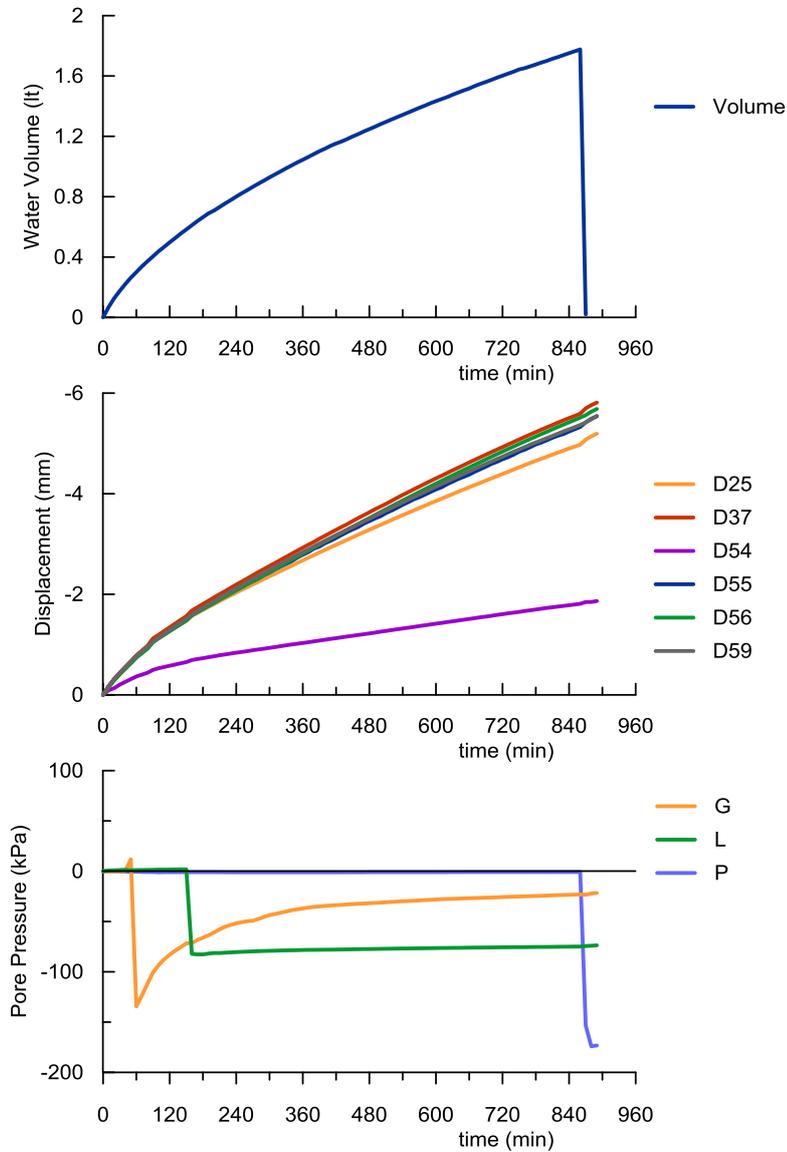
C_07, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.75$; $w_0 = 15.09\%$; $Sr_0 = 53\%$; $\sigma_{v-comp} = 1390$ kPa

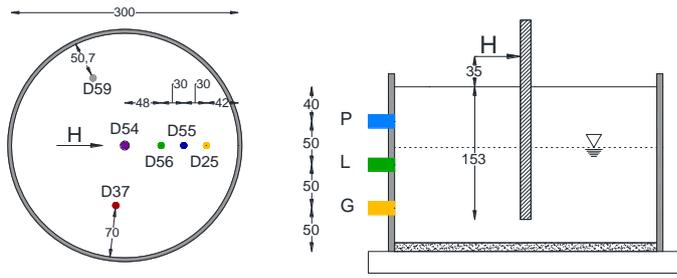
G-level : 1

Duration : 15 hr 20 min

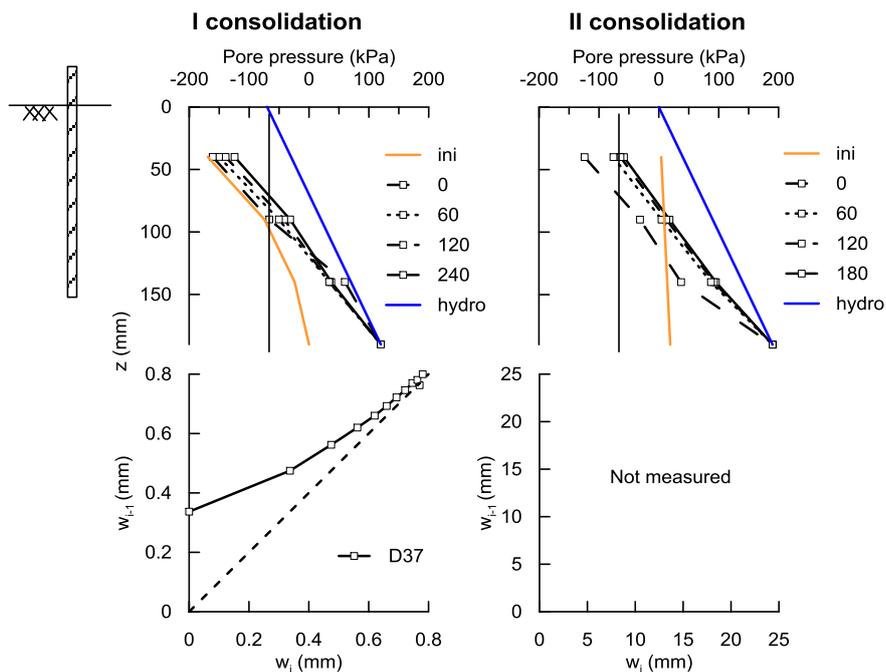
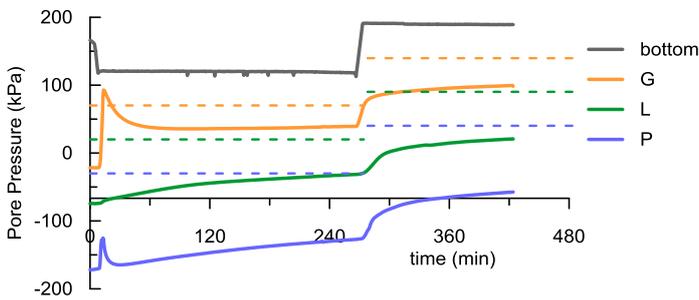
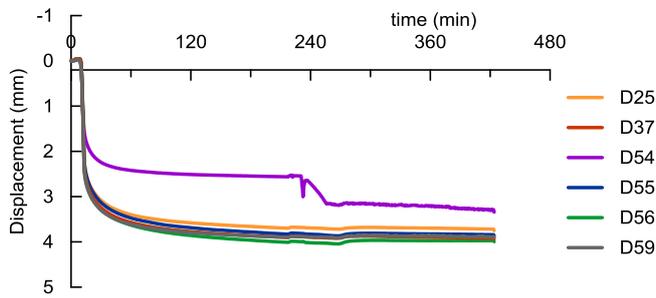
Date : 19/06/2017



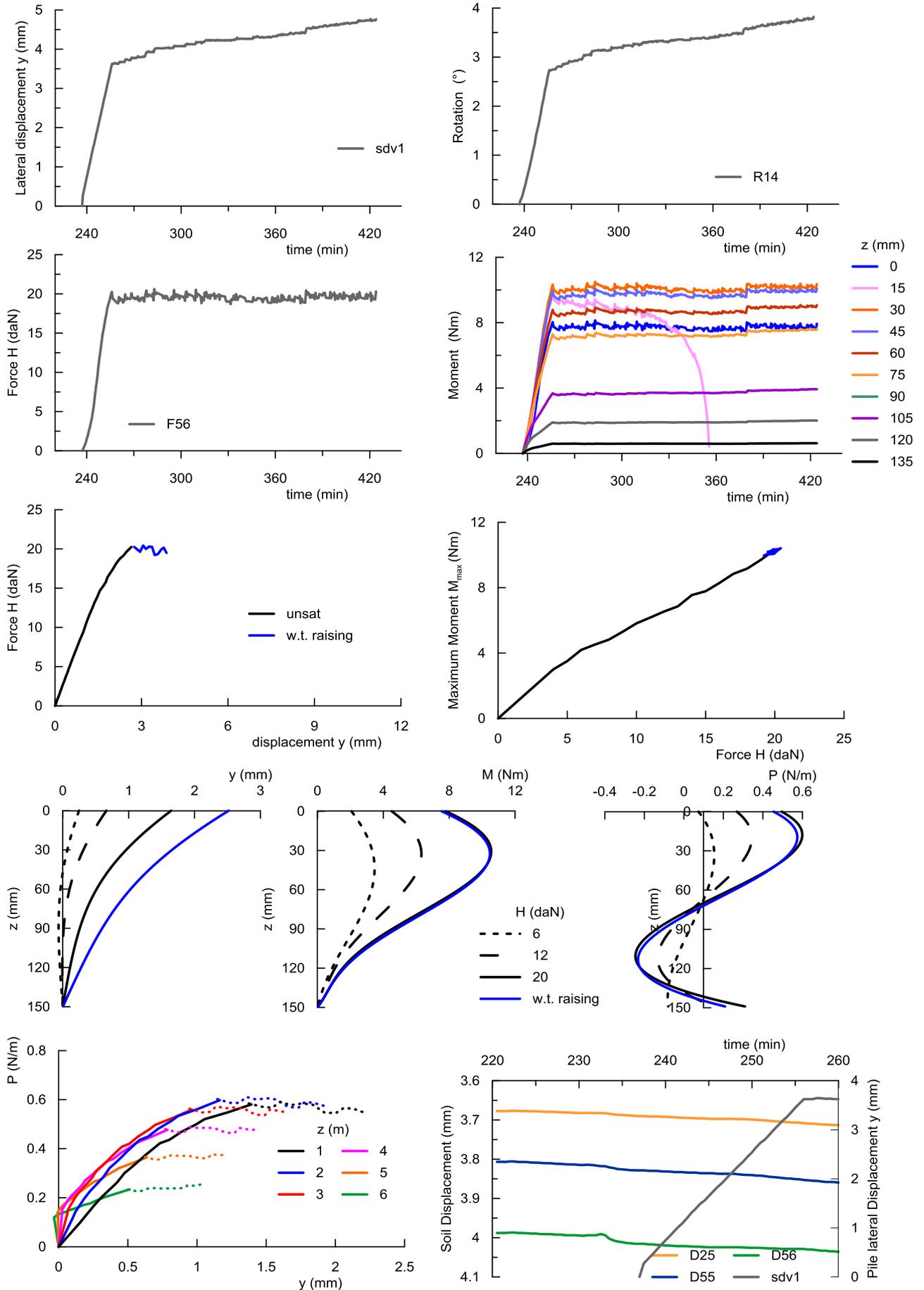
T_07 : Pile load in unsaturated soil and saturation at constant load



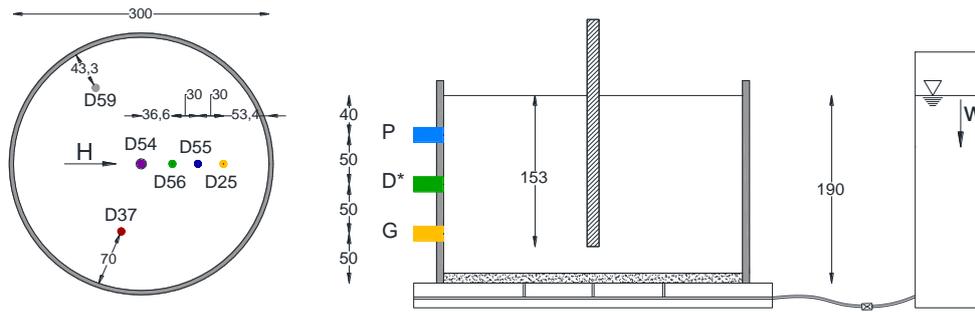
C_07, B-Grade kaolin
 $e_0 = 0.75$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 53\%$; $\sigma_{v-comp} = 1390$ kPa
 $Z_{w0} = 70$ mm ; $\Delta Z_w = 70$ mm
 G-level : 100
 Date : 20/06/2017



Risultati dei test in centrifuga



T_08 : 1g saturation



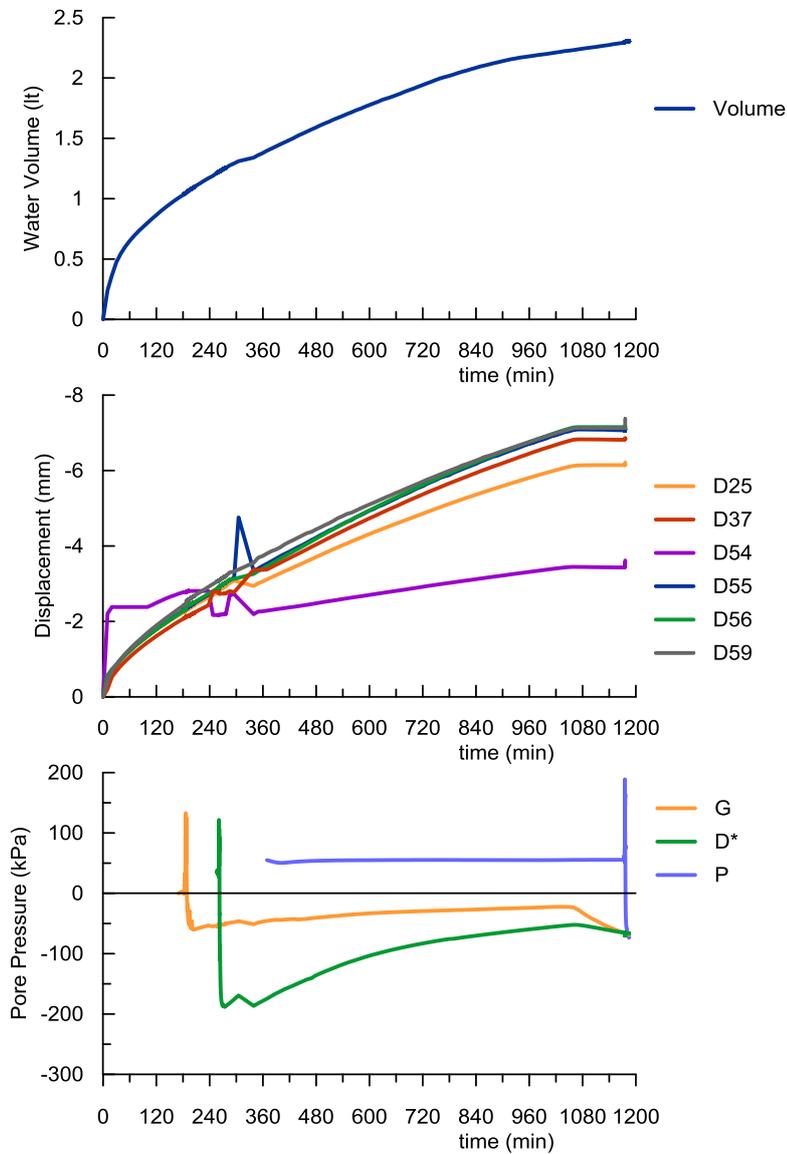
C_08, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.75$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 52\%$; $\sigma_{v-comp} = 1395$ kPa

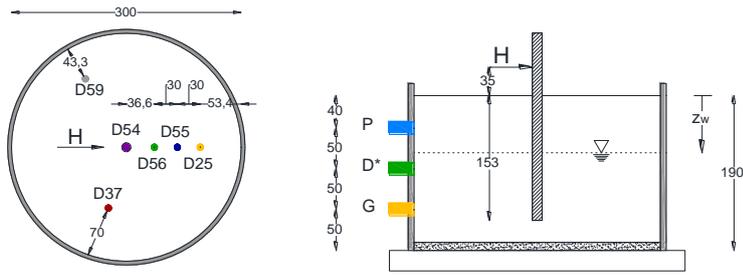
G-level : 1

Duration : 20 hr

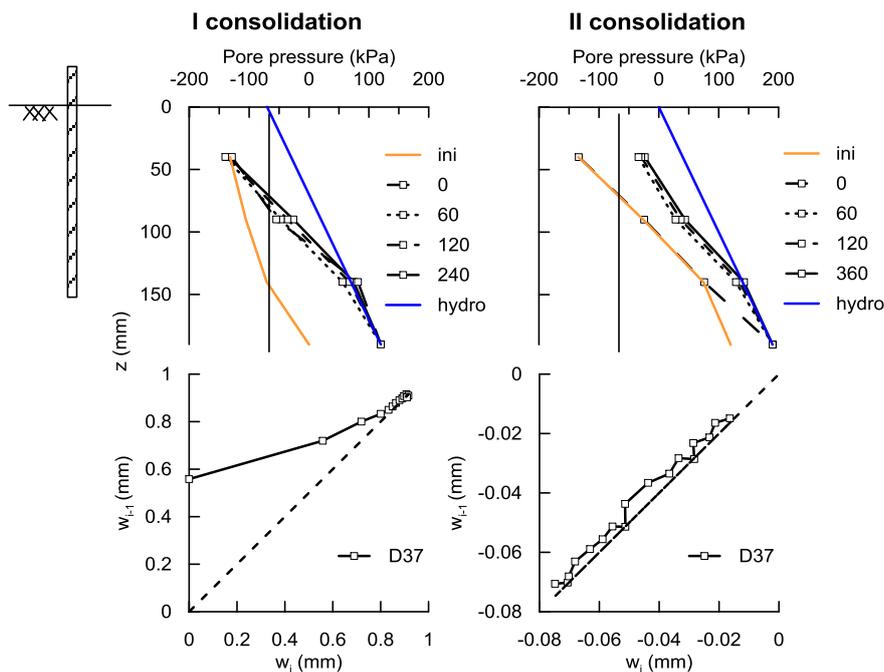
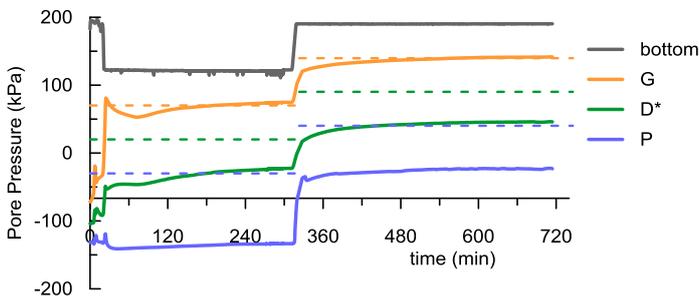
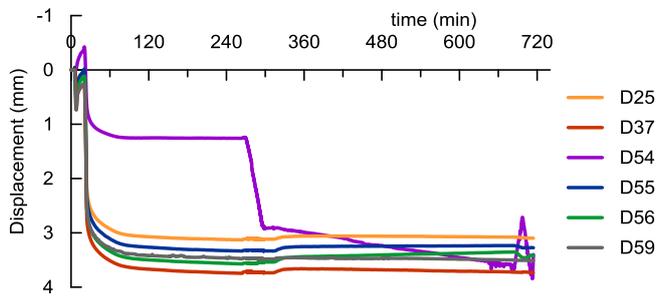
Date : 21/06/2017



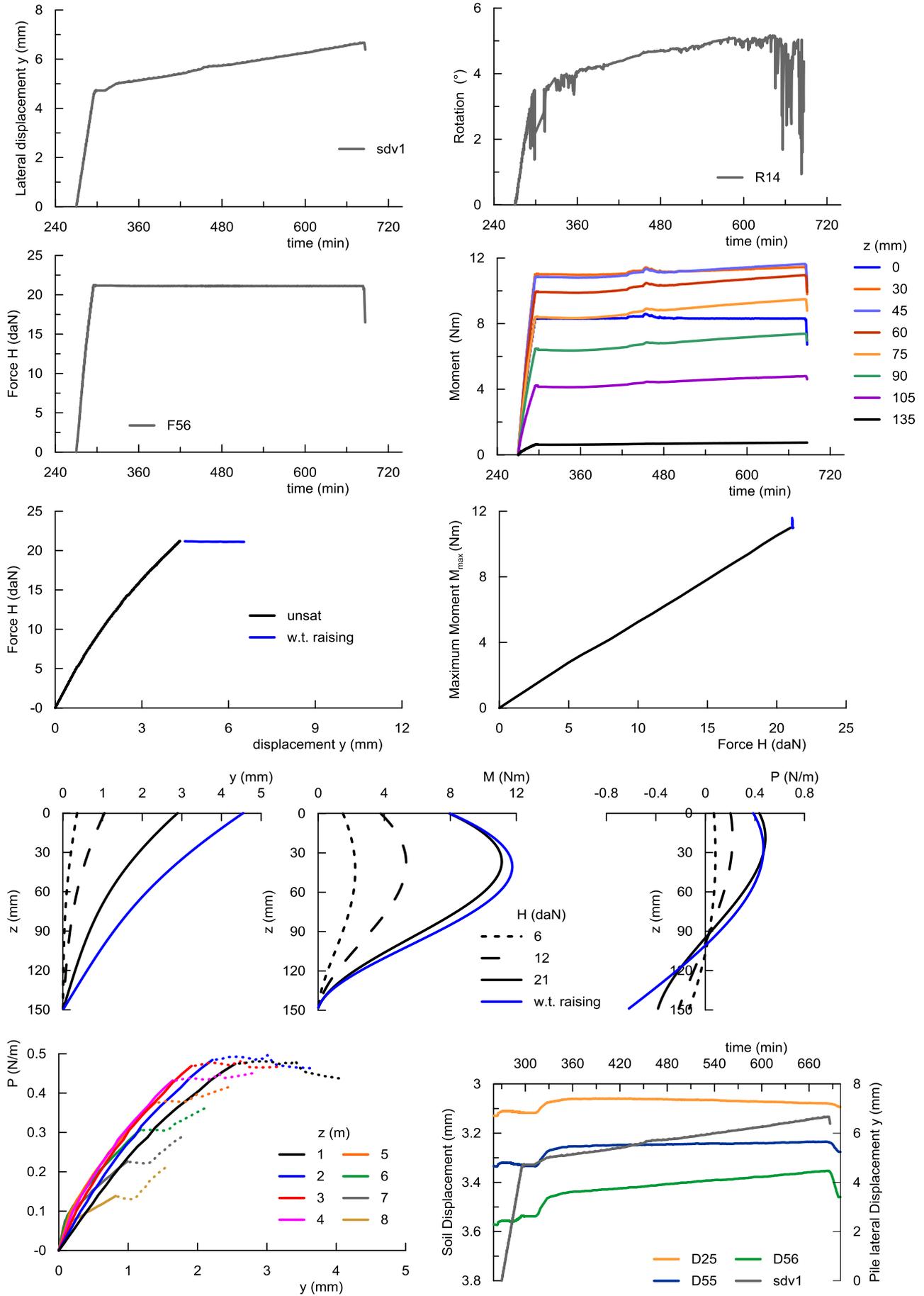
T 08 : Pile load in unsaturated soil and saturation at constant load



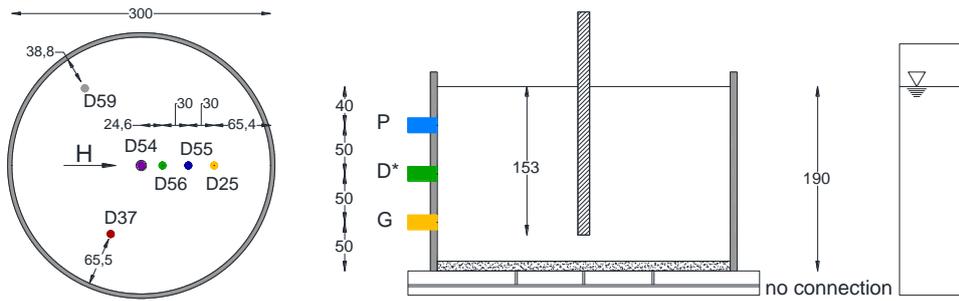
C_08, B-Grade kaolin
 $e_0 = 0.75$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 52\%$; $\sigma_{v-comp} = 1395$ kPa
 $Z_{w0} = 70$ mm ; $\Delta Z_w = 70$ mm
 G-level : 100
 Date : 22/06/2017



Risultati dei test in centrifuga



T_09 : night between T_08 and T_09



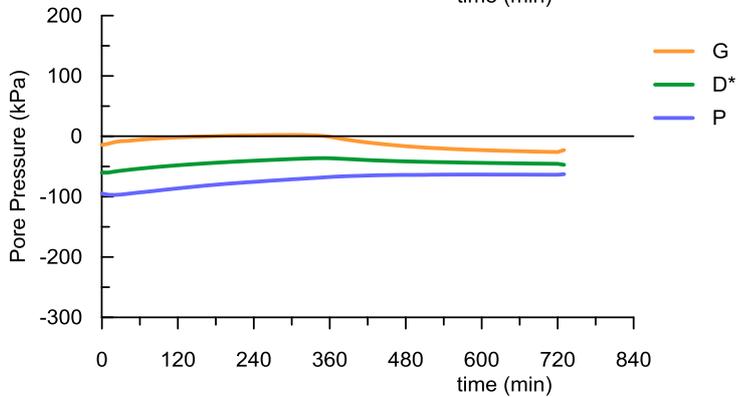
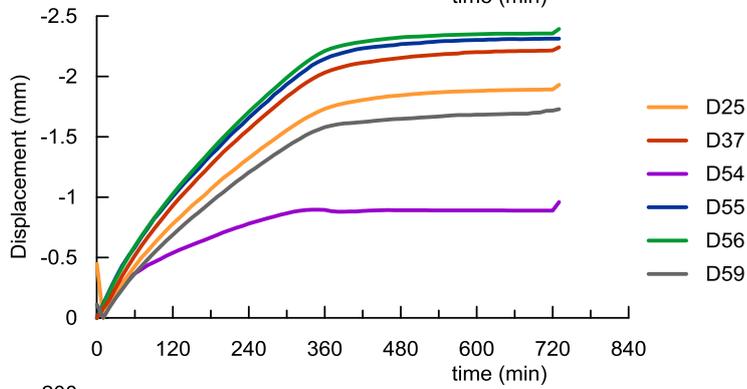
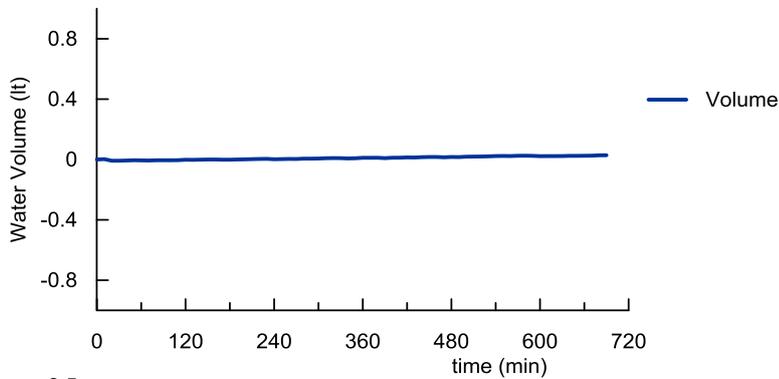
C_09, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.75$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 52\%$; $\sigma_{v-comp} = 1395$ kPa

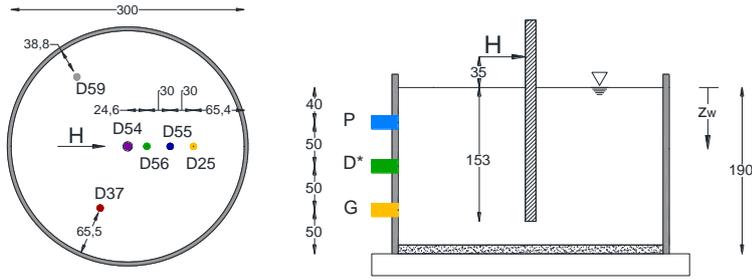
G-level : 1

Duration : 20 hr

Date : 22/06/2017



T_09 : Pile load in saturated soil, same sample that T_09



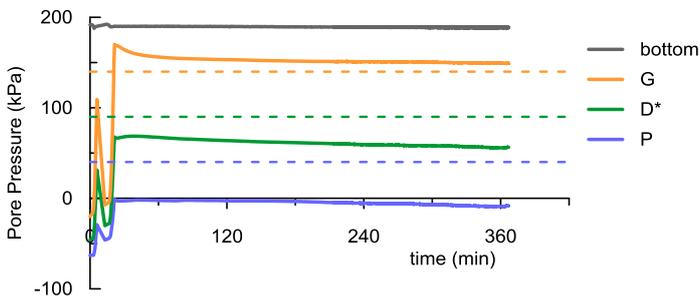
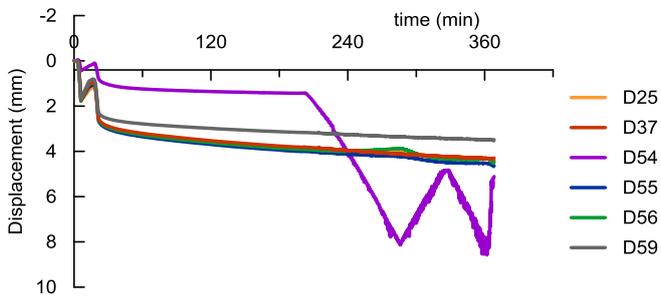
C_09, B-Grade kaolin

$e_0 = 0.75$; $w_0 = 15\%$; $Sr_0 = 52\%$; $\sigma_{v-comp} = 1395$ kPa

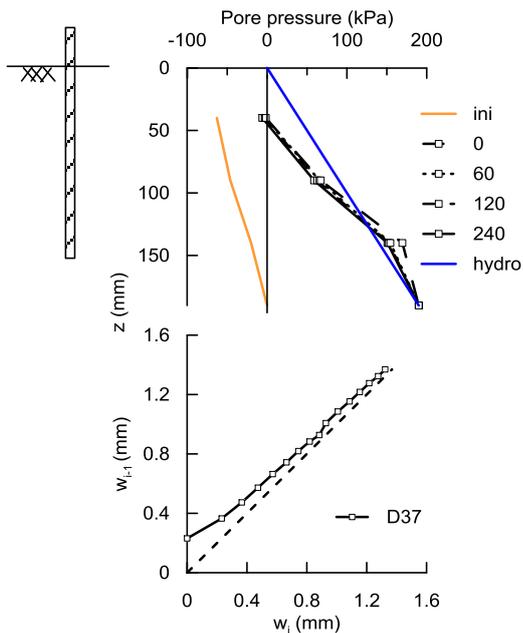
z_{w0} = ground level

G-level : 100

Date : 23/06/2017



I consolidation



Risultati dei test in centrifuga

