CAPITOLO II

MATERIALI OGGETTO DI SPERIMENTAZIONE

II.1 Introduzione

Questo capitolo è dedicato ad inquadrare le principali proprietà dei materiali oggetto di prova, indicandone la classifica geotecnica, le modalità di preparazione ed il comportamento in condizioni di completa saturazione. Preliminarmente, si richiamano alcuni studi di letteratura riguardanti gli effetti della procedura di costipamento sul comportamento dei terreni.

Una prima sezione è dedicata alla sabbia limosa ed argillosa del Metramo. La risposta a piccole deformazioni di tale materiale è stata indagata durante la fase di messa a punto di un'apparecchiatura di colonna risonante e taglio ciclico a suzione controllata. Qui sono descritti per linee essenziali i risultati ottenuti da d'Onofrio (1992) e Santucci de Magistris (1996) sul materiale saturo, in condizioni lontane dalla rottura. Alcuni cenni sono forniti anche riguardo al comportamento a medie e grandi deformazioni del terreno saturo (Santucci de Magistris, 1996) e parzialmente saturo (Rampino, 1997; Mancuso et al., 2000a; Mancuso et al., 2002).

In seguito, si riferisce a proposito del limo argilloso del Po, il cui comportamento a piccole, medie e grandi deformazioni è stato investigato nel presente lavoro sperimentale. I risultati esposti in questo capitolo, riguardanti il materiale costipato dinamicamente e successivamente saturato, sono stati conseguiti nell'ambito di questa e di altre ricerche sviluppate presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli (Parlato, 2002).

II.2 Effetti della procedura di costipamento sul comportamento dei terreni

Il comportamento dei terreni addensati è fortemente condizionato dalle cosiddette variabili di costipamento (energia, contenuto d'acqua, tecnica). La procedura di preparazione non solo determina lo stato iniziale del materiale (in termini di densità, grado di saturazione, suzione, ecc.) ma ne influenza sensibilmente la microstruttura. Facendo un parallelo, si può dire che le variabili di costipamento condizionano la struttura di un materiale artificiale (assieme alle proprietà fisiche e mineralogiche delle particelle) così come le condizioni ambientali determinano la struttura di un terreno naturale (Vinale et al., 1999).

Le conseguenze della modalità di preparazione sullo stato iniziale vengono tipicamente rappresentate in termini di curva di costipamento (v. figura II.1), ossia di una relazione tra densità secca γ_d e contenuto d'acqua w, ottenuta fissando la tecnica e l'energia per unità di volume. In genere, per terreni a granulometria medio-fine¹ si osserva che:

- a bassi contenuti d'acqua (sul lato dry della curva di costipamento) la densità cresce all'aumentare di w, fino al raggiungimento delle condizioni di ottimo (w_{opt} , $\gamma_{d,opt}$); ciò dipende dalla progressiva riduzione delle tensioni indotte dei menischi capillari che, tramite il loro effetto stabilizzante sullo scheletro solido (cfr. § I.4), si oppongono all'addensamento;

- a contenuti d'acqua elevati (sul lato wet della curva di costipamento) la densità diminuisce all'aumentare di w poiché una quantità sempre maggiore di energia di costipamento viene dissipata in sovrappressioni neutre;

- un aumento dell'energia di costipamento dà luogo a densità più elevate e ad una riduzione del contenuto d'acqua ottimo.

Gli effetti della procedura di preparazione del materiale su densità, grado di saturazione e suzione sono esemplificate in figura II.2 (Barrera, 2002), dove si riportano tre curve di costipamento di un'argilla di bassa plasticità, ottenute addensando isotropamente il materiale in cella triassiale a tre valori differenti di $(p-u_a)$. Le linee a grado di saturazione costante sono chiaramente determinate in modo univoco dal peso specifico delle particelle, essendo:

$$\gamma_{\rm d} = \frac{\gamma_{\rm w}}{\frac{\rm W}{\rm S_r} + \frac{\rm 1}{\rm G_s}} \tag{II.1}$$

Risulta evidente che sul lato wet variazioni del contenuto d'acqua hanno un effetto modesto sul grado di saturazione, a parità di energia di costipamento.

I contorni a suzione totale Ψ costante sono ottenuti tramite misure effettuate al termine del costipamento con uno psicrometro a transistor (Woodburn et al., 1993). Si osserva che a contenuti d'acqua ridotti tali linee tendono a diventare verticali, ossia che l'energia di addensamento non influenza significativamente la suzione totale pur se influisce su densità e S_r. Ciò si spiega considerando che la riduzione di porosità prodotta riguarda essenzialmente i macropori (cfr. § I.2 e I.6.2) che in pratica non contengono più acqua, essendo questa presente essenzialmente a livello dei micropori, in forma debolmente o fortemente legata (Romero,

¹ Per i terreni a grana grossa non si osservano significative differenze di comportamento al variare del contenuto d'acqua di costipamento.

1999). Diversamente, sul lato wet, per contenuti d'acqua elevati, le linee a suzione costante tendono a diventare parallele alla curva di saturazione (Suriol et al., 2002). Come dimostrato da Yahia Aissa et al. (1999), con riferimento agli effetti di cicli di suzione sull'indice dei vuoti per un'argilla espansiva, un'elevata energia di costipamento può ridurre il volume dei macropori al punto da rendere poco significativo il loro contributo alla risposta meccanica.

Per quanto riguarda la struttura, è opportuno ricordare che, nel caso dei terreni costipati, questa è funzione sia di fattori intrinseci, come forma e dimensione delle particelle, mineralogia, composizione chimica dell'acqua di porosità, legami di cementazione (e.g. Mitchell, 1976), sia di fattori estrinseci, quali appunto le variabili di costipamento. La microstruttura influenza significativamente le proprietà meccaniche ed idrauliche dei terreni, come ampiamente documentato da studi sugli effetti della modalità di formazione sul comportamento dei materiali sedimentati nonché, appunto, di quelli costipati in laboratorio.

Molto tempo prima che fossero disponibili tecniche di osservazione diretta, Lambe (1958a, b) propose un modello per le argille, basato sulla teoria del doppio strato, secondo il quale i materiali costipati sul lato dry posseggono una struttura flocculata, con aggregati di particelle disposti senza ordine preferenziale, mentre nei terreni addensati sul lato wet gli aggregati si organizzano in maniera orientata, con struttura dispersa.

I risultati di più recenti indagini sperimentali condotte utilizzando la microscopia elettronica e la porosimetria indicano che nei terreni a grana fina costipati, come nei terreni naturali, gli aggregati di particelle argillose rappresentano i componenti elementari da cui è formata la struttura (Diamond, 1970, 1971; Barden e Sides, 1971; Prapaharan et al. 1991; Delage et al.; 1996, Romero, 1999). In genere i terreni costipati sul lato dry presentano una distribuzione bi-modale della porosità ed una struttura con aggregati di varie dimensioni, mentre sul lato wet prevale una distribuzione uni-modale della porosità ed una struttura (v. figure II.3 e II.4).

Un considerevole numero di ricerche sperimentali sugli effetti delle variabili di costipamento riguarda la permeabilità satura. Le differenze di struttura possono giustificare variazioni di questo parametro anche di vari ordini di grandezza, come mostrato in figura II.5: nei terreni costipati sul lato dry il flusso idraulico trova minori resistenze poiché avviene attraverso i vuoti di dimensioni maggiori, situati tra gli aggregati di particelle (Lambe e Whitman, 1969;

Elsbury et al., 1990). Un aumento d'energia di costipamento riduce la permeabilità poiché fa aumentare sia la densità sia il grado di orientamento delle particelle.

Pur essendo ormai accertato che costipare lo stesso materiale con procedure differenti può indurre strutture diverse e quindi, in definitiva, dar luogo a due terreni diversi, il problema di quantificare gli effetti della struttura è ancora molto dibattuto.

Mendoza e Albierro (1993) eseguono prove triassiali su materiale addensato sul lato wet e dry della curva di costipamento alla stessa densità e successivamente saturato a volume costante. Tale strategia consente di riconoscere gli effetti della struttura, in termini di compressibilità, rigidezza e resistenza, sebbene esclusivamente su materiale saturo. Dalla sperimentazione realizzata risulta che in condizioni non drenate il materiale dry possiede una maggior rigidezza ed una minor resistenza.

Gens et al. (1995) e Suriol et al. (1988) osservano che per isolare gli effetti della struttura da quelli della suzione e, più in genere, dello stato iniziale, è indispensabile utilizzare apparecchiature in grado di controllare le variabili tensionali significative per i terreni non saturi. Particolarmente degno di nota è l'esempio dello studio sperimentale del collasso strutturale. In numerosi lavori di letteratura, sulla base di prove di wetting eseguite tramite edometri senza controllo della suzione (e.g. Booth, 1975; 1977), si attribuisce alla struttura indotta dall'addensamento la maggior tendenza dei materiali dry a collassare. In realtà, tale fenomeno potrebbe anche essere giustificato dalla maggior suzione indotta dal costipamento. Considerazioni analoghe valgono per numerosi studi poco recenti riguardanti la compressibilità (e.g. Lambe, 1958a-b) e la resistenza (e.g. Seed e Chan, 1959). Per mettere in luce la dipendenza del potenziale di collasso dal contenuto d'acqua, gli autori eseguono prove in edometro a suzione controllata su provini di argilla, addensati sul lato dry e sul lato wet e quindi portati agli stessi contenuto d'acqua, suzione e densità tramite una preventiva equalizzazione in piastra di Richards (cfr. § I.6.4). I risultati confermano che le deformazioni di collasso maggiori si hanno per il materiale dry. Ciò si può spiegare considerando che la distribuzione bi-modale di porosità, con significativa presenza di vuoti di dimensione maggiore compresi tra gli aggregati, dà luogo ad un assetto particellare che risulta maggiormente instabile durante la saturazione, quando scompare l'effetto benefico dei menischi capillari. Dal punto di vista quantitativo, le differenze di comportamento tra materiali costipati a diverso contenuto d'acqua risultano più contenute di quanto si dedurrebbe da prove di wetting eseguite senza controllo della suzione, ossia a partire dal valore di postcostipamento.

Vanapalli et al. (1996) presentano uno studio combinato della curva caratteristica e della resistenza di materiali costipati a vari contenuti d'acqua. L'angolo d'attrito ϕ' del materiale risulta indipendente dalla modalità di addensamento, mentre l'angolo ϕ_b , ossia il modo di variare della resistenza con la suzione (cfr. § I.7), appare significativamente influenzato dal contenuto d'acqua di costipamento. Quest'ultima osservazione può essere giustificata, secondo gli autori, dagli effetti riscontrati sulle curve caratteristiche: al crescere del contenuto d'acqua di addensamento si osserva un aumento sia del valore d'ingresso d'aria (i.e. una minor tendenza alla de-saturazione) sia dell'angolo ϕ_b (che rimane uguale all'angolo ϕ' in un più esteso intervallo di suzione), come mostrato in figura II.6.

Wheeler e Sivakumar (2000) sottolineano l'importanza di utilizzare un modello di riferimento (per terreni non saturi) per inquadrare le differenze di comportamento che si osservano a causa della modifica delle variabili di costipamento. Difatti, ciò permette di distinguere quali degli effetti indotti dal costipamento siano giustificabili semplicemente dalla variazione dello stato iniziale del terreno e quali invece richiedano costanti del modello differenti. Nel secondo caso, terreni con le stesse proprietà fisiche e mineralogiche delle particelle, addensati in modo diverso, appaiono a tutti gli effetti materiali distinti. Sulla base di risultati di prove triassiali a suzione controllata eseguite su caolino, interpretati in base al modello di Wheeler e Sivakumar (1995), gli autori concludono che gli effetti del contenuto d'acqua sono giustificabili solo in base a differenze di struttura. L'energia di costipamento influenza essenzialmente lo stato iniziale. Infine, la tecnica di addensamento (statica o dinamica) non sembra avere significativi effetti sul comportamento del materiale.

II.3 Classificazione dei materiali oggetto di prova

II.3.1 Granulometria

La sabbia del Metramo è una sabbia limosa e argillosa, con un coefficiente di uniformità abbastanza elevato ($U_c \cong 400$) ed una frazione argillosa di circa il 16%. Il terreno è lo stesso studiato da d'Onofrio (1992), Santucci de Magistris (1996), Rampino (1997) e Sangiuliano (1999): un granito alterato, prelevato da un cava in località Prateria (RC) ed utilizzato per realizzare il nucleo della diga sul fiume Metramo. Il materiale d'origine è stato sottoposto in laboratorio a ripetute fasi di disgregazione per pestellatura e successivo mescolamento. Per

rendere possibile la sperimentazione su provini di dimensioni standard (diametro 36 mm) è stata poi eliminata la frazione ghiaiosa e modificate le percentuali delle frazioni <0.4 mm e 0.4-2 mm (inizialmente pari rispettivamente al 57% ed al 43% del peso totale), secondo le prescrizioni di capitolato. Le curve granulometriche² del materiale sottoposto a prova da Rampino (1997), Sangiuliano (1999) e nel presente lavoro sono riportate in figura II.7.

Il limo del Po è un limo argilloso debolmente sabbioso usato per costruire arginature, prelevato presso Viadana (MN) nella zona di golena del fiume a profondità comprese tra il piano campagna e 120 cm. Nel 2000, nell'ambito di una convenzione per lo studio delle condizioni di stabilità degli argini fluviali stipulata tra il Magistrato per il Po e varie Università italiane³, il terreno in parola è stato utilizzato per realizzare a Viadana (MN) un rilevato sperimentale, che assieme all'argine fluviale pre-esistente costituisce una vasca per prove di tenuta in vera grandezza (v. fig. II.8). Il materiale di cava, inizialmente suddiviso in quattro campioni di ugual peso relativi a profondità diverse, è stato essiccato all'aria aperta e disgregato tramite mola meccanica. Verificata l'uniformità dei campioni dal punto di vista della granulometria⁴ (v. figura II.9) e della plasticità (cfr. § II.3.2), questi sono stati miscelati⁵ in modo da ottenere, in definitiva, il materiale oggetto di prova. Il terreno presenta una maggiore uniformità granulometica rispetto alla sabbia del Metramo⁶ (U_c \cong 15) ed ha una frazione argillosa di circa il 27% ed una sabbiosa del 4%.

In figura II.10 sono riportati i fusi granulometrici di entrambi i materiali sottoposti a prove sperimentali.

II.3.2 Plasticità

La sabbia del Metramo esibisce, per molti aspetti, un comportamento meccanico tipico dei terreni granulari (Santucci de Magistris, 1996; Rampino, 1997). Ad ogni modo, la frazione di fine conferisce al materiale una discreta plasticità. Il limite di liquidità⁷ w_L, misurato sulla

² L'analisi granulometrica per stacciatura è stata condotta per via umida (ASTM D 422-63; Head, 1992) per consentire la disgregazione completa degli aggregati a granulometria più fine.

³ Università degli Studi di Brescia, Università degli Studi di Napoli Federico II, Università degli Studi di Parma, Università degli Studi di Roma La Sapienza.

⁴ Anche in questo caso l'analisi granulometrica per stacciatura è stata condotta per via umida.

⁵ Per quartura (ASTM D421-58).

⁶ Il D_{10} è stato dedotto per estrapolazione.

⁷ Procedure standard ASTM D4318-84 e CNR UNI 10014 (1964).

frazione granulometrica avente D<0.4 mm (il 65% in peso), è di circa il 35 % e l'indice di plasticità I_P risulta pari a 16% circa. Nella carta di Casagrande il terreno si classifica come argilla inorganica di media plasticità (v. fig. II.11).

Il limo del Po ha contenuto d'acqua liquido w_L pari mediamente a 50.4 %, contenuto d'acqua plastico w_P di 32.5% e quindi un indice di plasticità I_P di 17.9%⁸, come mostrato in tabella II.1 ed in figura II.11. Le determinazioni sperimentali si dispongono nella carta di Casagrande al di sotto della linea "A" ed a cavallo della verticale w_L =50 % che separa i limi di media compressibilità da quelli ad alta compressibilità.

II.4 Modalità di preparazione dei provini

Entrambi i materiali oggetto di prova sono stati costipati dinamicamente.

La sabbia limosa del Metramo è stata addensata a due differenti contenuti d'acqua, secondo la procedura Proctor modificato (ASTM D1557-91): a w = 9.8 % (il valore ottimo), ed a w = 12.3%, sul lato wet della curva di costipamento determinata da Santucci de Magistris (1996). Il materiale è stato preventivamente impastato al contenuto d'acqua desiderato⁹ e conservato per 24 ore in un contenitore stagno ed in condizioni di umidità e temperatura controllata. Poi, è stato costipato in 5 strati mediante 25 colpi di un martello di peso 44.5 N che cade dall'altezza di 45.7 cm (a ciò corrisponde un'energia per unità di volume di 2700 kN·m/m³). Le condizioni indotte dal costipamento sono sintetizzate in tabella II.2.

Diversamente, la tecnica di addensamento utilizzata per il limo argilloso del Po è la procedura Proctor standard (ASTM D691-91). In questo caso il materiale è stato costipato in 3 strati tramite 25 colpi di un martello di peso 24.4 N che cade dall'altezza di 30.5 cm, comunicando un'energia per unità di volume di 600 kN·m/m³. Dalla curva di costipamento (v. figura II.12), si deduce un contenuto d'acqua ottimo del 23 %, a cui corrisponde $\gamma_d = 1.583$ g/cm³. Nell'intervallo di w 23±4% γ_d presenta un'escursione massima di 0.08 g/cm³, pari all'incirca al 5% della densità all'ottimo. Il materiale sottoposto a prove triassiali e di colonna risonante a suzione controllata è stato costipato al contenuto d'acqua ottimo. Nella stessa figura II.12 sono riportati i punti (w, γ_d) rappresentativi dei campioni di terreno costipato da

⁸ Come per la sabbia del Metramo i valori sono stati ottenuti secondo le normative ASTM D4318-84 e CNR UNI 10014 (1964) sulla frazione passante allo staccio 0.4 mm, che in questo caso è praticamente la totalità del materiale.

⁹ Al terreno seccato in stufa a 110°C viene aggiunta acqua distillata.

cui sono stati prelevati provini di diametro 36 e 38 mm. Le caratteristiche medie dei campioni a seguito dell'addensamento sono richiamate in tabella II.3.

Con riferimento ad entrambi i materiali oggetto di sperimentazione, i provini sono stati ricavati in numero di tre da ciascun blocco addensato, tramite fustelle metalliche, e conservati per almeno una settimana in camera umida, protetti da cellophane e paraffina, in modo da ottenere una soddisfacente uniformità del contenuto d'acqua al loro interno.

II.5 Comportamento meccanico della sabbia limosa del Metramo

II.5.1 Il materiale saturo

La sabbia limosa del Metramo è stata oggetto di un'ampia campagna sperimentale in condizioni di saturazione completa, comprendente prove triassiali e di colonna risonante sul materiale costipato con procedure differenti e successivamente saturato a volume costante¹⁰ (d'Onofrio, 1992; Santucci de Magistris, 1996, Sangiuliano, 1999). Qui si richiamano i principali risultati riguardanti il materiale addensato all'ottimo (w = 9.8%), tramite Proctor modificato (ASTM D1557-91), per il quale sono disponibili un numero piuttosto elevato di dati, nonché alcuni riguardanti il terreno costipato sul lato wet, a w = 12.3%.

La compressibilità dei materiali ottimo e wet è stata studiata tramite prove di compressione isotropa in cella triassiale per terreni saturi a percorso di carico controllato (tipo Bishop & Wesley, 1975). I risultati ottenuti sono rappresentati in figura II.13 nel piano p':v. Il terreno esibisce in entrambi i casi una modesta sovraconsolidazione, indotta dalle operazioni di costipamento. L'interpolazione logaritmica¹¹ dei punti sperimentali fornisce un indice di compressibilità λ lungo la retta vergine di 0.022 e 0.041, un valore del volume specifico di riferimento N, per p'=1 kPa, di 1.46 e 1.54 ed un indice di compressibilità k lungo i tratti di scarico-ricarico di 0.006 e 0.01 per il terreno ottimo e wet, rispettivamente (Santucci de Magistris, 1996, Sangiuliano, 1999). L'aumento di 2.5% del contenuto d'acqua di compattazione ha notevoli effetti sulla microstruttura del materiale e quindi sulle sue proprietà intrinseche (cfr. § II.2), dando luogo ad una compressibilità significativamente maggiore (Mancuso et al., 2002).

¹⁰ Sono stati usati appositi saturatori. Si induce un flusso idraulico unidirezionale attraverso il provino applicando alle basi pressioni d'acqua di 200 e 220 kPa.

¹¹ Anche se i risultati sono rappresentati nel piano log(p'):v in figura II.13, i parametri λ e k sono relativi ad interpolazione lineare nel piano ln(p'):v,.

Il comportamento in fase di taglio del terreno costipato all'ottimo è stato indagato da Santucci de Magistris (1996) tramite celle triassiali a percorso di carico controllato. Sono state eseguite prove di tipo convenzionale drenate e non drenate, prove a p' costante e due prove non drenate a pressione totale media costante. Il materiale esibisce sistematicamente un comportamento di tipo dilatante. Nelle prove drenate la curva q: ε_a mostra un picco a cui fa seguito una riduzione graduale della resistenza fino a condizioni stazionarie (v. fig. II.14). Diversamente, per le prove non drenate, la curva tensioni-deformazioni risulta crescente fino al raggiungimento della stazionarietà. In tutte le prove non si osservano evidenti fenomeni di localizzazione delle deformazioni e la rottura dei provini avviene senza la formazione di bande di taglio. Tuttavia, in numerosi casi il volume specifico nelle prove drenate e la pressione neutra nelle prove non drenate non sembrano stabilizzarsi neanche per elevati livelli deformativi. In definitiva, come evidenziato in figura II.15, è possibile individuare rigorosamente una linea di stato critico nel piano p':q, con pendenza M=1.54, mentre l'interpretazione in termini di stato critico risulta in un certo senso forzata nel piano ln(p'):v. I cerchi pieni e quelli vuoti in figura rappresentano i punti finali delle prove nel caso in cui, rispettivamente, sia stata raggiunta o meno una condizione stazionaria.

Basandosi sul confronto tra il comportamento a rottura del terreno costipato all'ottimo con quello dello stesso materiale ottenuto per sedimentazione¹², Santucci de Magistris (1996) ipotizza che la retta di stato critico sia unica per la sabbia limosa del Metramo ed indipendente dalla modalità di preparazione del materiale. I pochi dati sperimentali a disposizione per il materiale saturo costipato a w = 12.3% sembrano confermare tale ipotesi (Sangiuliano, 1999).

Il comportamento a piccole deformazioni è stato studiato mediante prove in cella di colonna risonante da d'Onofrio (1992) e Santucci de Magistris (1996). Per quanto riguarda il solo materiale costipato all'ottimo, sono state anche eseguite prove tramite celle triassiali a percorso di carico controllato equipaggiate con trasduttori per la misura locale delle deformazioni (LDT, LVDT) e bender elements (Santucci de Magistris, 1996). Sono stati analizzati gli effetti dei principali fattori che influenzano la rigidezza a taglio G (o il modulo di Young E) ed il fattore di smorzamento D, quali il livello di deformazione, la storia tensionale pregressa, il tempo di confinamento, la velocità di deformazione (cfr. § I.8).

¹² Il materiale sedimentato è stato ottenuto consolidando in condizioni edometriche il materiale preventivamente impastato al contenuto d'acqua liquido.

La figura II.16 mostra i moduli di rigidezza iniziale G_0 misurati in prove di colonna risonante sul materiale ottimo e wet. Come osservato a proposito della compressibilità, l'effetto del contenuto d'acqua di costipamento è significativo. In particolare, il terreno addensato sul lato wet presenta una rigidezza inferiore a quella del materiale costipato all'ottimo. Le differenze permangono anche normalizzando i dati rispetto all'indice dei vuoti (cfr. § I.8.1.1), utilizzando la funzione f(e) proposta da Hardin e Black (1968), e sono pertanto da attribuire alla struttura (d'Onofrio, 1992; Mancuso et al., 2002).

Santucci de Magistris (1996) interpreta i dati sperimentali con un'equazione del tipo:

$$\frac{G_{o}}{p_{atm}} = S \cdot \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{n}$$
(II.2)

eliminando la dipendenza dalla funzione dell'indice dei vuoti f(e) in quanto le misure di rigidezza sono relative a condizioni di normal consolidazione. Le curve di interpolazione così ottenute sono riportate in figura II.16 assieme ai risultati sperimentali.

La rigidezza a taglio della sabbia del Metramo risulta influenzata in maniera non trascurabile dalla velocità di deformazione, come si desume paragonando i risultati di prove di colonna risonante RC e di torsione ciclica, TS, a parità di livello di deformazione. In figura II.17 sono riportati nel piano p': G_o i dati sperimentali di prove TS a frequenza 0.5 Hz, anch'essi interpolati con l'equazione (II.1).

La tabella II.4 riporta i valori dei parametri S ed n riscontrati nei casi qui presi in esame.

II.5.2 Il materiale non saturo: prove triassiali a suzione controllata

Lo stato di parziale saturazione influisce significativamente sulla compressibilità della sabbia del Metramo. Nelle figure II.18a e II.18b sono rappresentate nel piano (p-u_a):v le curve di compressione isotropa dei materiale ottimo e wet, ottenute a differenti livelli di suzione, assieme a quelle relative al materiale saturato a volume costante (Rampino, 1997; Mancuso et al., 2002). Le prove prevedono una fase iniziale, detta equalizzazione (cfr. § III.5.1.1), nella quale si applica la suzione desiderata al contorno del provino, a (p-u_a) = 10 kPa, e si attendono condizioni di equilibrio. Tale fase è quindi seguita dalla compressione a suzione costante. Gli indici di compressibilità λ e k, relativi rispettivamente allo stato vergine ed ai tratti di scaricoricarico (cfr. § I.9.1), sono riportati in funzione della suzione in tabella II.5.

Al crescere della suzione si osserva per entrambi i materiali una sensibile diminuzione dell'indice di compressibilità λ . La variazione di λ con la suzione è meno che lineare, sicché

si osservano gli effetti più significativi nell'intervallo di suzione 0-100 kPa. Per il terreno costipato all'ottimo λ sembra tendere ad un valore stabile al crescere della suzione (v. figura II.19), ed i punti λ :(u_a-u_w) sono ben interpretati dalla relazione esponenziale proposta da Alonso et al. (1990):

$$\lambda(u_{a} - u_{w}) = \lambda(0) \{ (1 - r) \exp[-\beta(u_{a} - u_{w})] + r \}$$
(I.35)

con β = 0.024 kPa⁻¹ e r = 0.68 (cfr § I.9.1), come dimostrato da Rampino (1997). Una funzione dello stesso tipo pare adattarsi anche ai dati del materiale wet (in numero minore ed ottenuti in un intervallo più ristretto di suzione, rispetto a quelli dell'ottimo), con parametri: β = 0.015 kPa⁻¹ e r = 0.73 (Sangiuliano, 1999). L'indice di compressibilità in scarico e ricarico k risulta praticamente costante con la suzione per il terreno costipato all'ottimo mentre sembra diminuire con (u_a-u_w) per il materiale wet.

A parità di suzione, λ e k praticamente raddoppiano a causa dell' aumento del 2.5 % del contenuto d'acqua di addensamento. Tale differenza conferma l'effetto considerevole che ha tale variabile sulla struttura.

I punti di snervamento $(p-u_a):(u_a-u_w)$ ottenuti dalle curve di compressione isotropa delle figure II.18 a–b tramite diverse procedure (Casagrande, 1936; Tavenas et al., 1979; Graham et al., 1983), sono riportate in figura II.20 (Mancuso et al., 2002).

I punti relativi al materiale ottimo sono interpolati tramite un'unica curva LC (Alonso et al. 1990; cfr § I.9.1) in quanto tutti appartenenti allo stesso luogo di snervamento postcostipamento. Difatti, per tale terreno l'equalizzazione rappresenta una fase di wetting (cfr § I.9.1), e siccome si osservano solo deformazioni di rigonfiamento, è possibile assumere che tale processo risulti reversibile, in accordo al modello di Alonso et al. (1990).

Diversamente, durante le fasi di equalizzazione il materiale wet subisce un aumento di suzione (drying) e riduce il suo volume. Secondo il modello di Alonso et al. (1990) tali deformazioni di contrazione presentano una componente irreversibile e mobilitano le curve di snervamento LC ed SI (cfr § I.9.1), che pertanto non risultano più quelle successive al costipamento. Per questo motivo in figura II.20 sono riportate tre curve LC del materiale wet. Due sono relative ai livelli di suzione di 100 e 200 kPa imposti durante l'equalizzazione. La terza è quella relativa alle condizioni indotte dal costipamento e dalla successiva saturazione a volume costante (Mancuso et al., 2002).

Il comportamento in fase deviatorica del materiale costipato all'ottimo è stato indagato da Rampino (1997) tramite prove di taglio a suzione controllata e percorso inclinato di 3:1 nel piano (p-u_a):q o a (p-u_a) costante. La risposta osservata è quella tipica dei materiali granulari addensati: come mostrato nell'esempio di figura II.21, la curva tensioni-deformazioni mostra sistematicamente un picco a deformazioni assiali attorno al 4% e successivamente degrada verso un deviatore costante; le corrispondenti variazioni di volume mostrano una marcata dilatanza. A differenza del caso saturo, a deformazioni assiali superiori al 15% è possibile identificare condizioni stazionarie in termini sia di deviatore sia di volume specifico.

Come evidenziato in figura II.22, i punti di stato critico relativi a ciascun livello di suzione sono ben interpolati da rette aventi la stessa pendenza M=1.54 che caratterizza il materiale saturo. Utilizzando l'espressione proposta da Wheeler e Sivakumar (1995):

$$q = M(u_a - u_w) \cdot (p - u_a) + \mu(u_a - u_w)$$
(I.46)

l'effetto della parziale saturazione sulla resistenza viene rappresentato solo dalla coesione μ , che cresce in modo meno che lineare con la suzione, rimanendo l'angolo d'attrito ϕ ' costante.

Il materiale wet mostra un comportamento "ibrido" tra quello tipico dei terreni granulari sciolti ed addensati. Durante le prove con percorso inclinato di 3:1 nel piano (p-u_a):q e realizzate a partire da condizioni di consolidazione normale, come nel caso di figura II.23, si osserva un comportamento stabile in termini di curva tensioni:deformazioni, mentre, con eccezione della prima parte della fase di taglio, le deformazioni volumetriche sono di dilatazione. Come per il materiale saturo (ottimo e wet), si raggiungono condizioni stazionarie in termini di deviatore, ma non di volume specifico. I punti di stato stazionario (p-u_a):q sono riportati ancora nella figura II.22. Il numero limitato di dati sperimentali a disposizione non consente di determinare le rette di stato critico corrispondenti ai livelli di suzione indagati in maniera sufficientemente attendibile. Ad ogni modo, è possibile osservare che ciascun punto relativo al materiale wet è situato al di sotto della retta di stato critico che compete al terreno costipato all'ottimo, a parità di suzione.

II.6 Comportamento del limo argilloso del Po in condizioni di saturazione

Per studiare il comportamento a medie e grandi deformazioni del limo argilloso del Po saturo, sono state realizzate prove in cella triassiale a percorso di carico controllato tipo Bishop e Wesley (1975). Alcune di suddette prove sul materiale costipato all'ottimo sono state realizzate da Parlato (2002) nell'ambito di uno studio sulla risposta meccanica di terreni utilizzati per la costruzione di rilevati. Un paio sono state aggiunte nel corso di questa ricerca.

Il materiale, saturato a volume costante con la stessa metodologia utilizzata per la sabbia del Metramo (cfr. § II.5.1), è stato soggetto ad una fase di compressione isotropa realizzata facendo variare la pressione media efficace alla velocità di 5 kPa/h, seguita da una fase di taglio di tipo tradizionale drenato, o non drenato, o a p' costante (v. tabella II.6). A tali dati si aggiungono quelli relativi alle fasi di taglio a suzione 50 kPa eseguiti in cella triassiale a percorso di carico e suzione controllata. Come sarà illustrato in maniera più estesa in seguito, durante tali fasi il materiale raggiunge gradi di saturazione maggiori del 90% che tendono praticamente all'unità al crescere del livello deformativo. Pertanto è lecito accorpare i risultati con quelli ottenuti sul materiale saturo ed interpretati in termini di tensioni efficaci (cfr. § I.5).

Dalle fasi di compressione isotropa spinte fino a tensione media efficace di 400 kPa si deduce una leggera sovraconsolidazione indotta dal costipamento, come mostrato in figura II.24. In verità, le curve di compressione ottenute presentano una curvatura ridotta, ma non trascurabile, anche oltre i 100 kPa di tensione media efficace. Per tale motivo, l'interpretazione dei risultati in termini di retta vergine risulta forzata nel campo di p' indagato. Ad ogni modo nel piano semilogaritmico v:ln(p') risulta un indice di compressibilità λ di 0.052 ed un valore del volume specifico di riferimento N = 1.969, per p'=1 kPa. Per quanto riguarda il comportamento in fase di scarico e ricarico non sono disponibili dati su materiale costipato all'ottimo¹³. Durante le fasi di taglio eseguite a suzione 50 kPa il terreno è in condizioni prossime alla saturazione. Ciò è chiarito dalle figure II.25 - II.27, nelle quali i risultati vengono riportati nei piani v: ε_a ; v_w: ε_a ; v:v_w. Le tre prove vengono eseguite a partire da una tensione media netta di 100, 200 e 400 kPa rispettivamente, secondo un percorso inclinato di 3:1 nel piano (p-u_a):q. Il materiale consolidato a 100 kPa esibisce comportamento di tipo dilatante, mentre per quello consolidato a 200 e 400 kPa il volume specifico diminuisce al crescere delle deformazioni assiali (v. fig. II.25). In termini di volume specifico d'acqua si osserva un comportamento analogo (v. figura II.26): al crescere della tensione media netta di consolidazione si passa da comportamento "dilatante" (i.e. il materiale tende ad espellere acqua al crescere delle deformazioni assiali) a comportamento "contraente" (i.e. il contenuto d'acqua diminuisce al procedere della fase di taglio). È opportuno notare che, per

¹³ L'indice di compressibilità k del materiale costipato in sito per la realizzazione dell'argine sperimentale sul fiume Po (cfr § II.3) è pari a 0.012, ossia è circa un quarto della compressibilità rilevata in condizioni di normalconsolidazione (Parlato, 2002).

effetto di uno spiccato fenomeno di localizzazione delle deformazioni, né il volume specifico né il volume specifico d'acqua tendono a valori stazionari.

A prescindere dal segno delle variazioni di v e v_w , la loro combinazione dà luogo ad un aumento di grado di saturazione, come mostrato nella figura II.27, nella quale, assieme ai dati sperimentali, sono riportate linee a grado di saturazione costante. A partire da deformazioni assiali superiori al 2% S_r oltrepassa il 90% e continua a crescere fino a valori compresi tra il 93% ed il 98%. In tali condizioni, è del tutto ragionevole ritenere trascurabili gli effetti dell'acqua di menisco e pertanto interpretare i dati in termini di tensioni efficaci generalizzate (cfr. § I.5). Lo stato tensionale viene definito tramite la coppia di scalari (p", q), dove p" è funzione di tensione media netta, suzione e grado di saturazione:

$$p'' = (p - u_a) + S_r(u_a - u_w)$$
(I.15)

In questo modo, i risultati sono direttamente paragonabili con quelli ottenuti su materiale saturo. A titolo d'esempio, i dati sperimentali delle stesse prove a suzione 50 kPa sono riportate in figura II.28 e II.29 assieme a quelli relativi a una prova triassiale di tipo tradizionale drenato, eseguita a partire da una tensione media di consolidazione $p'_c=200$ kPa.

Nel piano q: ϵ_a si osserva per tale prova un comportamento intermedio rispetto a quelli riscontrati nei casi relativi a terreno non saturo, con consolidazione a (p-u_a)_c di 100 e 200 kPa (a cui corrisponde una p"_c di 146 e 246 kPa, rispettivamente). In termini di volume specifico il comportamento esibito dal materiale saturo è di tipo contraente, analogo a quello della prova consolidata a p"_c = 246 kPa.

In figura II.30 si riportano i risultati delle prove non drenate eseguite sul materiale saturo, assieme a quelli di una prova drenata eseguita con percorso sub-verticale nel piano q:p' (la tensione media efficace varia da 400 a 370 kPa). Le curve tensioni-deformazioni risultano di tipo stabile ed il deviatore sembra tendere verso un valore stazionario. Tuttavia, dopo una fase iniziale contraente, il materiale mostra un comportamento di tipo dilatante e le sovrappressioni neutre (le variazioni di volume, nel caso della prova drenata) non tendono a stabilizzarsi neanche per deformazioni assiali attorno al 20% (Parlato, 2002).

Per quanto detto sull'insieme delle prove qui esaminate, non è possibile definire a rigore una curva di stato critico nello spazio p':q:v. Dato il verificarsi di fenomeni di localizzazione delle deformazioni in alcuni dei casi discussi, con bande di taglio visibili ad occhio nudo, si ritiene poco attendibile anche la determinazione di una retta di stato stazionario nel piano p':q tramite interpolazione degli stati tensionali a fine prova¹⁴. Pertanto, tenuto anche conto del fatto che la fase di compressione preliminare è realizzata fino a livelli di p' (o p") sufficienti per ottenere condizioni di normal-consolidazione, la retta di stato ultimo viene ottenuta come mostrato in figura II.31, interpolando le resistenze di picco. In questo modo si ottiene un coefficiente M = 1.33, corrispondente ad un angolo di attrito ϕ '=33.0°.

¹⁴ Tra l'altro, ciò renderebbe meno agevole il confronto della resistenza del materiale a S_r ≈1.00 con quella dei provini testati a suzione maggiore di 50 kPa, per i quali continuano a verificarsi fenomeni di localizzazione.

Campione	Profondità	Gs	w _L (%)	I _p (%)	UNI 10006
A1	0 - 20 cm	2.76	50,2	17,9	A7-5
A2	20 - 50 cm	2.72	51,0	17,7	A7-5
A3	50 - 65 cm	2.76	48,4	17,6	A7-5
B1	100 - 120 cm	2.72	51,9	18,2	A7-5

Tabella II.1: Limo argilloso del Po: caratteristiche medie del materiale di cava.

costipamento a w=9.8%			costipamento at w=12.3%		
γ_d	V	Sr	$\gamma_{ m d}$	V	Sr
(g/cm^3)	-	%	(g/cm^3)	-	%
1.96	1.345	75	1.90	1.389	83

Tabella II.2: Sabbia limosa del Metramo: caratteristiche medie del materiale sottoposto a prova, a seguito dell'addensamento.

W	γd	V	Sr
(%)	(g/cm^3)	-	(%)
23.1±0.3	1.589±0.008	1.731±0.009	86.9±1.8

Tabella II.3: Limo argilloso del Po: caratteristiche medie del materiale sottoposto a prova, a seguito dell'addensamento.

C	costipamento a w=9.8%		costipamento a w=12.3%				
prove	e RC	Prov	e TS	prov	e TS	prov	re TS
S	n	S	n	S	n	S	Ν
1298	0.57	1057	0.62	816	0.76	897	0.64

Tabella II.4: Sabbia limosa del Metramo: coefficienti ed indici di rigidezza ricavati da prove RC e TS.

	costipamen	to a w=9.8%	costipamento	a w=12.3%
suzione (kPa)	λ	k	λ	κ
0	0.022	0.006	0.041	0.010
100	0.016	0.005	0.032	-
200	0.015	0.005	0.029	0.007
300	0.015	0.005	-	-

Tabella II.5: Sabbia limosa del Metramo: effetto della suzione sugli indici di compressibilità λ e k.

cod. prova	consolidazione	fase di taglio
mp02S	400 kPa	non drenata
mp05S	100 kPa	non drenata
mp08S	400 kPa	p'≅cost.
mp10S	200 kPa	drenata $p_c = cost$.
mp11S	500 kPa	non drenata

Tabella II.6: Limo argilloso del Po: prove triassiali su materiale saturato a volume costante.