



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI

FEDERICO II

DOTTORATO DI RICERCA IN

INGEGNERIA GEOTECNICA XXIII CICLO

COORDINATORE

Prof. Ing. CLAUDIO MANCUSO

***“ANALISI IDRO-MECCANICA DI COLATE DI
ARGILLA SULLA BASE DEL MONITORAGGIO DI
UN SITO SPERIMENTALE”***

Ottobre 2010

RELATORE

Prof. Ing. GIANFRANCO URCIUOLI

DOTTORANDA

Ing. ANTONELLA GIAMMARINO

CORRELATORE

Prof. Ing. LUCIANO PICARELLI

CORRELATORE

Prof. Ing. CLAUDIO TAMAGNINI

**ANALISI IDRO-MECCANICA DI COLATE DI ARGILLA SULLA BASE DEL
MONITORAGGIO DI UN SITO SPERIMENTALE**

INDICE

INTRODUZIONE

CAPITOLO I - Caratteristiche delle colate di argilla

- 1.1 Morfologia delle colate di argilla (pag.6)
- 1.2 I terreni del corpo di frana (pag.7)
- 1.3 Caratteristiche del movimento (pag.7)
- 1.4 La zona di taglio (pag.9)
- 1.5 Le colate dell'Alta Valle del Basento (pag.10)

CAPITOLO II – La colata di Masseria Marino

- 2.1 Il campo sperimentale e le campagne d'indagine (pag.12)
- 2.2 Aspetti geomorfologici (pag.15)
- 2.3 I terreni di Masseria Marino (pag.18)
 - 2.3.1 Caratteri generali (pag.18)
 - 2.3.2 Le proprietà indice e di stato (pag.19)
 - 2.3.3 Le caratteristiche idrauliche e meccaniche (pag.23)
- 2.4 Il regime delle acque sotterranee e i cinematismi della colata (pag.23)
- 2.5 Le riattivazioni della frana nel periodo del monitoraggio (pag.38)
- 2.6 Il meccanismo di frana (pag.44)
- 2.7 L'analisi del meccanismo di frana (pag.45)

CAPITOLO III – Studio teorico e sperimentale del creep dei terreni argillosi

- 3.1 Considerazioni teoriche: i fenomeni viscosi nei terreni a grana fine (pag.50)
- 3.2 Lo scorrimento viscoso dei terreni argillosi alla scala delle particelle (pag.51)
- 3.3 Quattro domini individuati dalle soglie di sforzo (pag.54)
 - 3.3.1 Il dominio degli sforzi di taglio molto deboli (pag.55)
 - 3.3.2 Il dominio degli sforzi di taglio deboli (pag.55)
 - 3.3.3 Il dominio degli sforzi di taglio medi (pag.55)
 - 3.3.4 Il dominio degli sforzi di taglio elevati (pag.55)
- 3.4 Quattro livelli di deformazione e quattro fasi di creep (pag.56)
 - 3.4.1 Il livello molecolare della deformazione del terreno (pag.56)
 - 3.4.2 Il livello particellare della deformazione del terreno (pag.57)
 - 3.4.3 Il livello strutturale della deformazione del terreno (pag.59)
 - 3.4.4 Le deformazioni del terreno al livello degli aggregati (pag.60)

CAPITOLO IV – La sperimentazione in reometro eseguita sulle argille di Masseria Marino

- 4.1 La reologia (pag.62)
- 4.2 La viscosità (pag.63)
- 4.3 Reometria (pag.64)
- 4.4 La sperimentazione di laboratorio (pag.67)
 - 4.4.1 Preparazione del materiale (pag.67)
 - 4.4.2 L'attrezzatura sperimentale (pag.67)
 - 4.4.3 Le procedure e il programma sperimentale (pag.69)
 - 4.4.4 Discussione dei risultati sperimentali (pag.76)

CAPITOLO V – Prove edometriche e triassiali

- 5.1 La prova edometrica e la consolidazione secondaria (pag.83)
- 5.2 Effetti della velocità di deformazione sulla compressione unidimensionale (pag.87)
- 5.3 Prove triassiali (pag.94)
 - 5.3.1 Prove di creep triassiali (pag.94)
 - 5.3.2 Effetti della velocità di deformazione (pag.95)

CAPITOLO VI – Sperimentazione sulle argille di Masseria Marino

- 6.1 Il programma sperimentale (pag.98)
 - 6.1.1 I materiali investigati (pag.98)
 - 6.1.2 Prove eseguite e procedure sperimentali (pag.99)
 - 6.1.2.1 Prove non drenate (pag.99)
 - 6.1.3 strumentazione di laboratorio e prove eseguite (pag.100)
- 6.2 Discussione dei risultati sperimentali (pag.109)
 - 6.2.1 Dipendenza dalla velocità di deformazione (pag.109)
 - 6.2.1.1 La misura delle pressioni neutre nelle prove triassiali (pag.112)
 - 6.2.1.1.1 Le simulazioni numeriche (pag.113)
 - 6.2.1.1.1.1 Il modello costitutivo per i terreni (pag.133)
 - 6.2.1.1.1.2 Definizione della geometria e del problema dell'interazione terreno-piastra (pag.114)
 - 6.2.1.1.1.3 Le procedure di prova e i parametri del materiale (pag.114)
 - 6.2.1.1.1.4 I risultati delle analisi numeriche (pag.116)
 - 6.2.2 Le prove di creep (pag.119)

CAPITOLO VII – Interpretazione del comportamento tempo-dipendente dell'argilla di masseria Marino: simulazioni numeriche delle prove sperimentali

- 7.1 I modelli costitutivi utilizzati nelle simulazioni (pag.124)
 - 7.1.1 Il modello Mohr Coulomb (pag.125)

- 7.1.2 Il modello Soft Soil (pag.126)
- 7.1.3 Il modello Soft Soil Creep (pag.128)
 - 7.1.3.1 Formulazione unidimensionale 1D (pag.128)
 - 7.1.3.2 I parametri τ_c e ε_c (pag.130)
 - 7.1.3.3 Legge differenziale per il creep in condizioni unidimensionali (pag.132)
 - 7.1.3.4 Formulazione del modello tridimensionale (pag.135)
 - 7.1.3.5 Formulazione delle deformazioni elastiche 3D (pag.138)
- 7.2 Le analisi numeriche (pag.140)
 - 7.2.1 Le caratteristiche dei materiali (pag.140)
 - 7.2.2 Le prove eseguite a gradini di velocità (pag.141)
 - 7.2.3 I risultati delle simulazioni numeriche (pag.143)
 - 7.2.3.1 Le prove di rilassamento e le prove consolidate anisotropicamente (pag.147)
 - 7.2.3.2 La prova di creep non drenato (pag.150)

CAPITOLO VIII – La colata di Masseria Marino: analisi del meccanismo di frana con un codice di calcolo agli elementi finiti

- 8.1 Geometria del problema (pag.154)
- 8.2 I modelli costitutivi utilizzati nelle simulazioni (pag.156)
- 8.3 Parametri meccanici utilizzati nelle simulazioni (pag.157)
 - 8.3.1 Formazione di base e corpo di frana (pag.158)
 - 8.3.2 La superficie di scorrimento e la zona di taglio (pag.159)
 - 8.3.2.1 L'angolo di attrito residuo mobilitato lungo la superficie di scorrimento (pag.159)
 - 8.3.2.2 Caratterizzazione meccanica della zona di taglio (pag.161)
 - 8.3.3 La caratterizzazione idraulica (pag.163)
- 8.4 Condizioni iniziali (pag.164)
 - 8.4.1 Inizializzazione del modello numerico del pendio (pag.164)
 - 8.4.2 Condizioni idrauliche al contorno iniziali (pag.164)
- 8.5 Le analisi numeriche (pag.165)
 - 8.5.1 Variazione delle condizioni idrauliche al contorno (pag.166)
 - 8.5.2 Le analisi accoppiate idro-meccaniche con il PLAXIS2D (pag.169)
- 8.6 I risultati delle analisi numeriche (pag.170)
 - 8.6.1 le analisi di stabilità (pag.180)
 - 8.6.1.1 La procedura *Phi c reduction* del PLAXIS2D (pag.180)
 - 8.6.1.2 I risultati delle analisi di stabilità (pag.181)

CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA

INTRODUZIONE

Le colate di argilla si caratterizzano per la loro spiccata proprietà di mutare nel tempo, nel corso della loro vita, talvolta multisentennaria, in funzione della consistenza del terreno che costituisce il corpo di frana.

All'atto della riattivazione il terreno è di solito molto molle a causa delle trasformazioni fisico-chimiche subite: il materiale dislocato dai primi movimenti subisce una forte decompressione, soprattutto in termini di riduzione delle tensioni orizzontali; la successiva esposizione alle piogge (e dunque ad acqua non salina) produce rigonfiamento meccanico ed osmotico, e quindi rammollimento. In questa fase il moto è caratterizzato da deformazioni e profili di velocità tipici dei fluidi viscosi. A causa della sua compressibilità il terreno si sposta con sensibili deformazioni interne, anche lungo l'asse longitudinale della frana, dando vita alla presenza simultanea di zone di estensione e di compressione. Considerata la velocità di spostamento piuttosto elevata, tipica di questa fase, è verosimile che gli spostamenti differenziali diano luogo ad una modifica non drenata dello stato tensio-deformativo interno al corpo di frana.

Col tempo il terreno consolida, smaltendo le sovrappressioni neutre generate dal caricamento non drenato delle fasi di riattivazione, il corpo di frana 'rallenta' ed il meccanismo assume le caratteristiche di uno scorrimento traslazionale, con velocità dell'ordine del m/anno o addirittura del cm/anno. Le deformazioni interne del corpo di frana sono modeste ed avvengono verosimilmente in condizioni drenate.

Dagli anni '80 l'allora Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra, poi Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica ed Ambientale dell'Università di Napoli Federico II si è interessato allo studio delle colate di argilla, le quali sono molto diffuse nei terreni a struttura complessa dell'Appennino meridionale.

In particolare, nel 1991 iniziò il monitoraggio di tre siti nell'Alta Valle del Basento (Pz), sulla base di un precedente studio di Iaccarino (1991) che aveva permesso di riconoscere su un'area di 70 Km² circa 400 frane, di cui il 95% era di tipo colata. Le tre frane sotto osservazione (in località Masseria Marino, Acqua di Luca e Masseria De Nicola) presentano morfologie e velocità di spostamento piuttosto diverse, dipendenti, evidentemente dall'estensione e dall'attività della zona di alimentazione nonché dalla litologia dei terreni coinvolti. Tutte però si sviluppano nella formazione delle Argille Varicolori, costituita da banchi argillitici compatti e consistenti con intercalazioni di calcari in blocchi ed in strati di spessore che usualmente non superano i 30 cm. Solo una parte minoritaria delle suddette colate coinvolge altre formazioni, comunque con una forte presenza di argilla.

L'obiettivo del presente lavoro è l'analisi del comportamento meccanico della colata di Masseria Marino, per la comprensione dell'evoluzione del movimento in tutte le sue fasi di attività.

I dati, numerosi, di cui si dispone circa il regime di pressioni neutre e gli spostamenti della frana, mostrano che nonostante il lungo monitoraggio svolto in sito, l'evoluzione dei cinematismi, soprattutto nelle fasi veloci dei fenomeni di riattivazione, lascia ancora adito ad interpretazioni diverse.

Complementare, dunque, all'analisi dei dati del monitoraggio, è sembrata opportuna un'elaborazione numerica degli stessi, attraverso la riproduzione della colata di Masseria Marino con un codice di calcolo agli elementi finiti. L'obiettivo delle simulazioni è riprodurre, ricreando nel modello la reale geometria del pendio, le pressioni neutre indotte dall'infiltrazione a partire dalle registrazioni pluviometriche del sito, ed analizzare il meccanismo di frana.

Nella costruzione del modello numerico risulta di fondamentale importanza l'assegnazione di un'opportuna legge costitutiva ai terreni del corpo di colata. Per indagare, in via preliminare, quale fosse il modello costitutivo adeguato a rappresentare il comportamento del materiale nel problema in studio, è stata svolta una sperimentazione di laboratorio sulle argille di Masseria Marino.

La prima parte del programma sperimentale è consistita in una serie di prove in reometro, svolte sul materiale prelevato in sito e artificialmente ricostituito, presso il Laboratorio di Ingegneria Chimica della Seconda Università di Napoli. Lo studio reologico dell'Argilla Varicolore di Masseria Marino, intrapreso in questa sede, è da intendere finalizzato all'investigazione del comportamento deformativo del materiale sollecitato a sforzi di taglio. I cinematismi della colata in studio sono lontani dallo schema di blocco rigido che scorre lungo una superficie di taglio, in quanto il corpo della frana si muove, almeno nelle fasi prossime e immediatamente successive alla riattivazione, mostrando importanti deformazioni interne, che rendono il moto simile al flusso di un fluido di alta viscosità. Effettivamente, la consistenza molle dei terreni, che negli anni sono stati sottoposti a processi di rammollimento e rigonfiamento, meccanico ed osmotico, suggerisce di portare in conto nell'analisi del fenomeno la viscosità dei materiali, ed eventualmente, di considerare la possibilità di utilizzare un modello reologico ad hoc per l'interpretazione del meccanismo di colata.

La seconda parte della sperimentazione è stata svolta presso il Laboratorio di Ingegneria Geotecnica del DIGA, ed ha previsto l'esecuzione di prove di compressione triassiale, condotte in cella Bishop-Wesley. Sul materiale ricostituito artificialmente in laboratorio sono stati condotti quattro tipi di prove: di compressione triassiale non drenate, eseguite a gradini di velocità, con fasi di consolidazione sia isotropa sia anisotropa; prove triassiali di creep non drenato; prove triassiali di rilassamento non drenato.

L'articolazione e la scelta della tipologia di prove ha seguito uno schema 'classico' in tema di comportamento tempo-dipendente di un'argilla: analisi della sensitività, a velocità di deformazione imposta in un processo di carico (prove a gradini di velocità), studio delle soglie di scorrimento viscoso e dei cedimenti differiti nel tempo (prove di creep), valutazione del decadimento tensionale sotto stati di deformazione costanti (prove di rilassamento)

A differenza delle prove reologiche, la sperimentazione in cella triassiale consente di avere un controllo maggiore sulle condizioni di prova (stato di confinamento, pressioni neutre

all'interno del campione etc.) e di investigare il comportamento del materiale anche per contenuti d'acqua inferiori al limite di liquido.

Infine, sono state eseguite le simulazioni numeriche con il codice di calcolo commerciale Plaxis2D del problema al finito esaminato. Nel programma è stato riprodotto il reale profilo della frana di Masseria Marino, ed ai terreni del corpo della colata sono stati attribuiti tre differenti modelli costitutivi: il primo elastico-perfettamente plastico (*Mohr Coulomb model*), scelto per la semplicità della legge costitutiva; il secondo elastico non lineare-plastico con incrudimento isotropo (*Soft Soil model*), più realistico nell'interpretazione del comportamento tensio-deformativo di un terreno molle, come quello coinvolto nel processo di colata, ed il terzo, infine, elasto-viscoplastico (*Soft Soil Creep model*) capace di portare in conto anche il parametro di tempo e la viscosità, che in questo tipo di fenomeni, caratterizzati da riattivazioni intermittenti e lunghi periodi di attività (dell'ordine delle decine o centinaia di anni), potrebbero essere tutt'altro che trascurabili.

CAPITOLO I

Caratteristiche delle colate di argilla

Nella classificazione di Varnes (1978) dei fenomeni franosi, le colate sono definite come movimenti di versante in cui la massa instabile si muove con deformazioni interne e spostamenti al contorno simili a quelli dei fluidi viscosi, inoltre, spesso esiste ed è ben definita una superficie di scorrimento che separa il volume in movimento da quello stabile.

Cruden (1993), sostanzialmente, riprende la definizione di Varnes, in particolare ritorna sulla peculiarità delle colate circa la distribuzione delle velocità all'interno del corpo di frana, tipica di un fluido viscoso, ma introduce la possibilità che anziché una ben delineata superficie di taglio, sia una “sottile” zona caratterizzata da intense deformazioni distorsionali a separare la massa instabile dal pendio stabile.

Il termine “colata”, dunque, include un'ampia categoria di movimenti franosi che presentano caratteristiche simili ma non sempre coincidenti; la varietà dei terreni e delle situazioni che si possono presentare in natura e la complessità dei movimenti danno luogo ad una notevole confusione ed incertezza, anche terminologica.

Una pubblicazione di Hungr *et al.* (2001) tenta di fare chiarezza sull'argomento, dividendo le colate in dieci classi, i termini utilizzati sono tre: flowslide, flow, ed avalanche, differenziati poi in base al tipo di materiale coinvolto (**Tabella 1.1**).

Con il termine flowslide vengono indicati tutti quei fenomeni caratterizzati dalla liquefazione del materiale nella zona di alimentazione. Il suffisso flow viene utilizzato per una vasta gamma di movimenti di versante: si spazia dalle colate in materiali granulari asciutti a quelle in materiali granulari saturi, fino alle colate di argilla.

Ed infine, il termine avalanche dovrebbe essere riferito a rigore solo a movimenti di neve e ghiaccio. Tuttavia è comunemente usato per indicare una varietà di colate di materiale granulare, la cui velocità varia da molto rapida ad estremamente rapida.

CAPITOLO I – Caratteristiche delle colate di argilla

All'interno di questa nuova catalogazione, le colate di argilla si inseriscono nella categoria indicata con il suffisso “flow”, e nello specifico vengono classificate come “earthflow”: classe delle colate in materiali argillosi caratterizzate da movimenti intermittenti, da rapidi a molto lenti, lungo superfici di scorrimento evidenti.

Alcuni Autori, tuttavia, continuano a preferire per questa tipologia di movimenti franosi il termine “mudslide” (Hutchinson), per sottolineare che le colate di argilla sono generalmente caratterizzate da scorrimenti piuttosto che da movimenti tipo flusso.

Material	Water Content ¹	Special Condition	Velocity	Name
Silt, Sand, Gravel, Debris (talus)	dry, moist or saturated	- no excess pore-pressure, - limited volume	various	Non-liquefied sand (silt, gravel, debris) flow
Silt, Sand, Debris, Weak rock ²	saturated at rupture surface content	- liquefiable material ³ , - constant water	Ex. Rapid	Sand (silt, debris, rock) flow slide
Sensitive clay	at or above liquid limit	- liquefaction <i>in situ</i> , ³ - constant water content ⁴	Ex. Rapid	Clay flow slide
Peat	saturated	- excess pore-pressure	Slow to very rapid	Peat flow
Clay or Earth	near plastic limit	- slow movements, - plug flow (sliding)	< Rapid	Earth flow
Debris	saturated	- established channel ⁵ , - increased water content ⁴	Ex. Rapid	Debris flow
Mud	at or above liquid limit	-fine-grained debris flow	> Very rapid	Mud flow
Debris	free water present	- flood ⁶	Ex. Rapid	Debris flood
Debris	partly or fully saturated	- no established channel ⁵ , - relatively shallow, steep source	Ex. Rapid	Debris avalanche
Fragmented Rock	various, mainly dry	- intact rock at source, - large volume ⁷	Ex. Rapid	Rock avalanche

Tabella 1.1
Classificazione delle frane da flusso (Hungr et al., 2001)

1.1 Morfologia delle colate di argilla

La peculiarità delle colate di argilla, dunque, da ciò che si evince anche dai diversi tentativi di classificazione terminologica, è quella di presentare all'interno del corpo di frana deformazioni e distribuzioni di velocità di spostamento tipiche dei fluidi viscosi. Le superfici di scorrimento nella massa che si muove non sono generalmente visibili, mentre il limite tra corpo di frana e materiale in posto può essere costituito da una superficie netta di movimento differenziale (c'è una discontinuità di prima specie nel profilo delle velocità), oppure una zona di deformazioni plastiche di taglio intense ma comunque distribuite con continuità. Il movimento varia da estremamente rapido ad estremamente lento, e comunque le velocità dipendono strettamente dall'evoluzione morfologica del corpo di frana. Altra caratteristica tipica delle colate d'argilla è che il movimento può procedere in maniera discontinua, alternando periodi di stasi ad avanzamenti di entità più o meno elevata.

In genere, queste colate, presentano una caratteristica forma a “clessidra” (**Figura 1.1**), in quanto è possibile distinguere:

-la zona di alimentazione (source area), che può essere costituita da uno scorrimento rotazionale o traslazionale;

-il canale di frana (main track), generalmente piano o leggermente concavo, il quale può essere affiancato da una serie di altri canali attraverso i quali il materiale scorre o fluisce dalla zona di alimentazione a quella di accumulo;

-la zona di accumulo (depositional area), costituita da una o più lingue di materiale provenienti dal canale; il profilo di tale zona si divide in due parti, una superiore quasi pianeggiante ed una inferiore convessa (piede della colata) che ha, rispetto alla prima, una acclività maggiore.

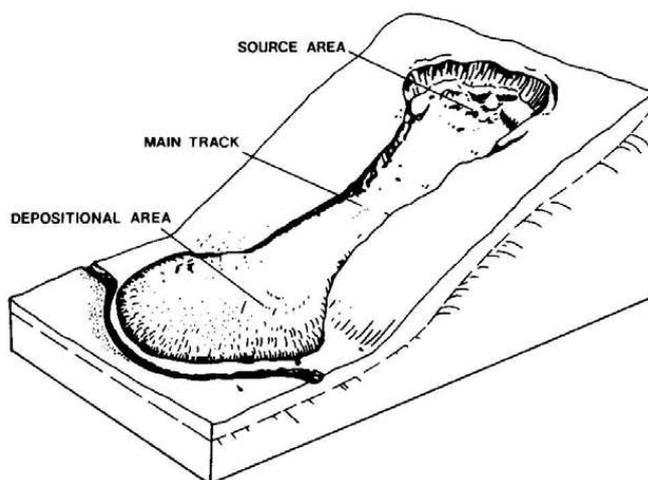


Figura 1.1
Schema di una colata di argilla

Le colate possono essere descritte geometricamente attraverso alcune dimensioni caratteristiche:

- la lunghezza del canale **L**, che comprende la zona di alimentazione e quella di accumulo;
- la larghezza media del canale **B**;
- l'inclinazione media β della superficie della colata;
- lo spessore **s** del canale della colata.

In realtà, lo schema proposto è solo esemplificativo delle modalità con cui una colata di argilla può manifestarsi e le situazioni reali possono essere più complesse. Per esempio, il movimento franoso può presentarsi come costituito da più colate contigue, oppure, essere addirittura di difficile individuazione nei pendii caratterizzati da una morfologia sostanzialmente uniforme

1.2 I terreni del corpo di frana.

Le colate di argilla sono fenomeni franosi molto diffusi nell'Appennino meridionale italiano. Le formazioni in cui più frequentemente si sviluppano sono costituite, prevalentemente, da argilliti, marne e terreni del flysch, cioè da materiali argillosi più o meno sovraconsolidati, fessurati o diagenizzati con inclusioni lapidee. In letteratura, però, non mancano casi in cui le colate si sviluppano in formazioni di argilla consistente, litologicamente omogenee e poco fessurate (come, per esempio, le argille di Londra).

Sulla base delle descrizioni riportate in letteratura, sembra che in terreni argillosi consistenti, i materiali coinvolti nel movimento abbiano caratteri molto simili da un punto di vista macroscopico. In genere, sono descritti come costituiti da elementi più o meno alterati e ammorbiditi, i cosiddetti litorelitti, provenienti dalla formazione originaria ed una matrice argillosa satura di consistenza medio-bassa, che li contiene.

Tale struttura risulta da fenomeni di alterazione fisico meccanica che precedono, e spesso seguono, il verificarsi del collasso.

Per effetto dei processi di ammorbidimento e di grossi spostamenti, le argilliti che costituiscono le formazioni in cui si sviluppano questi movimenti franosi sono soggette ad una modifica del loro stato fisico nonché delle loro proprietà meccaniche, i terreni in colata sono dunque costituiti da elementi di forma e dimensioni irregolari provenienti dalla formazione originaria immersi in una matrice argillosa ammorbidita spesso caratterizzata da porosità molto elevate. Superfici di scorrimento, fessure ed eventualmente elementi lapidei di diversa natura caratterizzano la configurazione di questi terreni alla scala della mesostruttura.

1.3 Caratteristiche del movimento.

L'analisi di una colata non può prescindere dallo studio dei suoi caratteri cinematici, quindi dalla conoscenza della velocità di avanzamento, delle sue variazioni, nello spazio e nel tempo, nonché dei fattori che la influenzano (geometria della colata, parametri reologici e di resistenza dei materiali costituenti il corpo di frana, distribuzione delle pressioni neutre).

Il movimento di una colata è notevolmente variabile, nel tempo e nello spazio in particolare. Nel tempo perché la frana attraversa diverse fasi di attività: Guida e Iaccarino (1991) propongono un modello evolutivo, basato sull'osservazione di centinaia di colate della Valle del Basento, che individua quattro fasi, differenziate sulla base di elementi morfologici caratteristici, ai quali corrispondono differenti velocità di spostamento (**Figura 1.2**)

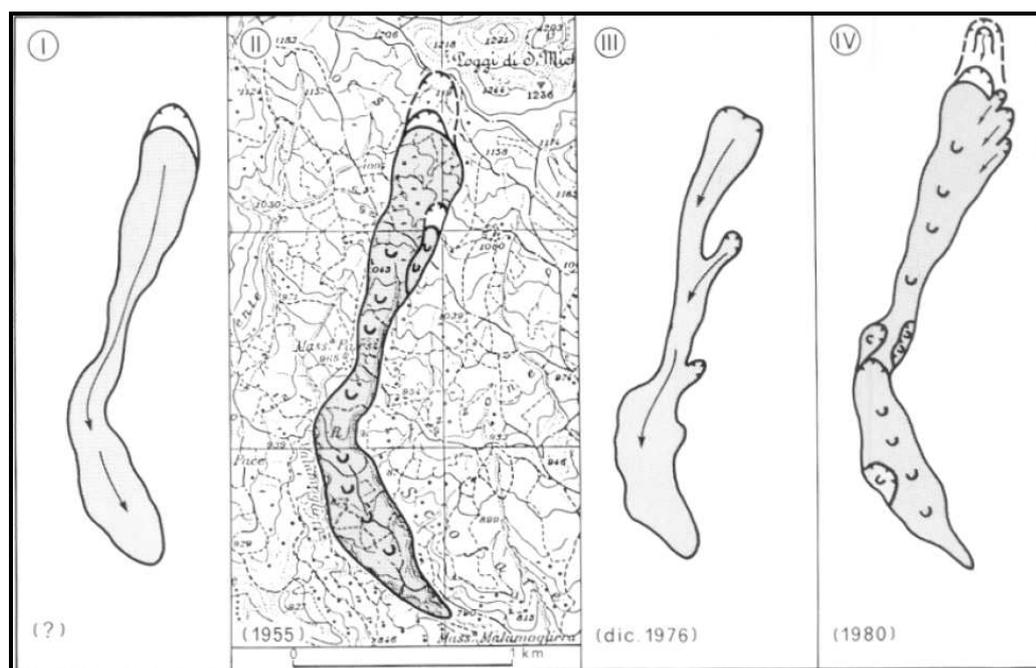


Figura 1.2
Fasi evolutive di una frana per colata (Guida e Iaccarino, 1991)

- **fase I**: collasso e flusso di detriti di frana con velocità comprese tra molto rapide e rapide (secondo la classificazione di Varnes, 1978); le condizioni di equilibrio del pendio subiscono una brusca variazione dovuta ad una modifica dello stato tensionale totale e/o ad una variazione delle pressioni neutre;
- **fase II**: il detrito di frana si muove in un canale con sagoma morfologica definita, con velocità da moderate a lente (Varnes, 1978); la variazione dello stato tensionale evolve verso una condizione di equilibrio;
- **fase III**: si osserva una deformazione diffusa della massa in frana con ondulazioni tipiche del piano campagna; la velocità varia da lenta a estremamente lenta (Varnes, 1978); le variazioni di stato tensionale sono minime, fino a raggiungere una fase di equilibrio drenato, la velocità è controllata da modifiche delle pressioni neutre dovute ad oscillazioni dei livelli di falda;
- **fase IV**: vi è assenza di deformazioni macroscopiche, la superficie topografica si è quasi regolarizzata; le velocità possono non essere del tutto nulle a causa di temporanee oscillazioni delle pressioni neutre o a fenomeni di creep.

Spesso, nell'ambito di un'unica frana di grosse dimensioni, prima che l'intero ciclo sia completato, nuove riattivazioni possono coinvolgere solo una parte del corpo di frana.

Come già anticipato, anche le distribuzioni spaziali delle velocità, all'interno del corpo di frana, possono essere assai variabili; nelle tre le direzioni, longitudinale, trasversale e verticale.

La distribuzione della velocità con la profondità è funzione del meccanismo di frana, della morfologia del pendio e delle velocità massime raggiunte dal corpo di frana, che in qualche modo sono indicative della quantità di terreno plasticizzato all'interno del corpo di frana.

Tuttavia, nella maggior parte dei casi riportati in letteratura, i profili inclinometrici indicano, accanto ad eventuali deformazioni del corpo di frana, la presenza di una superficie di scorrimento alla base della massa in movimento.

1.4 La zona di taglio

Le colate di argilla sono sempre caratterizzate dalle presenza di una zona di intense deformazioni di taglio, la “zona di taglio” appunto, che si trova alla base del corpo di frana, e al cui interno sono presenti una o più superfici di scorrimento.

La formazione di questa zona di taglio è da ascrivere alle successive riattivazioni della frana dovute a fenomeni di natura diversa.

Nel corso delle successive riattivazioni, infatti, si possono generare superfici di taglio distinte e limitrofe, che nel loro insieme costituiscono la zona di taglio.

Inoltre bisogna ricordare che tutte le frane di colata sono originate dal flusso del materiale franato sul pendio originale, per cui inglobano l'humus esistente e talvolta lo erodono, arricchendosi di nuovo materiale. Secondo questo meccanismo la superficie di scorrimento si sposterebbe sempre più in profondità, determinando la morfologia concava del canale di flusso.

Le intense deformazioni distorsionali subite dal terreno nella zona di taglio, distruggono la struttura legata agli effetti della sovraconsolidazione (prova ne è il valore del grado di preconsolidazione molto basso a dispetto dei valori elevati che si rilevano nei sottostanti terreni stabili), e ne causano l'ammorbidimento, sottolineato dal picco di contenuto d'acqua, documentato da varie indagini raccolte in letteratura (**Figura 1.3**).

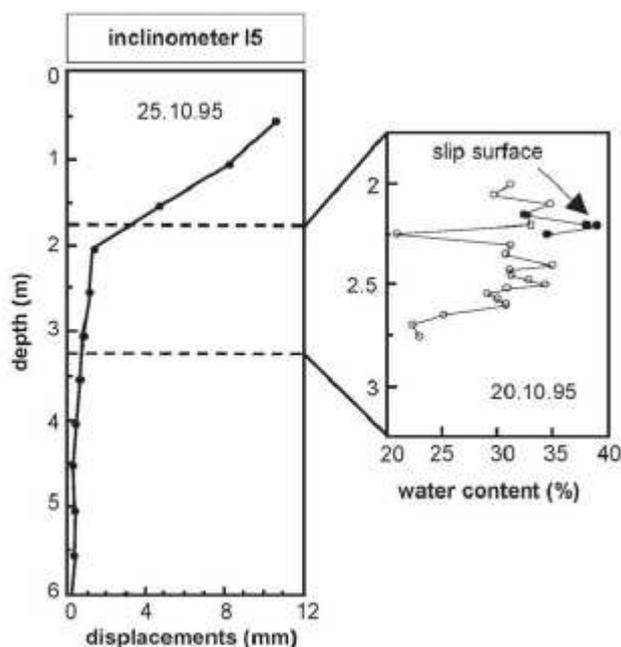


Figura 1.3

Profilo inclinometrico di una sezione in frana con indicazione del picco di contenuto d'acqua in corrispondenza della zona di taglio. (Picarelli, Urciuoli, Ramondini, Comegna, 2005)

1.5 Le colate dell'Alta Valle del Basento

Il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II (attuale DIGA) si è interessato allo studio delle colate di argilla fin dagli anni '80; in particolare, nel 1990 iniziò il monitoraggio di tre siti nell'Alta Valle del Basento (Pz), sulla base di un precedente studio di Iaccarino che aveva permesso di riconoscere su un'area di 70 Km², circa 400 frane, di cui il 95% era di tipo colata.

Le tre colate poste sotto osservazione (nei siti Masseria Marino, Acqua di Luca e Masseria De Nicola) presentano morfologie e velocità di spostamento piuttosto diverse e dipendenti, evidentemente, dall'estensione e dall'attività dell'area di alimentazione, nonché dalla litologia dei terreni coinvolti. Tutte, però, si sviluppano nella formazione delle Argille Varicolori, costituita da banchi argillitici compatti e consistenti con intercalazioni di calcari in blocchi ed in strati che usualmente non superano i 30 cm.

Nel capitolo seguente verranno riportati i risultati del monitoraggio della colata di Masseria Marino, che negli anni è risultata essere la più 'attiva' (nei circa 15 anni di osservazione la frana ha attraversato più volte le 4 fasi di attività individuate da Guida e Iaccarino).

CAPITOLO II

La colata di Masseria Marino

La colata di Masseria Marino è situata in destra del fiume Basento, circa 3 Km a Nord dell'abitato di Brindisi di Montagna (Pz).

Dal 1991 al 2004 il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II, ha studiato i meccanismi d'evoluzione di questa frana attraverso una estesa campagna di indagini geotecniche, sia di laboratorio, tese ad analizzare la natura e il comportamento geotecnico dei materiali, sia in sito, con il monitoraggio di spostamenti superficiali e profondi, livelli piezometrici e precipitazioni meteoriche.

Nel capitolo verranno riproposti i risultati di questo lungo monitoraggio e le importanti informazioni che ha consentito di trarre sui caratteri cinematici e morfologici della colata.

La descrizione, sebbene sintetica, dei risultati del monitoraggio svolto a Masseria Marino, che è stato oggetto di numerose pubblicazioni e tesi di Laurea e Dottorato, è fondamentale per la comprensione dei meccanismi evolutivi della colata. Risulta, inoltre, indispensabile per spiegare la scelta di utilizzare la modellazione numerica per lo studio del fenomeno franoso che è oggetto del presente lavoro.

Come anticipato nel capitolo precedente, la peculiarità delle colate di argilla, e, dunque anche della frana di Masseria Marino, è quella di essere in continua evoluzione, morfologica e cinematica, e di attraversare stadi di attività caratterizzati da velocità che variano dai m/giorno, nelle fasi di riattivazione del movimento, ai mm/anno nelle fasi mature. Il monitoraggio risulta uno strumento efficace per la registrazione di spostamenti e pressioni neutre nelle fasi lente del movimento della frana (le fasi C e D individuate nella classificazione di Guida e Iaccarino riportata nel capitolo precedente), ma del tutto inadeguato nelle fasi veloci (A e B), durante le quali le velocità attinte dal corpo di frana danneggiano inevitabilmente gli strumenti.

2.1 Il campo sperimentale e le campagne d'indagine

Il monitoraggio della colata di Masseria Marino iniziò nel 1991 e si protrasse per un periodo di circa 15 anni. Il campo sperimentale fu allestito con una fitta strumentazione (**Figura 2.1**), ed il monitoraggio fu svolto in quattro fasi differenti

Nel luglio 1991 furono effettuate perforazioni di sondaggio a carotaggio continuo (indicate con le sigle da SM1 a SM6), con prelievo di campioni indisturbati, i quali hanno consentito una dettagliata caratterizzazione geotecnica dei materiali (Guerriero, 1995; Comegna, 2005). Nei fori di sondaggio furono installati piezometri Casagrande, tubi inclinometrici e tubi spia. Parte della strumentazione andò fuori uso a seguito dei movimenti della frana, di conseguenza, sembrò necessario integrare la strumentazione esistente. Dunque, in una seconda fase d'indagini (Settembre 1992) furono eseguite nuove perforazioni (da SMI a SMVIII). Anche questa volta i fori di sondaggio furono attrezzati con piezometri Casagrande e tubi inclinometrici.

Nella terza fase (Ottobre 1994) furono eseguite quattro perforazioni, SA, SB, SC, SD, in cui furono collocati piezometri elettrici a corda vibrante ed inclinometri fissi (elettrolivelle) con acquisizione di dati in continuo.

L'ultima fase, risalente al Dicembre 1997, ha riguardato l'installazione di piezometri in corrispondenza della verticale SN, a monte della colata.

Oltre alle campagne d'indagine condotte al fine di individuare le caratteristiche geotecniche ed idrauliche dei terreni coinvolti nel movimento di colata, furono condotti, periodicamente, rilievi topografici, per monitorare il comportamento cinematico della colata.

A tal fine furono ubicati lungo il corpo di frana diversi picchetti, i cui spostamenti nel tempo furono rilevati con tecniche topografiche.

Nella Figura 2.2 sono riportate le planimetrie con l'ubicazione dei picchetti utilizzati nei rilievi. Nel mese di marzo 2007 furono installati nuovi picchetti in corrispondenza della zona inferiore della vecchia area di alimentazione e del canale di frana, perché evidenze morfologiche mostravano la genesi di un nuovo coronamento di frana.

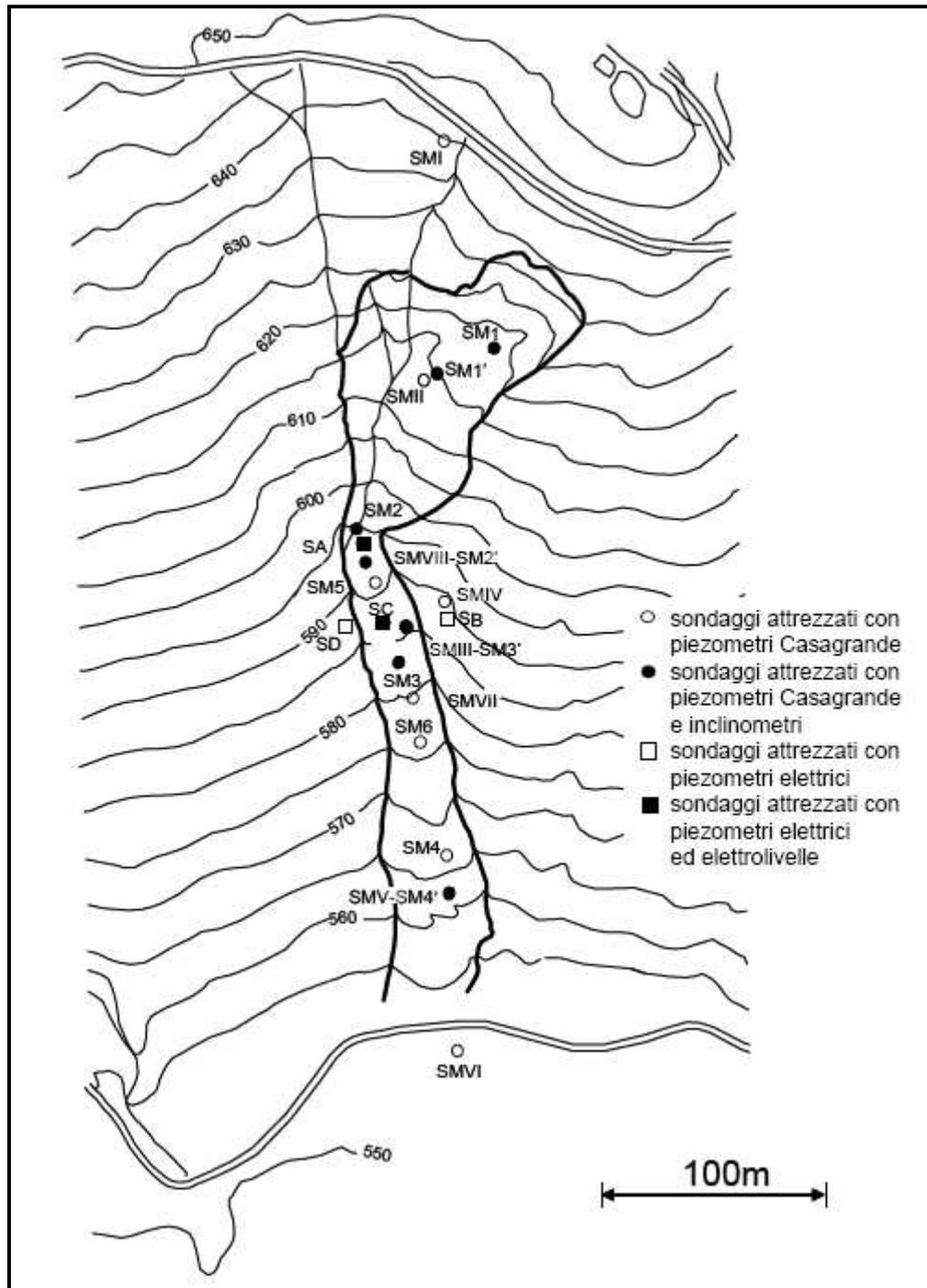


Figura 2.1

Masseria Marino: planimetria e strumentazione installata nelle varie campagne d'indagine che si sono succedute dal 1991 al 2003

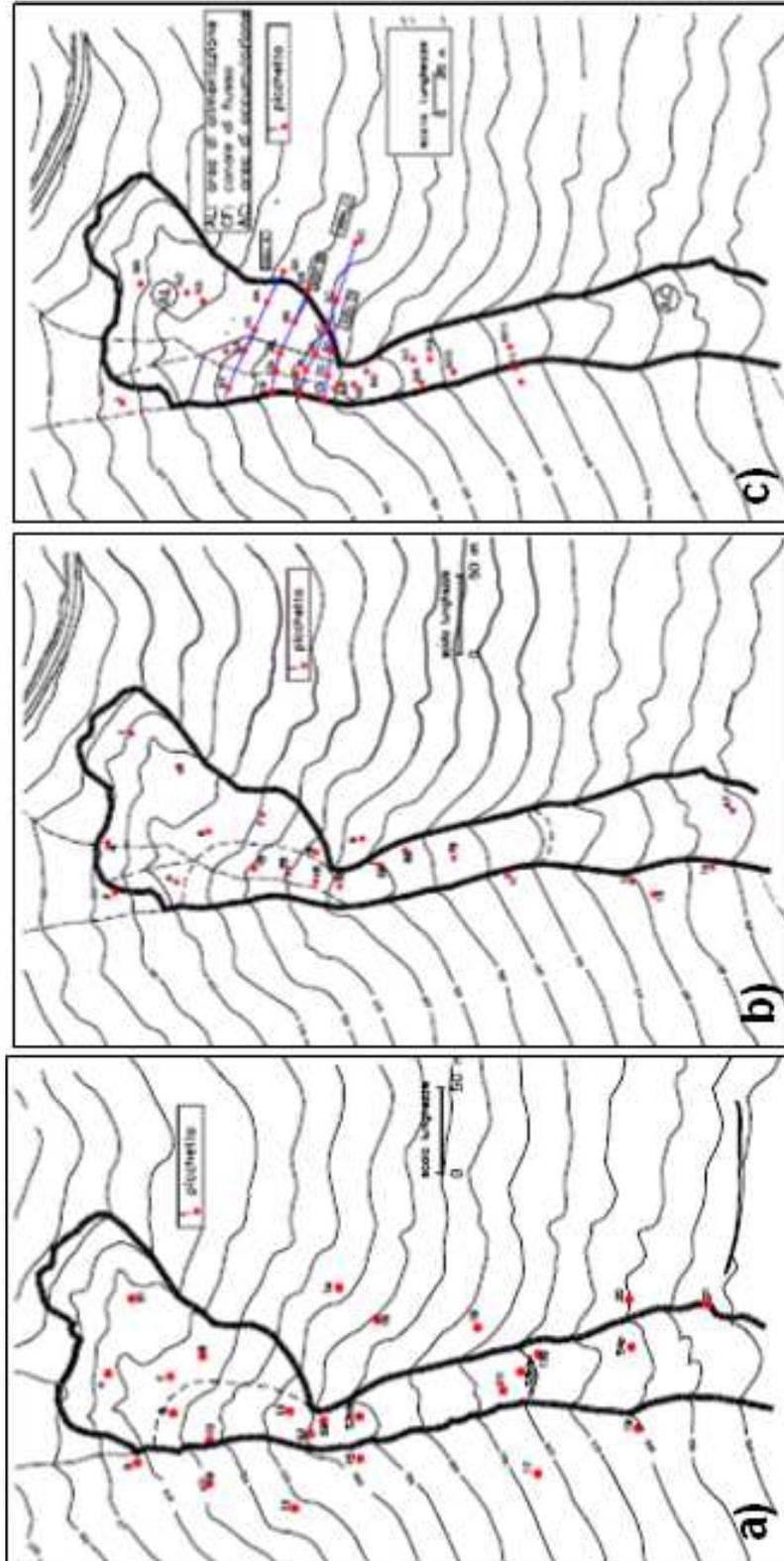


Figura 2.2
Ubicazione topografia dei picchetti installati in sito nelle varie campagne d'indagine: I campagna d'indagine (a), II campagna d'indagine (b), campagna d'indagine Marzo 2003 (c)

2.2 Aspetti geomorfologici

La colata di Masseria Marino ha forma essenzialmente lobata. Il movimento si sviluppa nella formazione delle Argille Varicolori e la parte attiva insiste sulla copertura della stessa formazione di base.

Alla scala della macrostruttura la formazione delle Argille Varicolori è costituita da argilla consistente fratturata e fessurata, con blocchi o strati di calcareniti interposti che non superano lo spessore di 30 cm. Il corpo della frana, come già detto, ha la stessa origine geologica, ma si presenta sostanzialmente ammorbidito e destrutturato; si riconosce una matrice argillosa e litorelitti provenienti dal substrato più stabile. Nella Figura 2.3 si riporta una sezione longitudinale della colata con i diversi strati di terreno presenti.

In sezione, è possibile distinguere l'area di alimentazione (posta ad una quota di circa 630 m s.l.m.m.) che presenta forma ad anfiteatro e spessori massimi di 11m; essa è caratterizzata da un cinematismo del tipo scorrimento rotazionale, che evolve poi in colata nella sottostante zona del canale di frana, che presenta spessori variabili dai 3 ai 4m.

Al disotto della colata è presente uno strato di Argille Varicolori Alterate, poggianti su un substrato di Argille Varicolori in sede che, appunto, non sono interessate da fenomeni di tipo gravitativo.

Nei periodi di massima attività della frana il canale è soggetto a fenomeni di abbassamento probabilmente causati da fenomeni di erosione della sommità della formazione stabile (posta immediatamente al di sotto del corpo della colata) dovuta ai movimenti del materiale (Corominas, 1996). Tali fenomeni mettono a nudo le “lateral shears”, presenti lungo i lati del canale (**Figura 2.4**).

Nella zona di accumulo, a valle, che in genere presenta pendenze piuttosto modeste del piano campagna, il corpo di colata ha coperto le alluvioni del Basento.

L'analisi delle foto aeree, comprendenti un'area più estesa di quella interessata dal movimento franoso attivo, ha consentito di osservare (Guida e Iaccarino, 1991) che la frana attuale si sviluppa all'interno di un vecchio bacino di frana di dimensioni nettamente maggiori. Ciò è testimoniato dalla curvatura dei fusti degli alberi presenti a monte dell'area di alimentazione (**Figura 2.5**).

Nella Tabella 2.1, riportata di seguito, sono riassunte le dimensioni caratteristiche della frana di Masseria Marino:

Estensione planimetrica (m ²)	15000
Quota massima (m s.l.m.m.)	630
Lunghezza totale (m)	400
Lunghezza canale (m)	200
Larghezza media zona di alimentazione (m)	70
Larghezza media canale (m)	30
Spessore zona di alimentazione (m)	8-11
Spessore canale (m)	3-4
Inclinazione media (°)	10,5

Tabella 2.1
Dimensioni caratteristiche della frana di Masseria marino

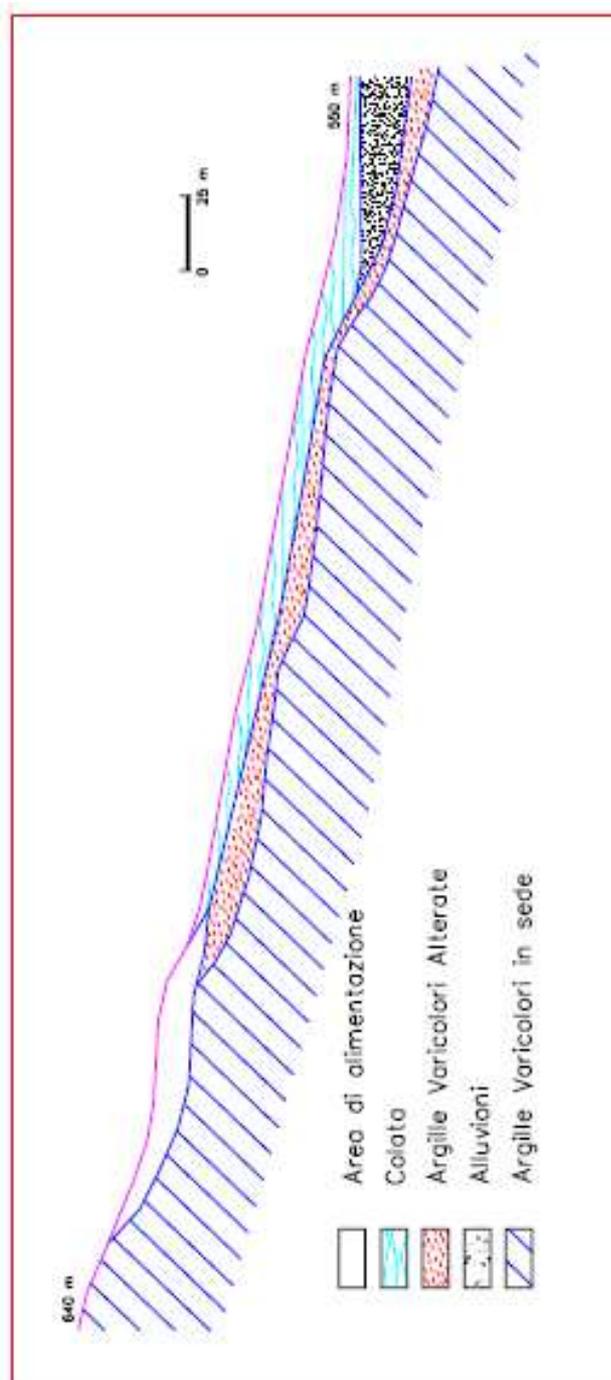


Figura 2.3
Sezione geologica colata Masseria Marino (Ronconi, 2004)



Figura 2.4

Masseria Marino: superfici di taglio laterali (lateral shears) messe a nudo dai fenomeni di abbassamento che caratterizzano il canale (Picarelli et al., 2005)



Figura 2.5

Masseria Marino (Aprile 2004) : evidenze morfologiche di colamento a monte dell'area di alimentazione della frana (Ronconi, 2004)

2.3 I terreni di Masseria Marino

2.3.1. Caratteri generali

I terreni della formazione di base sono descrivibili come argilliti tettonizzate, costituite da piccole scaglie consistenti di argilla, separate da fessure; ad una scala maggiore il terreno è attraversato da discontinuità di taglio di ordine gerarchico superiore, anch'esse dovute ad azioni tettoniche e a fenomeni deformativi di versante. La Figura 2.6 mostra una schematica rappresentazione della mesostruttura, costituita da superfici di taglio principali ('major shears') e secondarie ('minor shears'), queste ultime rappresentate dalle fessure.

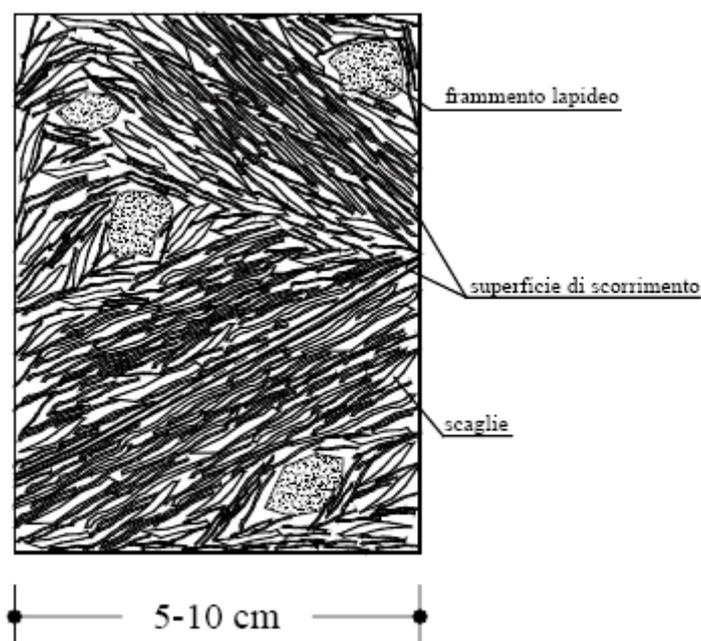


Figura 2.6

Rappresentazione schematica della struttura di un'argillite tettonizzata intensamente fessurata (Comegna, 2005)

Le scaglie sono costituite da aggregati di particelle di argilla, talvolta debolmente cementate e hanno dimensioni da millimetriche a centimetriche. Dispersi all'interno della formazione si rinvencono elementi lapidei sotto forma di strati distorti, blocchi o frammenti.

Il corpo della colata è caratterizzato da un arrangiamento strutturale completamente differente, a causa dei fenomeni deformativi e di ammorbidimento ('softening') indotti dai movimenti. Skempton et al. (1969) e Brunsten (1984) mostrano che le argilliti coinvolte in fenomeni di colata sono costituite da frammenti molto consistenti ed intatti della formazione di base ("litorelitti") immersi in una matrice destrutturata, di consistenza minore, prodotta dall'ammorbidimento delle argilliti. Tale struttura è tipica anche delle colate italiane, che presentano, generalmente, anche inclusioni lapidee.

Vallejo (1989) classifica la struttura dei terreni di colata in base alle percentuali occupate dalla matrice argillosa e dai litorelitti. Così facendo l'Autore distingue tre differenti

configurazioni strutturali: “grain supported fabric”, “grain-matrix supported fabric”, “matrix supported fabric”. Tali configurazioni sono funzione del grado di disgregazione del terreno. Picarelli et al. (1998) sottolineano che la struttura dei terreni di colata dipende da fenomeni quali la destrutturazione ed il rammollimento (softening) causati dal rilascio tensionale che si manifesta sia prima che dopo la rottura. Per le argilliti di origine marina il rammollimento potrebbe esser favorito dall’infiltrazione di acqua piovana che apporterebbe un cambiamento delle caratteristiche del liquido interstiziale naturale.

In Figura 2.7 è riportata una schematica rappresentazione del materiale di colata: la matrice argillosa ammorbidita include litorelitti e piccoli frammenti lapidei; inoltre il terreno è attraversato da superfici di taglio e fratture aperte.

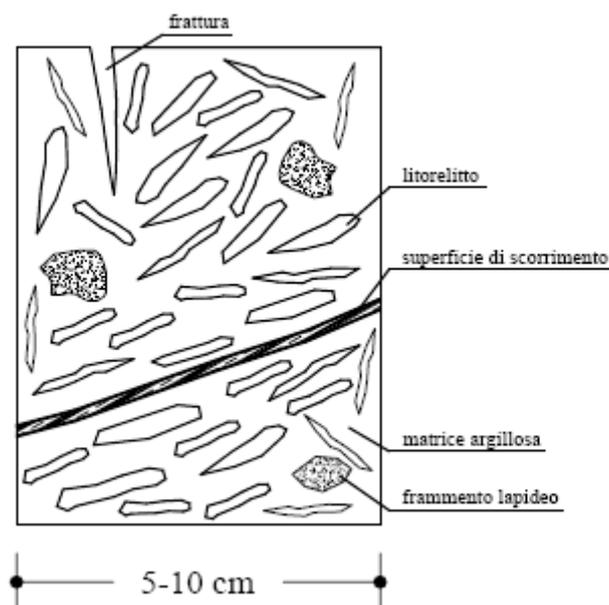


Figura 2.7

Rappresentazione schematica della struttura del corpo di colata in argilliti tettonizzate intensamente fessurate (Comegna, 2005)

Alla base del corpo di frana è presente una zona di taglio, avente spessore fino a 1m, costituita da materiale ammorbidito avente consistenza inferiore rispetto al corpo di colata sovrastante, a causa di processi di degradazione meccanica ancora più intensi, favoriti dalle deformazioni di taglio che si sviluppano alla base della colata.

2.3.2 Le proprietà indice e di stato

Da quanto si rileva dalla letteratura scientifica (Guerriero, 1995; Comegna, 2005) che ha investigato le caratteristiche dei terreni di Masseria Marino, le proprietà indice presentano valori che non sembrano dipendere dalla zona di prelievo. Le differenze riscontrate, infatti, rientrano nella normale variabilità delle formazioni interessate, presentando un valore medio del limite liquido $W_L=0,51$ e del limite plastico $W_P=0,23$ (Guerriero, 1995). L’inserimento di tali valori nella Carta di Plasticità di Casagrande consente di definire tali terreni come argille inorganiche di media-alta plasticità (**Figura 2.8**).

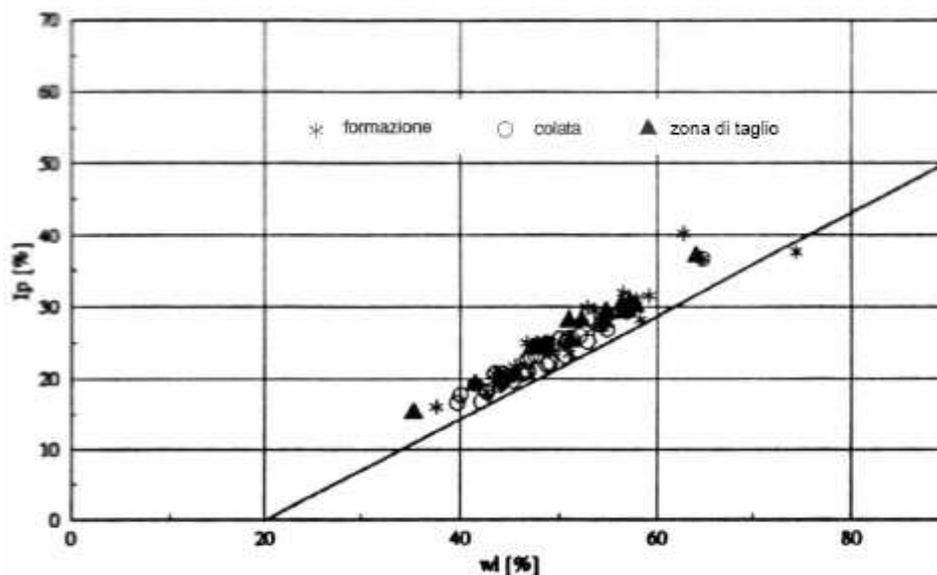


Figura 2.8
 Carta di Casagrande delle argille di Masseria Marino (Guerriero, 1995)

I fusi granulometrici riportati nelle Figure 2.9 e 2.10, mostrano che la zona di taglio presenta una percentuale di argilla leggermente superiore, mentre il corpo della colata è più eterogeneo, con una percentuale di argilla minore. Per il resto non si riscontrano differenze sostanziali per le diverse zone di provenienza.

Rispetto alle proprietà indice, le proprietà di stato sono molto più influenzate dal punto di prelievo dei terreni. I valori del contenuto d’acqua (Comegna, 2005) ne rappresentano un evidente riscontro (**Tabella 2.2**). La resistenza misurata direttamente in sito con il penetrometro tascabile ha un valore medio di 129 kPa all’interno del corpo di frana, di 88 kPa nella zona di taglio, e di 281 nella formazione di base. Riprendendo la ‘classifica di cantiere delle terre’ dell’A.G.I. (1977), tali risultati consentono di definire il corpo di frana come un terreno “consistente”, la zona di taglio come un terreno “moderatamente consistente” e la formazione in sede come un terreno “molto consistente”. Tali risultati sono in accordo con quelli di Guerriero (1995), che rileva un minimo di consistenza nel passaggio dal corpo di frana alla zona di taglio. Una conferma di tale caratteristica è fornita dalle determinazioni di contenuto d’acqua eseguite in laboratorio (Comegna, 2005): la zona di taglio presenta un valore medio w_0 maggiore sia rispetto al corpo di colata che alla formazione in sede.

	contenuto d'acqua				porosità			penetrometro tascabile		
	w_{med} GLOBALE	w_{med} MATRICE	n° dati	s	n_{med}^{\pm}	n° dati	s	$P \cdot P_{med}$ [kPa]	n° dati	s [kPa]
Corpo di colata	0.18	0.23	16	0.03	0.37	17	0.07	129	16	1.63
Zona di taglio	0.22	0.25	25	0.03	0.40	25	0.07	88	16	1.87
Formazione in sede	0.15	-	10	0.01	0.29	11	0.08	281	16	14.57

Tabella 2.2
 Contenuto naturale d’acqua, porosità e resistenza misurata col penetrometro tascabile (Comegna, 2005)

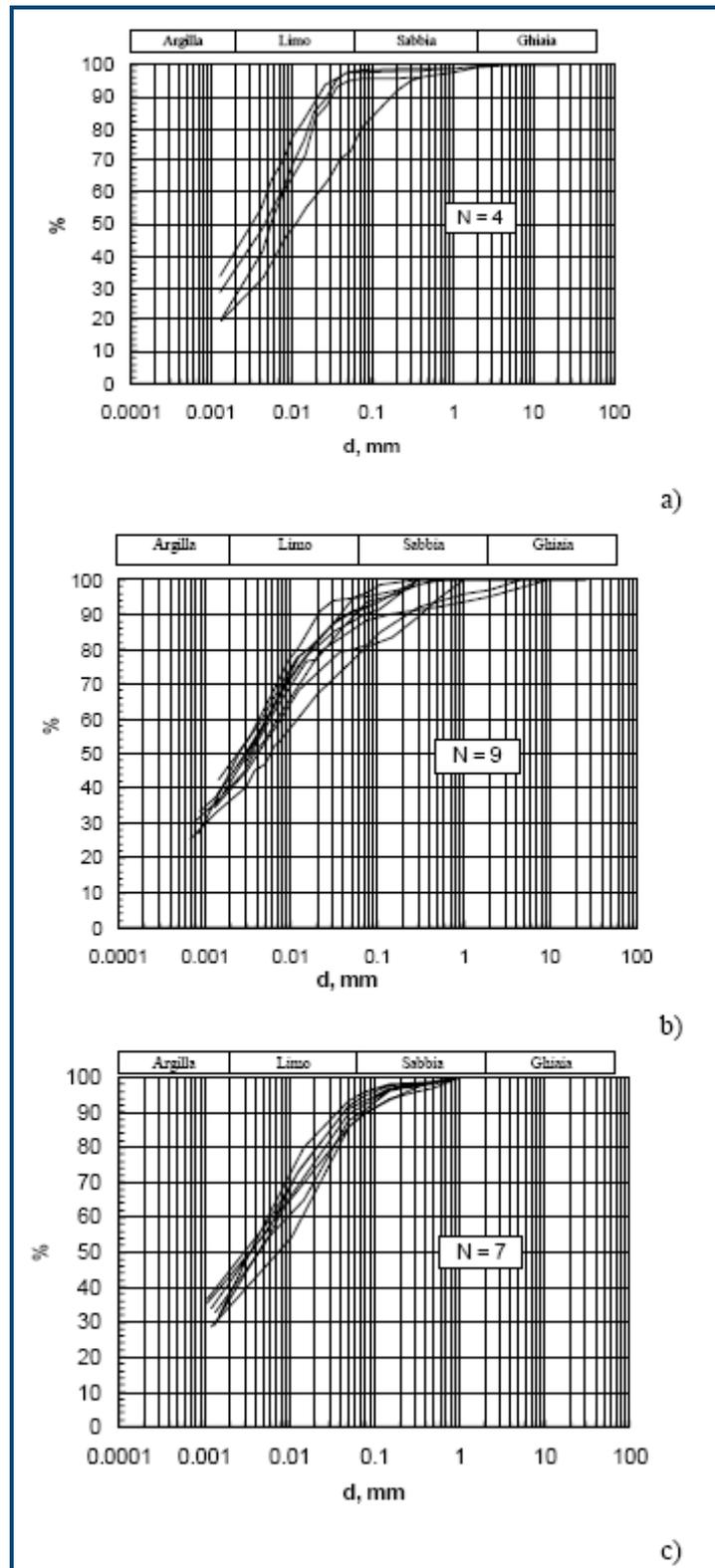


Figura 2.9
Risultati delle analisi granulometriche : corpo di frana (a), zona di taglio (b) e formazione in sede (c).
(Comegna, 2005)

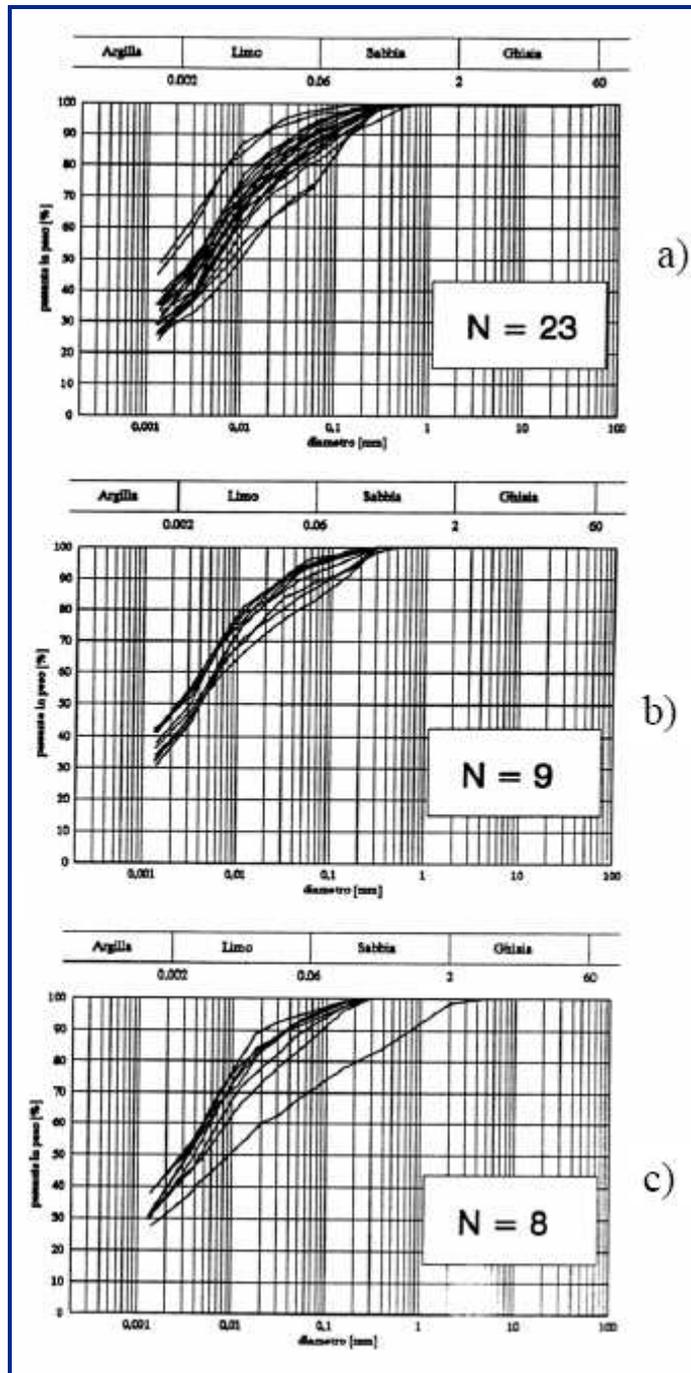


Figura 2.10
Risultati delle analisi granulometriche : corpo di frana (a), zona di taglio (b) e formazione in sede(c).
(Guerriero, 1995)

2.3.3 Le caratteristiche idrauliche e meccaniche

Nel corso delle campagne d'indagine eseguite in sito durante il periodo del monitoraggio, furono condotti prelievi di campioni per l'esecuzione di un'approfondita caratterizzazione meccanica ed idraulica dei terreni di Masseria Marino.

I risultati delle sperimentazioni condotte in laboratorio (Guerriero, 1995; Comegna, 2005) ed in sito (Urciuoli, 1995) non saranno però introdotti in questa sezione, ma nel capitolo relativo alla costruzione del modello numerico della colata nel codice di calcolo FEM. In quella sede verranno dettagliatamente descritti tutti i parametri materiali caratteristici dei terreni.

2.4 Il regime delle acque sotterranee e i cinematismi della colata

Le numerose misure piezometriche, disponibili grazie alla fitta rete di piezometri installati nel corpo di frana di Masseria Marino (**Figure da 2.11 a 2.26**), hanno consentito una conoscenza approfondita del regime delle pressioni neutre e del rapporto tra queste e i cinematismi della colata.

Le fluttuazioni medie annue del livello di falda all'interno del corpo di frana sono di 2-3 metri: tale variazione è abbastanza significativa se si pensa che lo spessore medio del corpo di frana all'interno del canale è piuttosto modesto (3-4 m). Le celle poste all'interno della formazione in sede registrano fluttuazioni meno marcate.

La ricostruzione della rete idrodinamica ha mostrato nel periodo invernale compreso tra il 1992 ed il 1993 un'importante componente del flusso idraulico verso il basso (Giusti et al., 1996) come mostrato in Figura 2.27. Ad una conclusione del genere, peraltro, conducono le misure di pressione neutra eseguite nelle medesime verticali ma a profondità differenti (ci si riferisce ai piezometri installati nelle verticali SM4, SMIV e SMVI): in molti casi le quote piezometriche relative alle profondità di presa maggiori, che sono tali da raggiungere la formazione intatta delle Argille Varicolori, sono inferiori a quelle relative alle prese più superficiali che si attestano, invece, nei terreni rimaneggiati del corpo di colata. La spiegazione di questo flusso idraulico a componente verticale potrebbe essere la presenza di un gradiente osmotico tra i terreni di colata posti a differente profondità. Infatti, le Argille Varicolori della Valle del Basento sono terreni di origine marina, e dunque, il fluido di porosità, in tempi remoti, era ricco di sali minerali disciolti. Il processo di dilavamento dei terreni esercitato dalle piogge nel tempo, ha allontanato gli ioni originariamente presenti nell'acqua di porosità. Evidentemente il processo è stato più spinto nei terreni superficiali, in cui è lecito supporre che allo stato attuale il liquido di porosità sia praticamente acqua priva di sali in soluzione; differente invece è la situazione per i terreni che si trovano a profondità maggiore, i quali, conservano ancora qualche traccia della loro origine marina. Il flusso verticale sarebbe dunque generato da un gradiente osmotico, dato dalla differenza di concentrazione salina tra il liquido di porosità dei terreni più profondi e quello dei terreni superficiali.

Naturalmente il fenomeno del ritardo dei massimi valori piezometrici rilevati alle celle inferiori rispetto a quelli delle celle superiori, appartenenti alle stesse verticali, potrebbe esser legato anche alle modalità di propagazione con la profondità degli effetti conseguenti ad una variazione di condizione idraulica al contorno (Kenney e Lau, 1977)

Per ottenere un confronto diretto tra piogge e variazione del livello di falda, fu installato, in sito, un pluviografo registratore (**Figura 2.28**). Generalmente, la falda si ricarica durante le stagioni piovose, mentre le pressioni neutre tendono a ridursi durante le stagioni secche e calde. La superficie piezometrica rapidamente risale quando in autunno ed in inverno iniziano le piogge; poi rimane pressoché costante tra gennaio e marzo, e nei successivi mesi, caratterizzati da piogge brevi e di piccola intensità, decresce.

Il cinematismo della colata sembra dipendere fortemente dal regime delle pressioni neutre all'interno del corpo di colata.

La zona di alimentazione presenta un'attività ridotta o nulla tra giugno e novembre, quando i livelli idrici nei piezometri attingono i valori minimi; mentre gli spostamenti si riattivano tra dicembre e maggio, quando la falda risale ai massimi livelli invernali.

Il cinematismo del canale di flusso è invece più complesso, perché non dipende solo dalle precipitazioni ma anche dai cinematismi dell'area di alimentazione. Il materiale mobilitato nel canale deve adattarsi alla forma e alle dimensioni di quest'ultimo, e ciò è possibile grazie ai fenomeni di rigonfiamento (*swelling*) e ammorbidimento (*softening*) che rendono il terreno particolarmente deformabile e tendono a ridurre la resistenza.

Il corpo di frana, dunque, non si muove come un unico corpo rigido, perché per prima si mobilita l'area di alimentazione, per effetto diretto delle precipitazioni, e solo in seguito il canale di frana, quando il terreno, opportunamente ammorbidito, riesce a scorrere verso valle.

Queste mobilitazioni differite all'interno del pendio, generano nel corpo di colata la presenza simultanea di zone di estensione e compressione. Nelle fasi più veloci che la frana si trova ad attraversare (le fasi A e B individuate nella classificazione di Guida e Iaccarino), in conseguenza delle bassissime permeabilità dei terreni del corpo di colata, questi processi possono verificarsi anche in condizioni non drenate. Ad una simile considerazione si può giungere osservando le registrazioni degli spostamenti e delle pressioni neutre nelle piazzole A e C, strumentate, come già detto, con elettrolivelle e piezometrici automatici Mahiak, che hanno fornito misure in continuo dal 1994 al 1998. Il piezometro installato nella piazzola C nel mese di marzo 1998 registra valori di pressioni neutre che arrivano a superare il livello del piano campagna di circa 3 m, mentre le misure di spostamento relative alla piazzola A rilevano, nello stesso periodo un'accelerazione degli spostamenti (**Figura 2.29**). I valori di pressione neutra raggiunti nella sezione C possono essere spiegati ipotizzando un processo di caricamento non drenato esercitato dai terreni di monte (zona di alimentazione) su quelli di valle (canale di frana).

Le misure inclinometriche (**Figure da 2.30 a 2.34**) mostrano che l'influenza esercitata dalla zona di taglio sulla forma e le dimensioni degli spostamenti è importante: si notano

infatti deformazioni distorsionali molto più forti all'interno di questa che nel corpo della colata. Se si tiene conto della presenza della superficie di scorrimento e del fatto che la rigidità del tubo inclinometrico impedisce la misura dello spostamento lungo di esso, il reale profilo inclinometrico potrebbe essere schematizzato come in Figura 2.35: secondo tale schema, la maggior parte dello spostamento registrato in superficie è, pertanto, dato dalla somma di uno scorrimento basale e di spostamenti conseguenti alle deformazioni interne alla zona di taglio, in particolare, e al corpo di frana in generale.

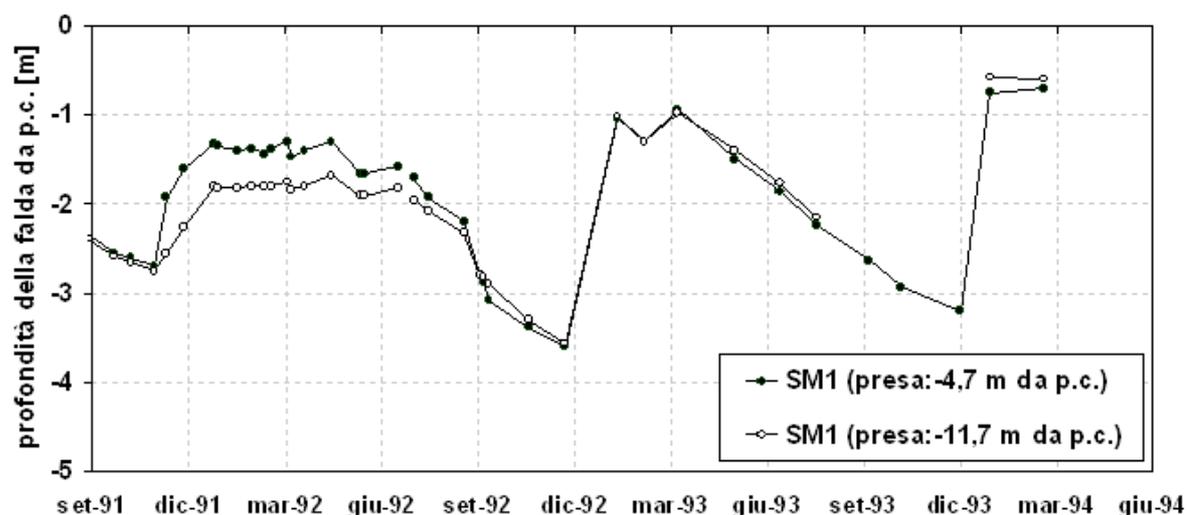


Figura 2.11
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande della SM1

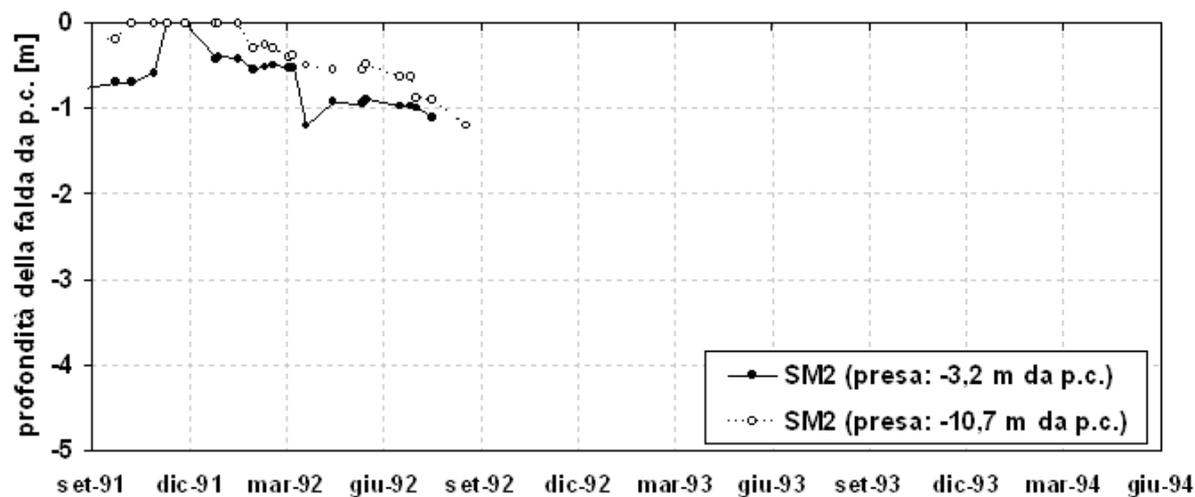


Figura 2.12
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SM2

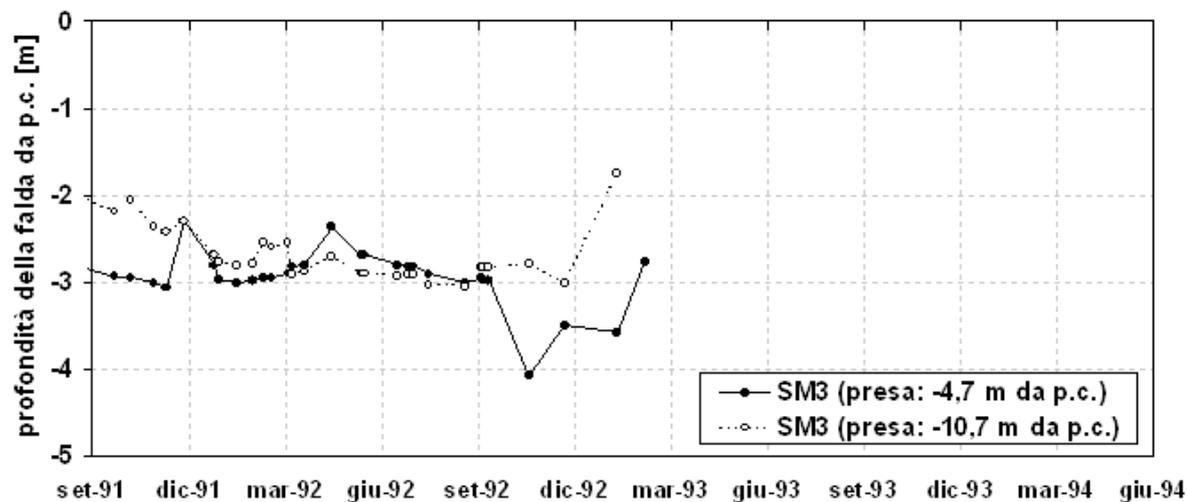


Figura 2.13
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SM3

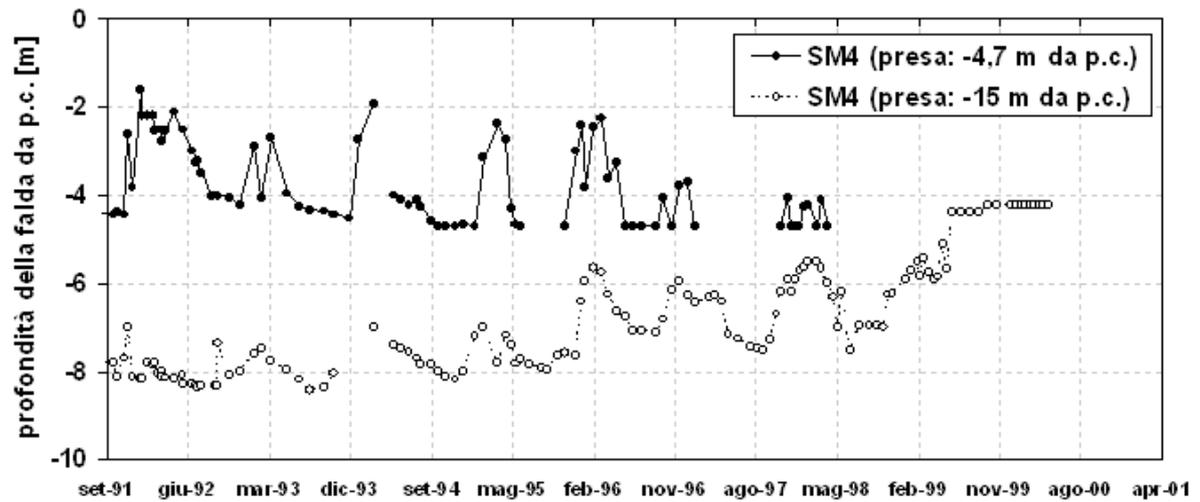


Figura 2.14
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SM4

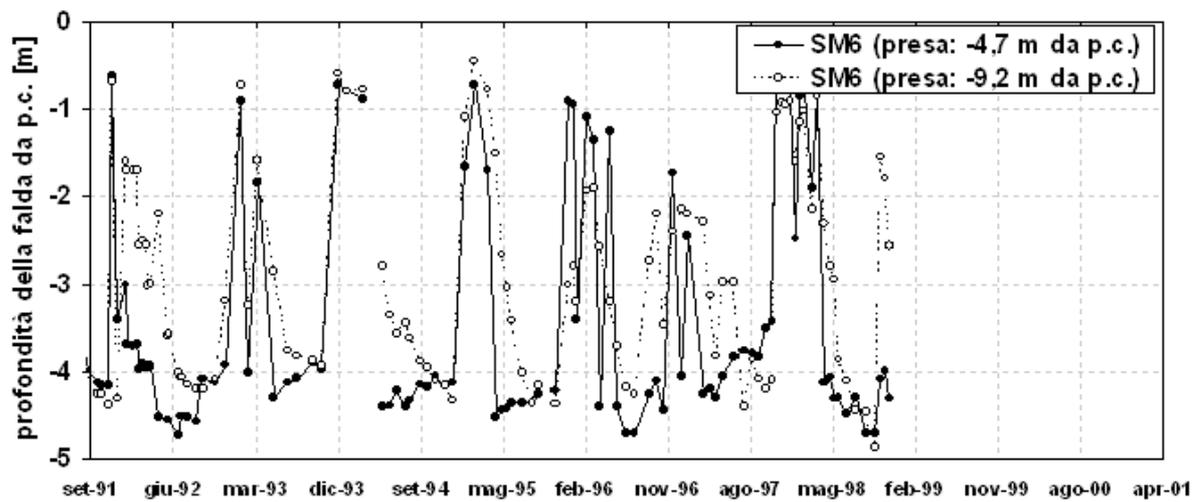


Figura 2.15
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SM6

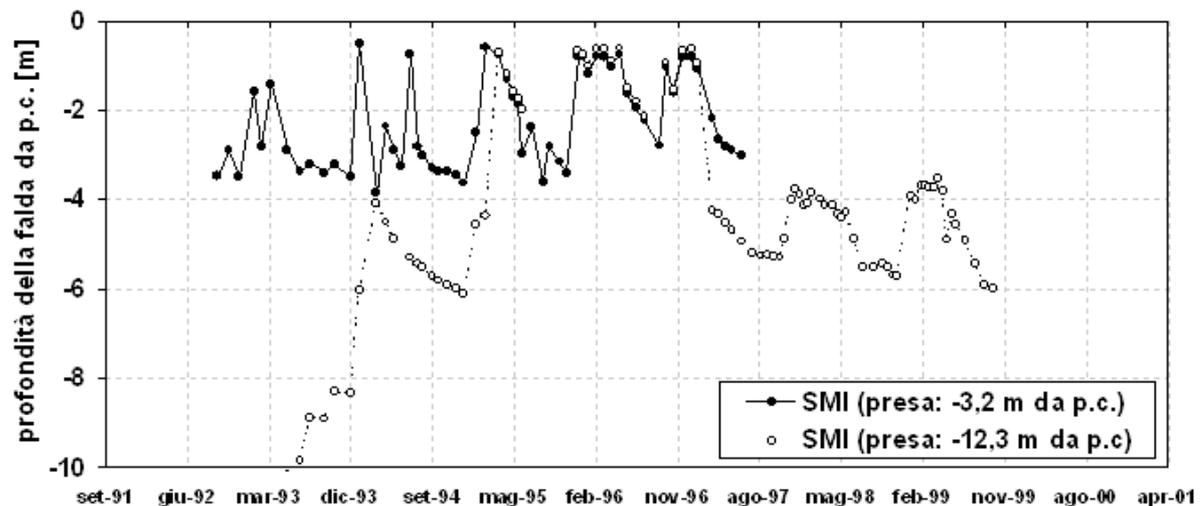


Figura 2.16
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SMI

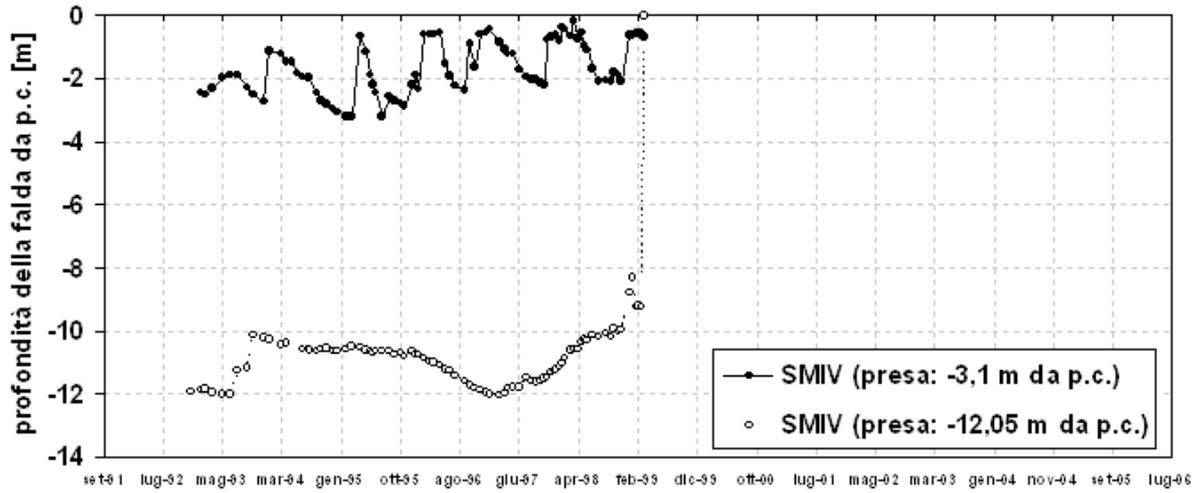


Figura 2.17
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SMIV

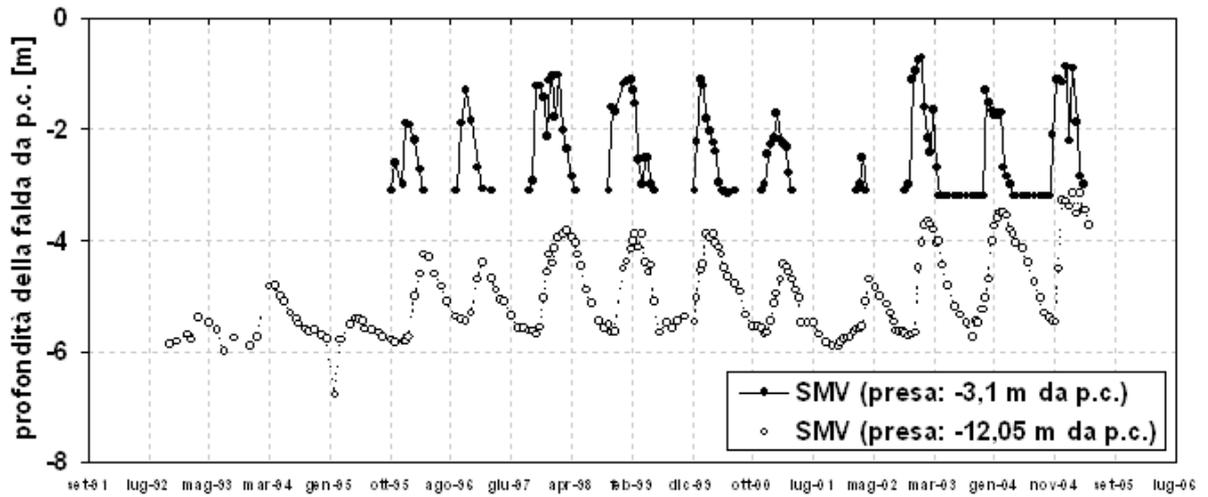


Figura 2.18
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SMV

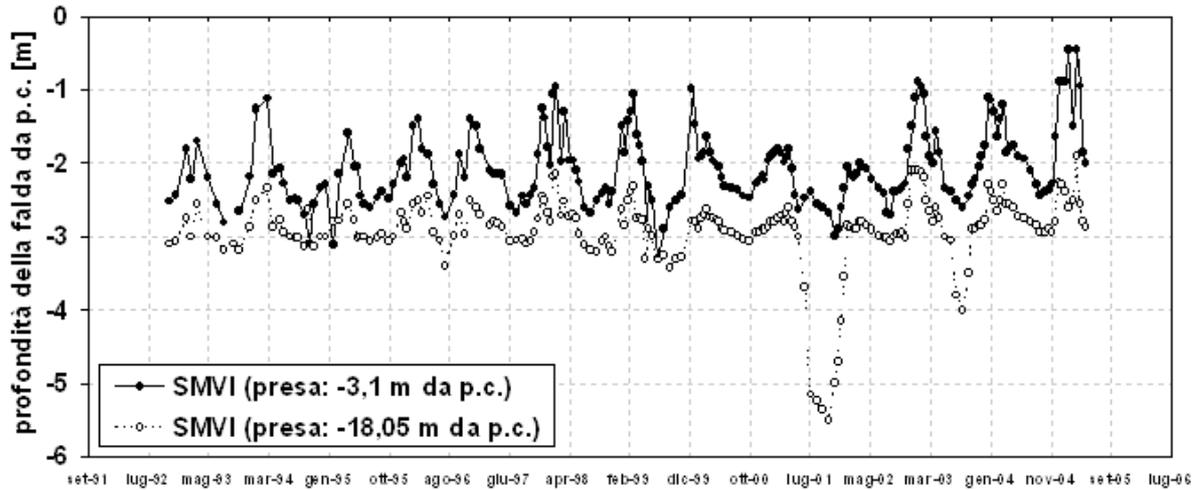


Figura 2.19
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande SMVI

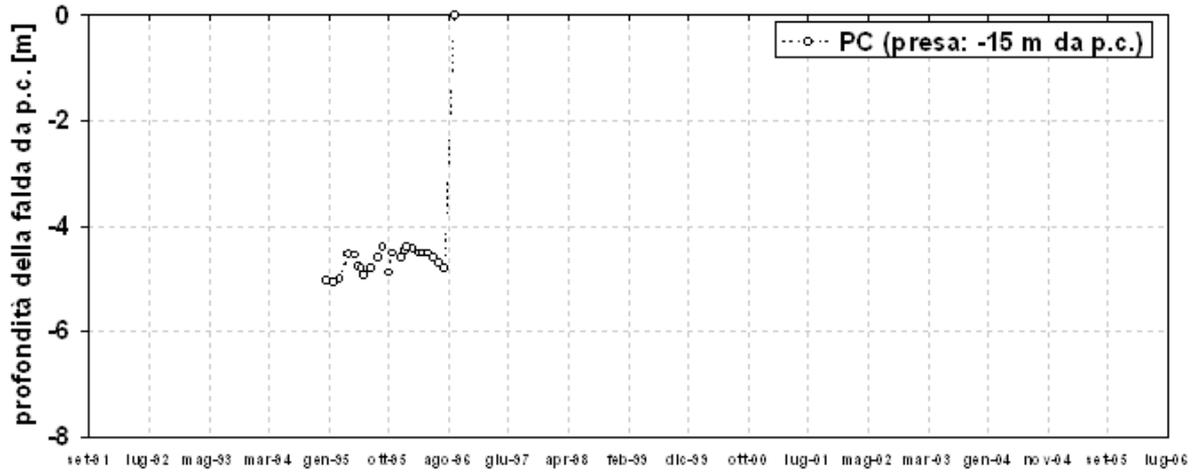


Figura 2.20
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PC

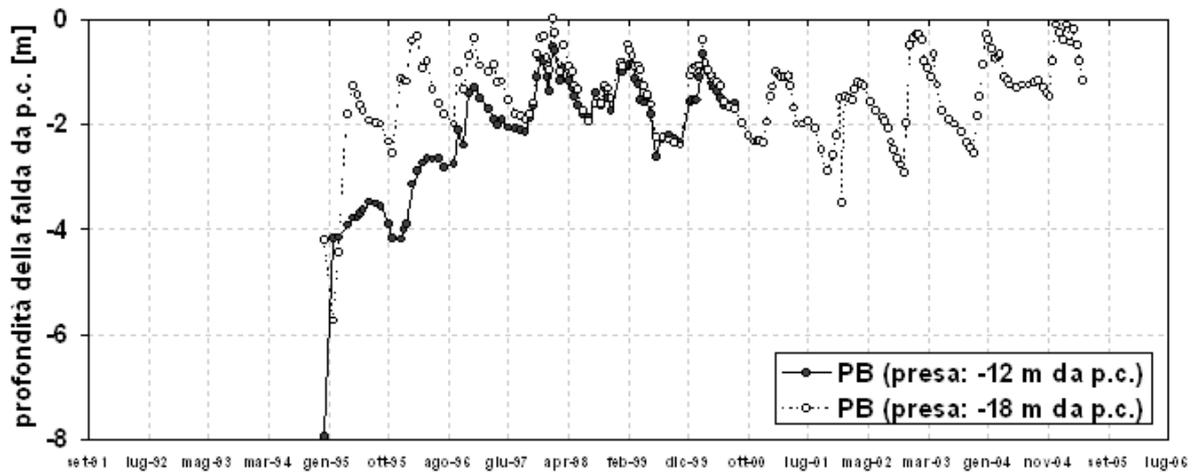


Figura 2.21
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PB

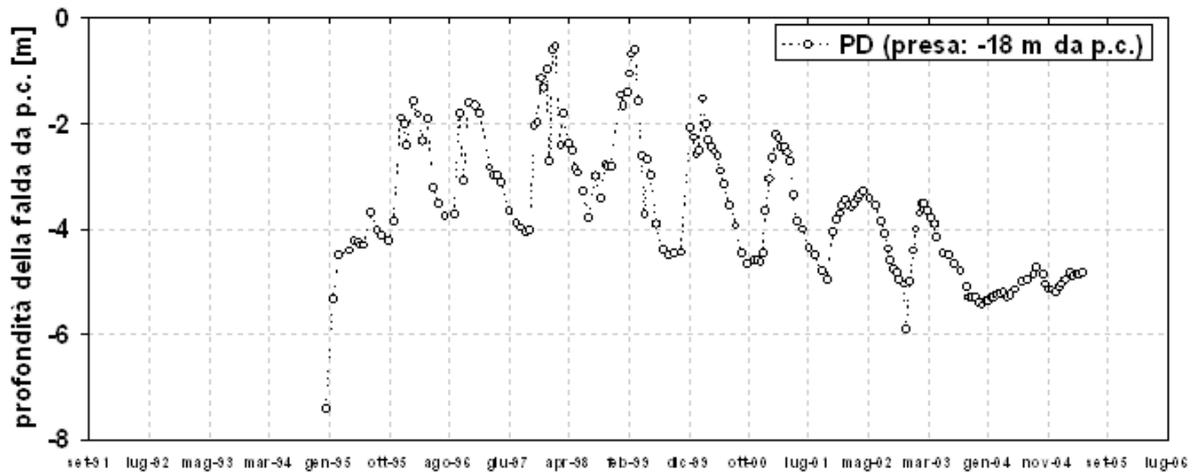


Figura 2.22
Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PD

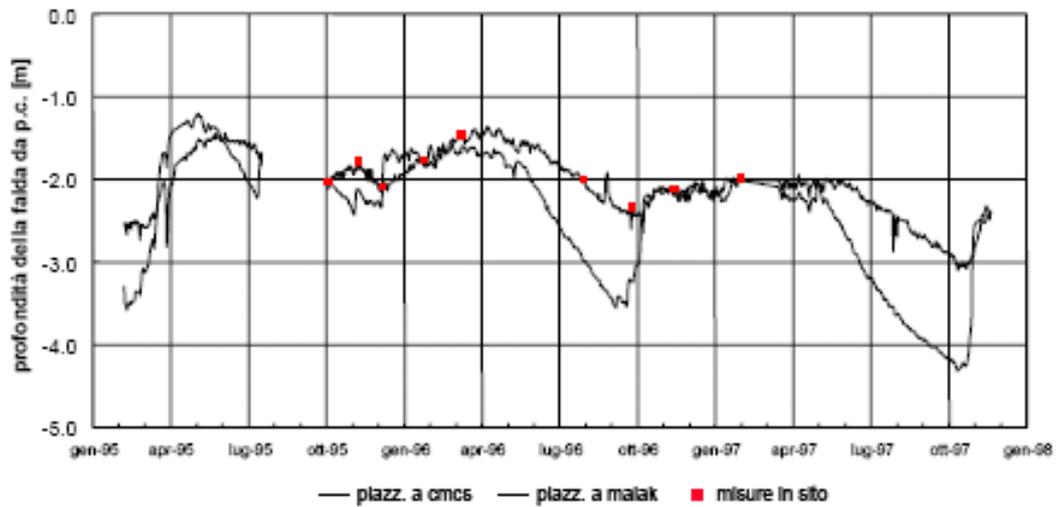


Figura 2.23

Masseria Marino: letture piezometrico elettrico installato nella piazzola SA, alla profondità di presa di -3 m da p.c. (da Pellegrino et al., 2000)

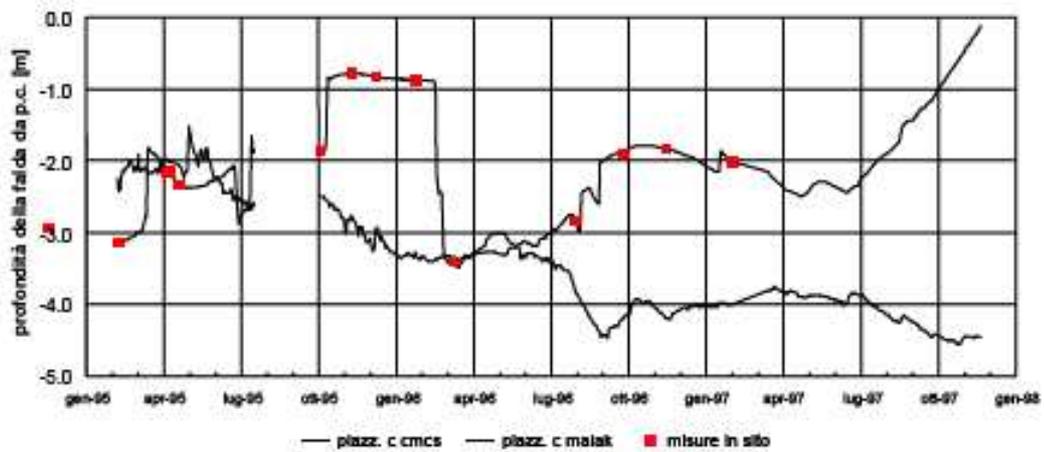


Figura 2.24

Masseria Marino: letture piezometrico elettrico installato nella piazzola SC, alla profondità di presa di -3 m da p.c. (da Pellegrino et al., 2000)

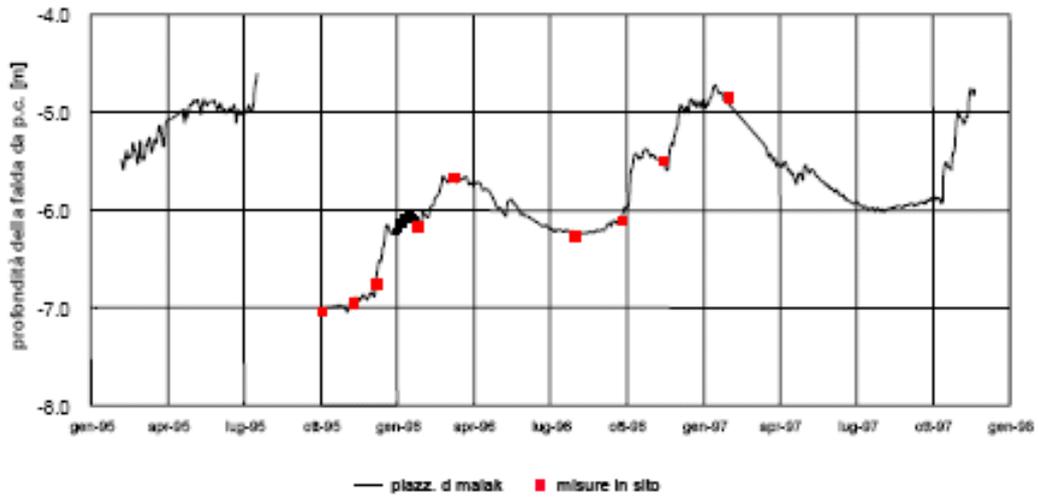


Figura 2.25

Masseria Marino: letture piezometrico elettrico installato nella piazzola SD, alla profondità di presa di -3 m da p.c. (da Pellegrino et al., 2000)

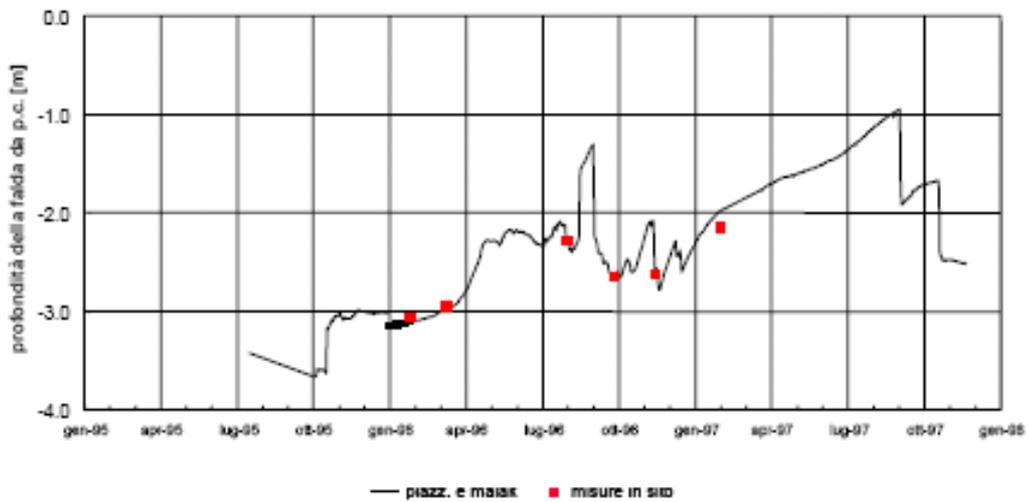


Figura 2.26

Masseria Marino: letture piezometrico elettrico installato nella piazzola SE, alla profondità di presa di -3 m da p.c. (da Pellegrino et al., 2000)

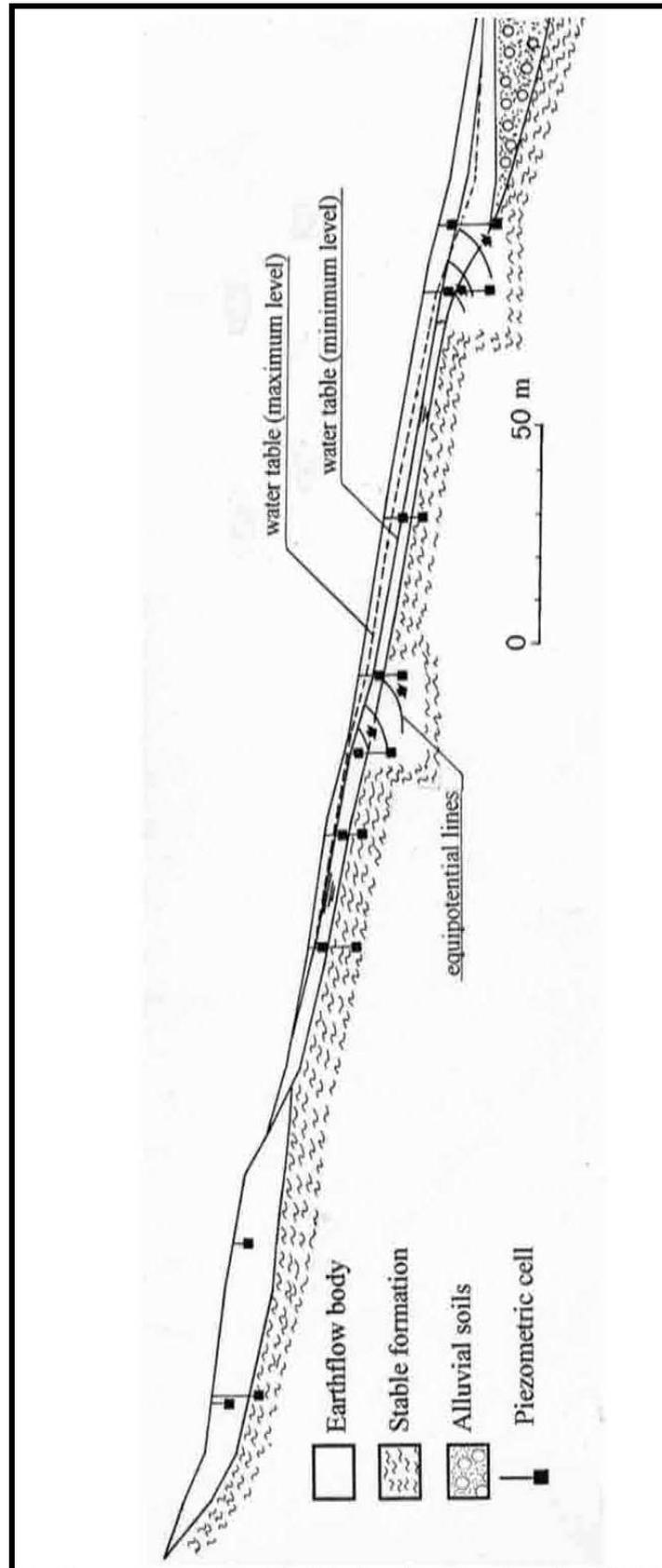


Figura 2.27

Masseria Marino: sezione longitudinale e ricostruzione, in alcune zone della frana, della rete idrodinamica (da Giusti et al., 1996)

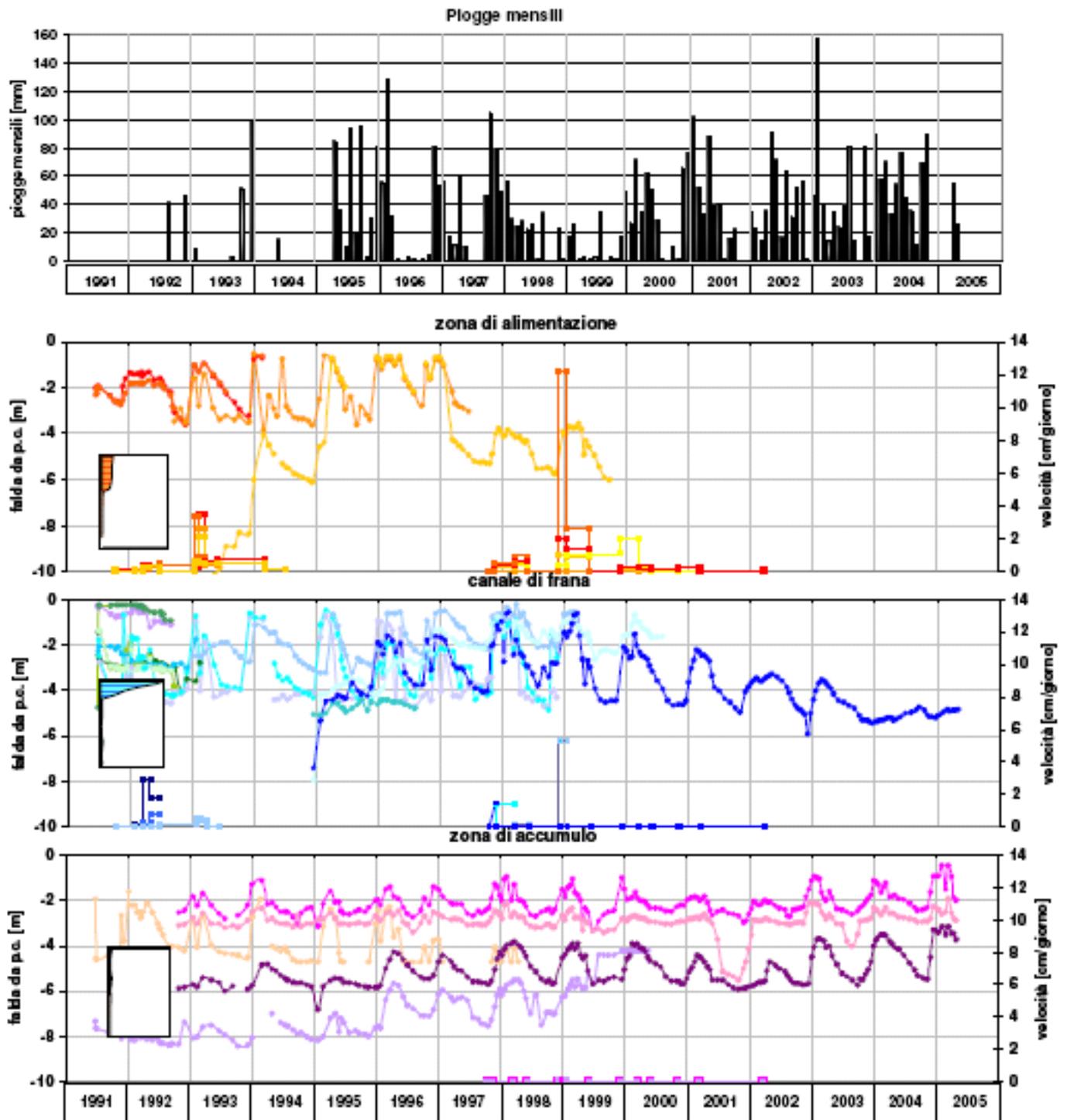


Figura 2.28
 Andamento delle pressioni neutre e delle velocità di spostamento in dipendenza delle piogge mensili, distinti per le tre zone: alimentazione, canale di frana ed accumulo

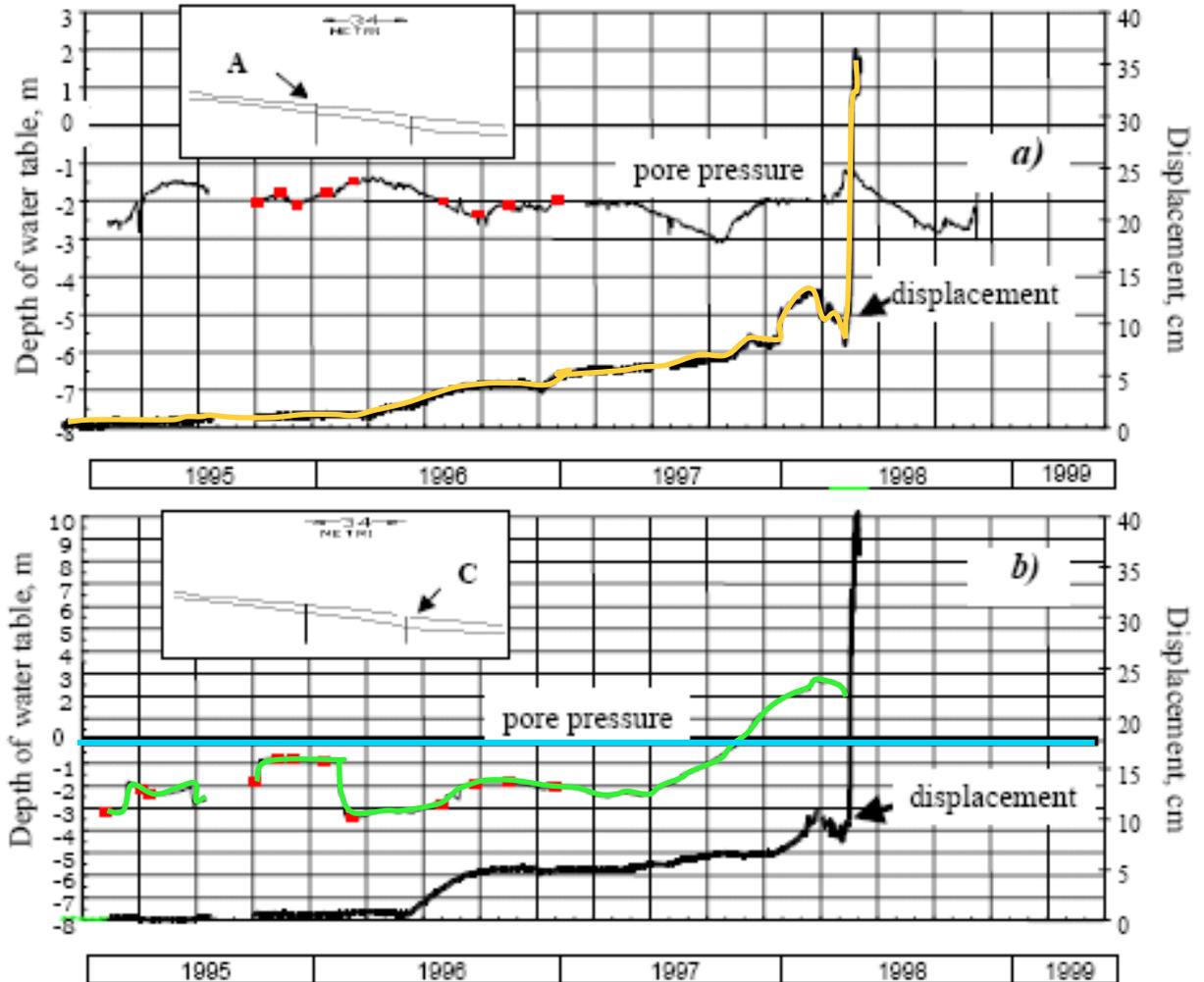


Figura 2.29

Confronto tra le misure di pressione neutra nel piezometro elettrico installato nella piazzola SC e gli spostamenti letti nella sezione SA. L'accelerazione degli spostamenti corrisponde a valori di sovrappressione neutra che raggiungono i 3 m al disopra del p.c.

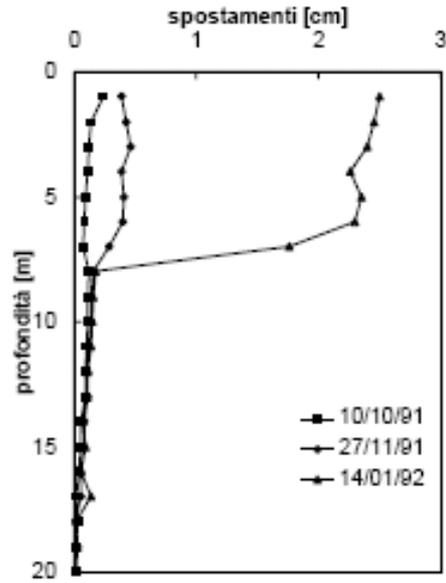


Figura 2.30
Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SMI) (da Pellegrino et al., 2000)

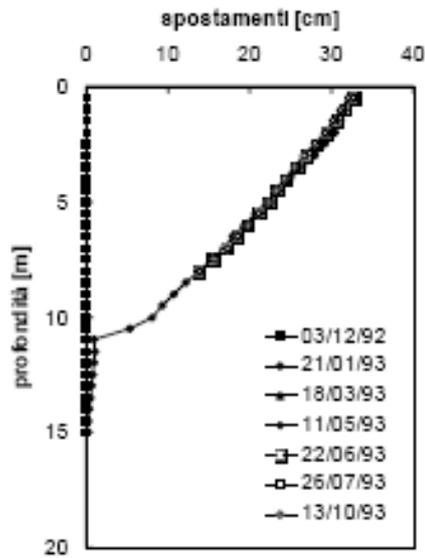


Figura 2.31
Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM1') (da Pellegrino et al., 2000)

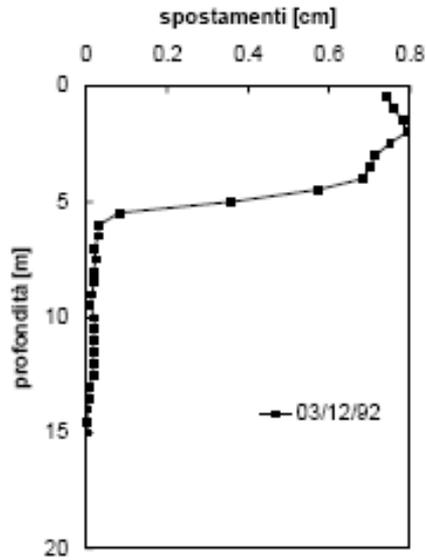


Figura 2.32

Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM2') (da Pellegrino et al., 2000)

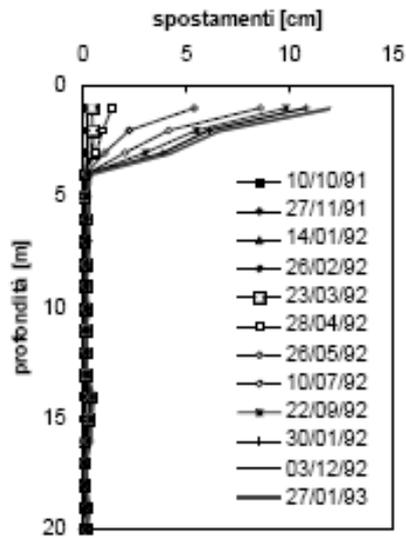


Figura 2.33

Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM3) (da Pellegrino et al., 2000)

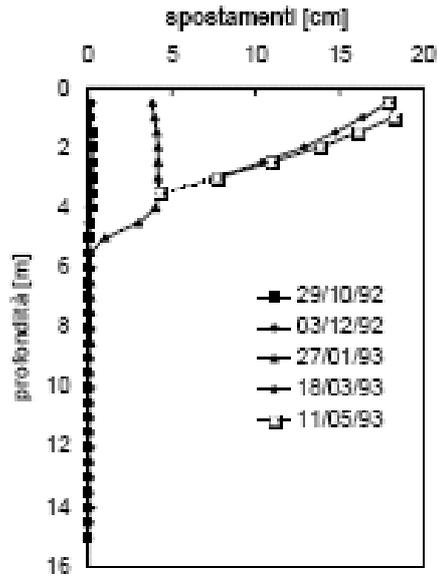


Figura 2.34
Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM3') (da Pellegrino et al., 2000)

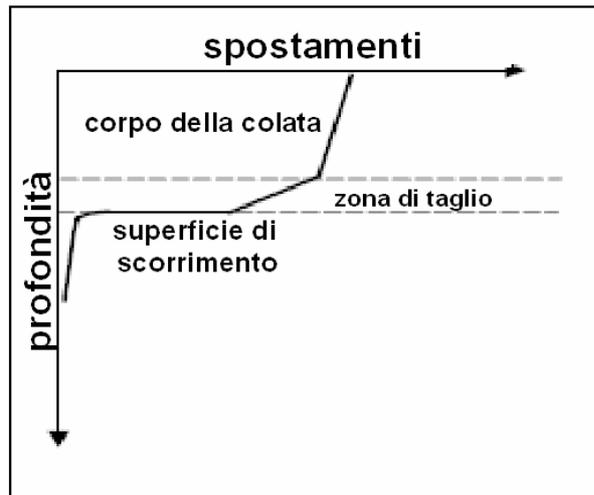


Figura 2.35
Masseria Marino: rappresentazione schematica del reale profilo inclinometrico (modificato da Pellegrino et al., 2000)

2.5 Le riattivazioni della frana di Masseria Marino nel periodo del monitoraggio

Come è stato sottolineato nei precedenti paragrafi, la peculiarità della colata di Masseria Marino è di essere in continua evoluzione, sia morfologica che cinematica. I movimenti del pendio hanno un carattere intermittente, caratterizzato da un'alternanza di movimenti lenti (o nulli), ed eventi rapidi ed improvvisi.

Il diagramma delle velocità massime attinte dal corpo di frana nel tempo (**Figura 2.36**) consente di affermare che nel periodo del monitoraggio svolto in sito, la colata si è riattivata almeno tre volte¹. In due casi la frana ha attraversato tutte le quattro fasi di attività individuate da Guida e Iaccarino per questa tipologia di fenomeni.

Nelle Figure da 2.37 a 2.39 riportate di seguito sono rappresentate le planimetrie relative agli spostamenti superficiali rilevati nelle diverse campagne d'indagine.

L'analisi dei dati consente di stabilire l'evoluzione dei movimenti della colata:

- Nel primo periodo di osservazione, compreso tra il mese di ottobre 1991 e giugno 1992, i maggiori spostamenti furono osservati nel canale di flusso, il quale si mostrò particolarmente attivo nella zona di monte, cui competono spostamenti dell'ordine del metro. Questa parte del canale si mobilitò comprimendosi sulla zona più a valle, dove gli spostamenti misurati furono di gran lunga minori;
- Tra il mese di ottobre 1997 e marzo dell'anno seguente, furono rilevati spostamenti significativi nell'area di alimentazione, mentre il canale di flusso era praticamente stabile. Quest'ultimo, invece, si mostrò particolarmente attivo nel periodo compreso tra il giugno 1998 e il dicembre dello stesso anno; i picchetti disposti nella zona di monte del canale di flusso subirono spostamenti maggiori di quelli ubicati più a valle, anzi, alcuni di essi, scomparvero, sepolti dalla frana.
- Nel periodo compreso tra dicembre 1998 e marzo 2002 l'area di alimentazione fu attiva soprattutto nel primo anno, lasciando registrare spostamenti rilevanti. Evidentemente, in questo periodo, fu registrata la fase finale della riattivazione monitorata nella campagna d'indagine precedente.
- Nel periodo marzo 2003- gennaio 2004 gli spostamenti sono sostanzialmente trascurabili; infatti, solo nel mese di Marzo 2003 furono rilevati spostamenti dell'ordine di un paio di centimetri, probabilmente dovuti all'assestamento nel terreno dei nuovi picchetti.

Nell'ultimo sopralluogo, che fu effettuato nel mese di aprile 2004 si riscontrò la presenza di un nuovo coronamento di frana (con scarpata principale di circa 50 cm) dovuto allo scorrimento rotazionale-colamento che probabilmente interessava solo un limitato spessore di terreno, verificatosi nella parte occidentale della vecchia area di alimentazione (Figura 2.40).

¹ Le misure degli spostamenti sono relative alle rilevazioni eseguite in sito durante le periodiche campagne d'indagine, ecco perché il numero delle riattivazioni osservate non è assunto come assoluto. Soltanto per alcuni periodi, ed in alcuni punti della colata si dispone di misure in continuo.

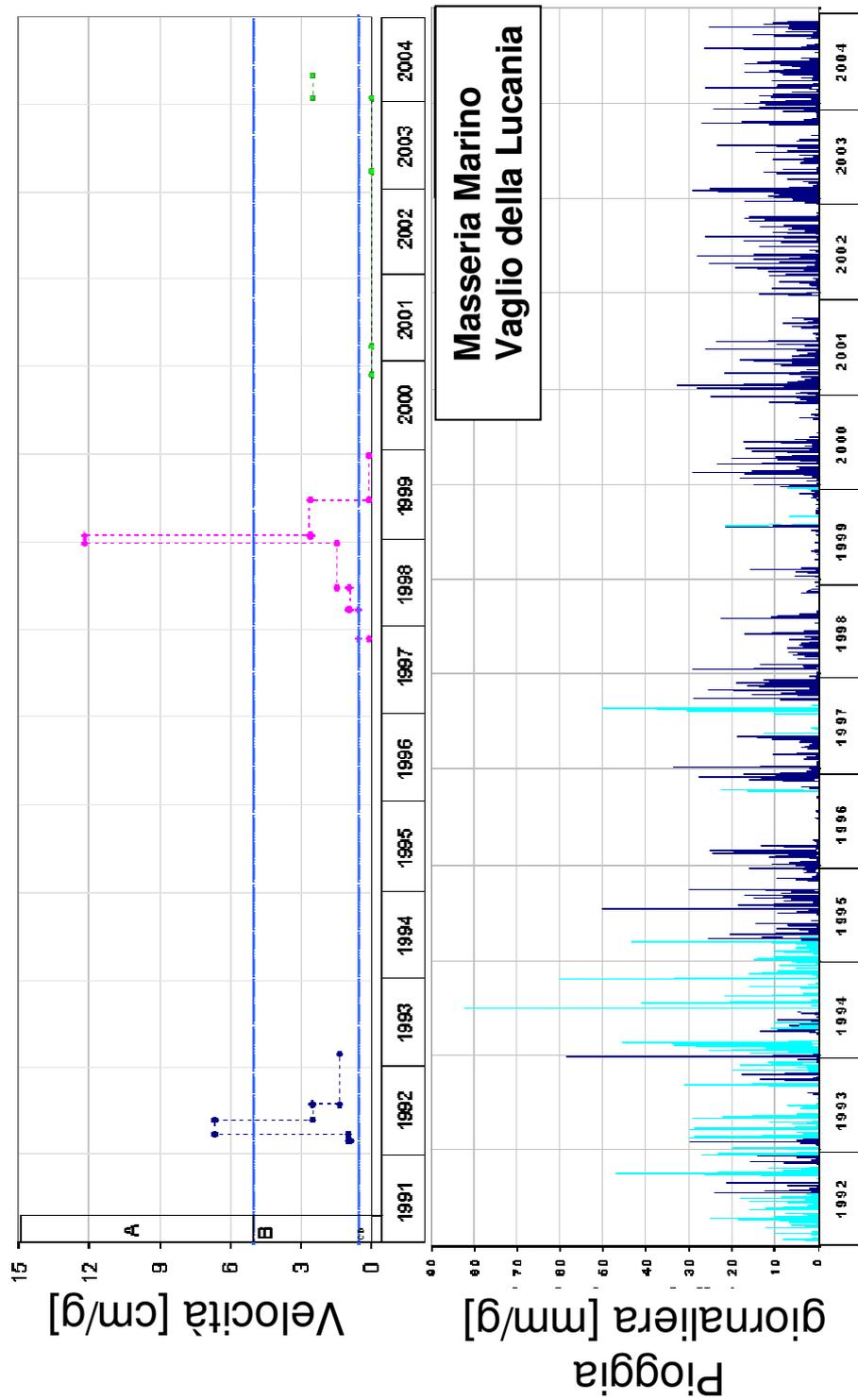


Figura 2.36
Masseria Marino: andamento delle massime velocità attinte dal corpo della colata in relazione alle piogge giornaliere registrate in sito

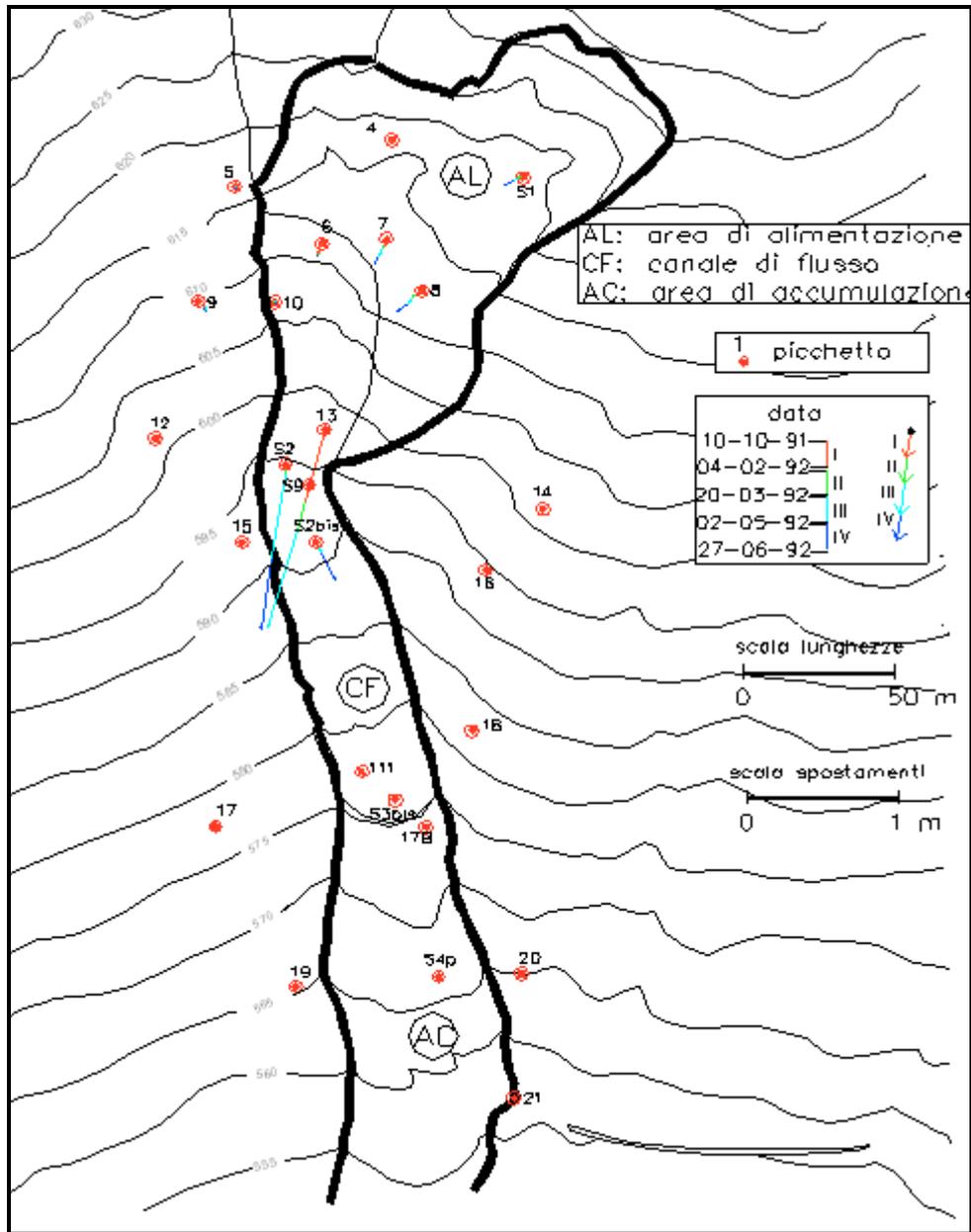


Figura 2.37
 Masseria Marino: Distribuzione planimetrica degli spostamenti orizzontali, 1° campagna d'indagine (1991-1992)

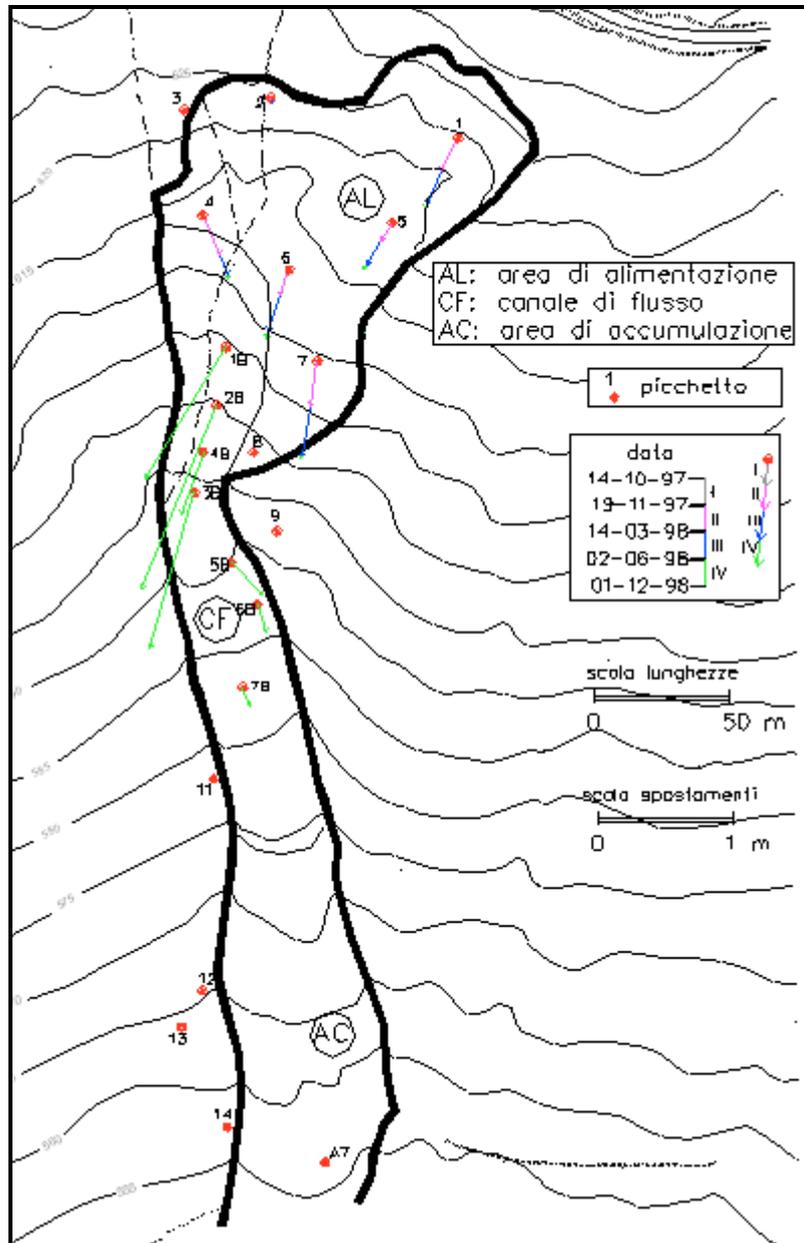


Figura 2.38
 Masseria Marino: Distribuzione planimetrica degli spostamenti orizzontali, 2° campagna d'indagine (1997-1998)

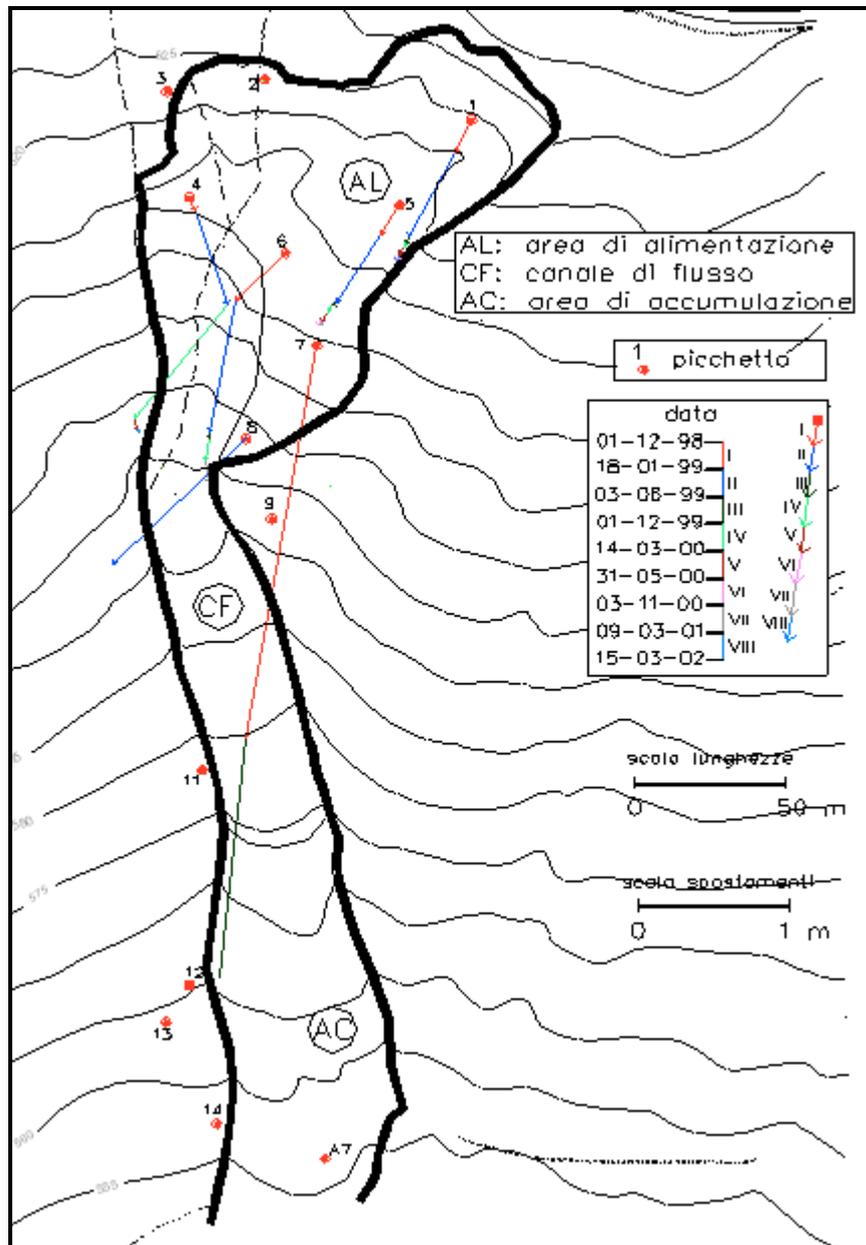


Figura 2.39
Masseria Marino: Distribuzione planimetrica degli spostamenti orizzontali, 2° campagna d'indagine (1998-2002)

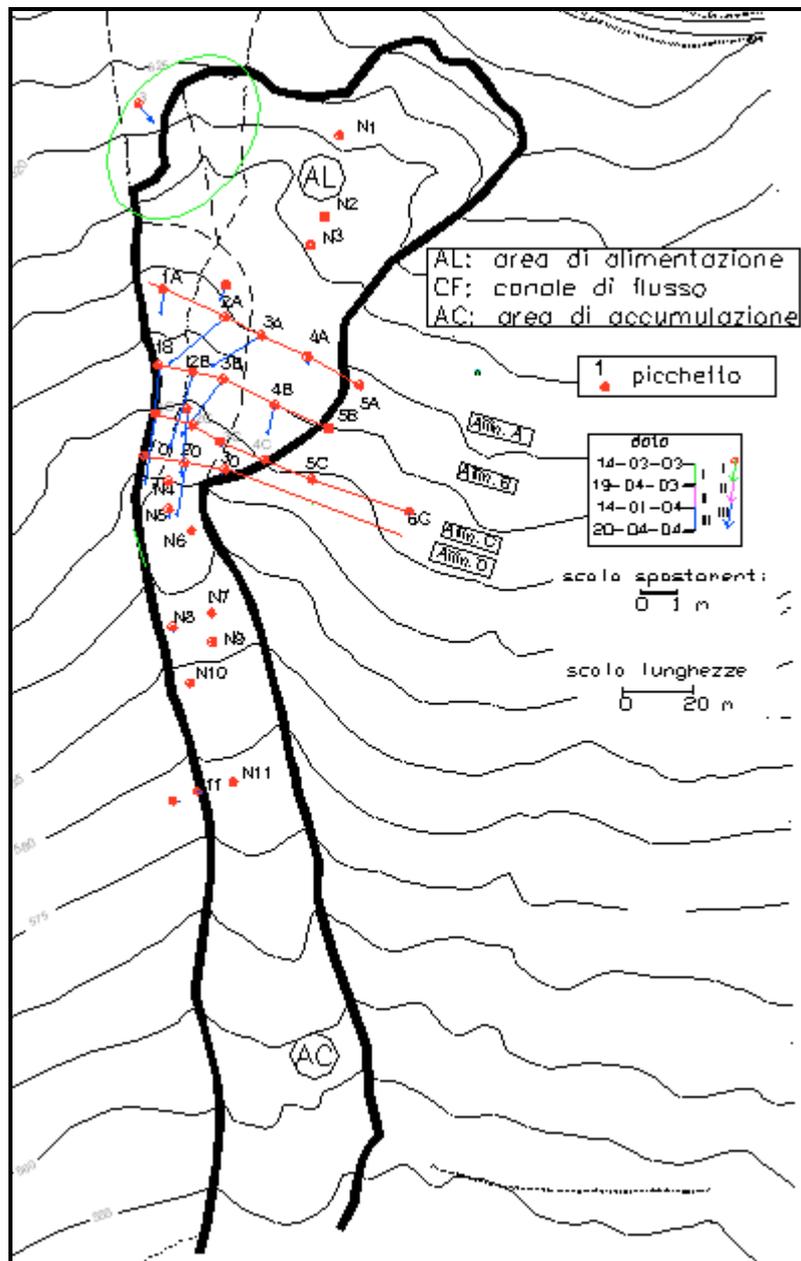


Figura 2.40
 Masseria Marino: Distribuzione planimetrica degli spostamenti orizzontali, 4° campagna d'indagine (2003-2004)

2.6 Il meccanismo di frana

I risultati del monitoraggio svolto a Masseria Marino per un periodo di circa 15 anni, che sono stati riproposti in questo capitolo, mettono in evidenza la complessità del movimento che interessa i terreni del corpo di colata, e consentono di fare alcune considerazioni sul meccanismo di frana.

L'analisi degli spostamenti superficiali mostra, innanzitutto, che la colata non si muove come un corpo rigido, piuttosto, il suo comportamento cinematico può essere paragonato al movimento di una fisarmonica: gli spostamenti si propagano da monte verso valle con un certo ritardo e con entità differenti. All'interno del corpo in frana, sono riconoscibili zone di estensione e compressione. Per esempio, l'osservazione della componente verticale degli spostamenti superficiali consente di notare che mentre nell'area di alimentazione (in cui si verifica il 'distacco') essa è rivolta verso il basso, nella zona a monte del canale di frana cambia di segno, e quindi si rivolge verso l'alto. Ciò testimonia che l'area di alimentazione spostandosi di più del canale, si comprime su di esso, provocando il sollevamento del piano campagna.

Questo fenomeno ha delle immediate conseguenze sulla relazione tra pressioni neutre e spostamenti nella zona del canale di frana, la quale non è più semplice e diretta come nel caso dell'area di alimentazione.

Da osservazioni in sito, riportate nella letteratura relativa al periodo di esecuzione delle campagne d'indagine in sito, si è appurato che l'alimentazione del canale di frana avviene attraverso zolle di terra che, staccatesi da monte e ammorbiditesi per effetto delle precipitazioni, si muovono attraverso il canale: tale fenomeno spiegherebbe il ritardo del movimento.

I profili inclinometrici, poi, evidenziano che gli spostamenti superficiali rilevati con le tecniche topografiche, sono la somma di uno scorrimento alla base del corpo di frana e delle deformazioni che si sviluppano all'interno della colata. Le maggiori deformazioni distorsionali si concentrano nella zona di taglio, che ha spessore variabile lungo il corpo di frana, e comunque non supera i 90 cm. Se nelle fasi 'lente' del movimento il corpo di colata si sposta praticamente come un corpo rigido, nelle fasi 'veloci' il profilo della colata sembra somigliare a quello di un fluido viscoso, a causa delle significative deformazioni differenziali interne al corpo di frana.

La riattivazione del movimento può avvenire coinvolgendo l'intero corpo di frana, oppure solo alcune parti di esso, che si mobilitano lungo la zona di taglio preesistente. Può però accadere che in un determinato volume di terreno si raggiungano condizioni limite di spinta passiva, e dunque, non potendo più avvenire il trasferimento degli sforzi verso valle lungo la superficie preesistente, si formerà una nuova superficie di rottura, che attraversando il corpo di frana, causerà il sovrascorrimento della massa retrostante su quella più a valle.

2.7 L'interpretazione del meccanismo di frana: i limiti del monitoraggio e la necessità delle analisi numeriche

L'obiettivo del presente lavoro è l'analisi del comportamento meccanico della colata di Masseria Marino, per la comprensione dell'evoluzione del movimento in tutte le sue fasi di attività.

I dati, numerosi, di cui si dispone circa il regime di pressioni neutre e gli spostamenti della frana, mostrano che nonostante il lungo monitoraggio svolto in sito, dal Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II (attuale DIGA) negli anni '90-'05, l'evoluzione dei cinematismi, soprattutto nelle fasi veloci dei fenomeni di riattivazione della colata, lascia ancora adito ad interpretazioni diverse.

Infatti talvolta sono stati osservati spostamenti sensibilmente diversi lungo l'asse della frana che farebbero pensare ad un movimento complesso, in cui certe zone si comprimono ed altre si estendono. Altre volte sono state osservate lingue di neoformazione che si muovono sul piano campagna della colata esistente, caricandola progressivamente, man mano che esse procedono verso valle.

Ciò premesso, la comprensione del meccanismo di frana presuppone che si dia la giusta risposta ad una serie di domande

- Si può ipotizzare che le deformazioni che si registrano nell'area di alimentazione, si sviluppino con velocità tali da innescare a valle un processo di compressione non drenata?
- Bisogna considerare il carico indotto da una lingua fresca in movimento proveniente dall'area di alimentazione per giustificare la riattivazione del vecchio corpo di frana?
- Ammessa l'ipotesi del meccanismo non drenato, la nascita delle sovrappressioni neutre nel corpo di colata provoca addirittura la 'liquefazione statica' del materiale, o riduce la resistenza alla base del corpo di frana, rappresentata dalla resistenza residua disponibile sulla superficie di scorrimento pregressa?
- Quale ruolo gioca la velocità con cui si sviluppano le deformazioni sulla generazione delle pressioni neutre nel meccanismo non drenato?
- Più in generale, qual è il ruolo della viscosità dei terreni argillosi che costituiscono il corpo di frana rispetto alla stabilità della stessa?

Per poter rispondere ai quesiti proposti si è pensato di modellare il problema con un programma agli elementi finiti. Le analisi numeriche, per il problema al finito, sono uno strumento complementare al monitoraggio svolto in sito. I dati raccolti negli anni, consentono di avere un ottimo quadro di raffronto per l'analisi numerica, che può essere calibrata fino ad ottenere una buona interpretazione del comportamento osservato. La parte più delicata della modellazione, nel caso in esame, consiste nella scelta della legge costitutiva da utilizzare per i terreni del corpo di frana, in quanto, come dedotto dall'elaborazione dei dati del monitoraggio, la stabilità del versante è regolata dall'evoluzione dello stato tensionale interno al pendio, che in tutto o in parte avviene in condizioni di drenaggio impedito. Riprodurre in maniera adeguata le deformazioni che si sviluppano nel tempo, le sovrappressioni neutre che

conseguono all'eventuale meccanismo di caricamento non drenato, tenendo anche in conto le velocità di deformazione, risulta dunque indispensabile per cogliere l'effettivo meccanismo di frana.

Per meglio comprendere quanto appena detto, e quanto la scelta del modello costitutivo influenzi la generazione delle sovrappressioni neutre in un processo di compressione non drenata, e quindi le tensioni efficaci, si riportano in basso alcuni schematici percorsi tensionali, ideali, nel piano q-p':

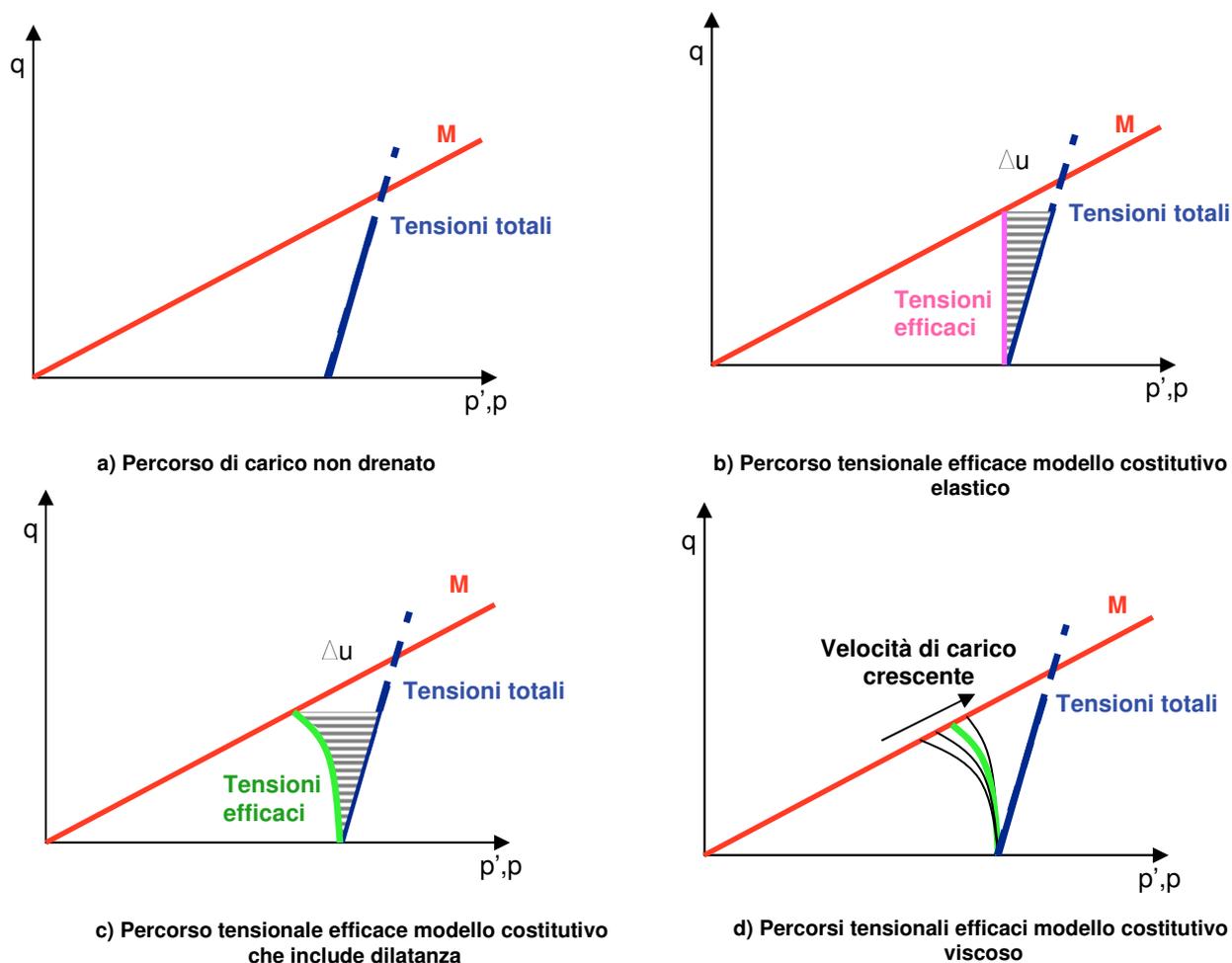


Figura 2.41
Percorsi tensionali efficaci in un processo di carico non drenato, differenziati a seconda della legge costitutiva: elastica, non elastica e viscosa

I percorsi tensionali in termini di tensioni efficaci differiscono a seconda del modello costitutivo considerato. Per una legge costitutiva di tipo elastico lineare omogeneo ed isotropo il percorso tensionale efficace è verticale: la sollecitazione deviatorica non produce deformazioni volumetriche e le pressioni neutre generate sono pari ad un terzo della sollecitazione deviatorica, (il parametro A della legge di Skempton, $\Delta u = B \cdot \Delta \sigma_3 + \bar{A} \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$, assume valore pari ad 1/3). Se invece, il modello prevede per il

materiale un comportamento dilatante/contraente, come per esempio il Cam Clay, il percorso tensionale efficace non drenato, è non lineare, e i valori delle pressioni neutre (Δu) e quindi del parametro A di Skempton, dipendono dal livello tensionale raggiunto. Infine, se il modello è viscoso, e dunque nei parametri costitutivi rientra anche il tempo, il percorso efficace dipende dalla velocità di applicazione del carico, le sovrappressioni neutre generate sono tanto maggiori quanto più lento è il processo di carico.

Allo scopo di valutare quale sia il modello costitutivo più idoneo da adottare nelle simulazioni numeriche, è stata svolta una sperimentazione di laboratorio sulle argille di Masseria Marino. La prima parte del programma sperimentale è consistito in una serie di prove in reometro, svolte presso il Laboratorio di Ingegneria Chimica della Seconda Università di Napoli, per investigare la risposta deformativa delle argille in studio ad una sollecitazione puramente distorsionale, e valutare la possibilità di interpretare la colata con un modello di fluido viscoso equivalente.

La seconda parte delle prove ha previsto l'esecuzione di prove di compressione triassiale non drenate a differenti velocità di deformazione, prove di rilassamento e prove di creep. L'obiettivo della sperimentazione non è la caratterizzazione meccanica dei terreni in termini di compressibilità e resistenza, per la quale già esistono due Tesi di Dottorato, quanto piuttosto ricavare il legame tensioni-deformazioni-tempo che consenta poi la scelta dell'opportuno legame costitutivo. A differenza delle prove reologiche, la sperimentazione in cella triassiale consente di avere un controllo maggiore sulle condizioni di prova (stato di confinamento, pressioni neutre all'interno del campione etc.) e di investigare il comportamento del materiale anche per contenuti d'acqua inferiori al limite di liquido.

Infine, sono state eseguite le simulazioni numeriche con il codice di calcolo commerciale Plaxis2D. Nel programma è stato riprodotto il reale profilo della frana di Masseria Marino, ed ai terreni del corpo della colata sono stati attribuiti tre differenti modelli costitutivi: il primo elastico-perfettamente plastico (Mohr Coulomb), scelto per la semplicità della legge costitutiva; il secondo elastico non lineare-plastico con incrudimento isotropo (Soft Soil), più realistico nell'interpretazione del comportamento tensio-deformativo di un terreno molle, come quelli coinvolti nel processo di colata, ed il terzo, infine, elasto-viscoplastico (Soft Soil Creep) capace di portare in conto anche il parametro di tempo, affatto trascurabile in fenomeni come le colate di argilla che hanno cicli di vita pluridecennali.

CAPITOLO III

Studio teorico e sperimentale del creep dei terreni argillosi

In questo capitolo verranno esposti i principali aspetti nello studio del creep, degli effetti della velocità di deformazione ed in generale della viscosità dei terreni argillosi, allo scopo di indagare la risposta tensio-deformativa di questi materiali nel tempo.

Nel dimensionamento di opere costruite su formazioni argillose, l'evoluzione della velocità dei cedimenti è stata spesso considerata, in passato, come un esercizio accademico d'importanza secondaria rispetto alla valutazione della stabilità e del cedimento primario della fondazione, aspetti che insieme controllano le caratteristiche del progetto; tuttavia, ad oggi, i limiti importanti del metodo classico per la stima dei cedimenti è stato più volte messo in evidenza.

Nello studio della stabilità dei pendii, il comportamento reologico dei terreni non è stato mai adeguatamente considerato. Tuttavia si mostrerà che nelle circostanze qui esaminate la conoscenza dell'evoluzione delle deformazioni e dello stato tensionale deve essere la più completa possibile, prendendo in considerazione anche il parametro tempo. Tipicamente nei pendii, accade che in un'area circoscritta del versante si verifica lo sviluppo di deformazioni localizzate che comportano progressivamente una riduzione complessiva della stabilità di tutto il pendio.

Nelle frane di argilla, i tempi in cui si sviluppa il fenomeno sono tali per cui non si può ignorare il comportamento viscoso del terreno: è il caso, per esempio, dei pendii in lento movimento, caratterizzati da riattivazioni intermittenti che non possono prescindere dalle deformazioni di creep che si manifestano durante i lunghi periodi di attività di questi fenomeni franosi (dell'ordine delle decine o centinaia di anni).

La viscosità dei terreni è un aspetto relativamente ben conosciuto, ma tuttavia generalmente ignorato nella pratica. In esso in genere si concretizza nella dipendenza del comportamento meccanico da velocità di deformazione e temperatura. Per le argille la

resistenza non drenata e la pressione di preconsolidazione variano del 10% per ogni ciclo logaritmico della velocità di deformazione oppure, per un salto di 12°C della temperatura. Nella maggior parte dei problemi geotecnici ci sono forti differenze tra le velocità di deformazione (o le temperature) esistenti in sito e quelle adottate nelle procedure di laboratorio, e questo non può non essere preso in considerazione nei progetti di maggiore rilevanza.

Il creep dei terreni a grana fina è diretta conseguenza delle proprietà viscosse dell'assemblaggio delle particelle minerali, circondate da acqua adsorbita, che formano lo scheletro intergranulare. Questo fenomeno appare in maniera evidente durante la fase di consolidazione secondaria: le tensioni efficaci sono praticamente costanti, mentre le deformazioni continuano a progredire nel tempo. Il primo obiettivo di un modello fisico-matematico di creep è stabilire una relazione tra la velocità di deformazione e il tempo, fissato lo stato tensionale applicato. La viscosità dello scheletro solido interviene quale che sia lo sforzo efficace, seppure in maniera diversa. Essa influenza, tra l'altro, lo sviluppo della consolidazione primaria, nel corso della quale, gli sforzi efficaci crescono lentamente nel tempo. In questo caso il modello di creep deve legare le deformazioni al tempo ed ad uno sforzo efficace variabile esso stesso nel tempo. È necessario, allora, utilizzare un'equazione costitutiva elasto-viscoplastica per lo scheletro solido e tenere conto dell'accoppiamento meccanico scheletro solido-fluido interstiziale.

In questo capitolo saranno descritti i principali aspetti del creep unidimensionale, distinguendo diversi comportamenti reologici sotto livelli di sforzo di taglio variabili (deboli, medi e forti). Seguirà, poi, uno studio dettagliato della prova di compressione edometrica e della consolidazione secondaria, per mostrare l'influenza delle diverse grandezze in gioco (sforzi efficaci, tempo, etc.) sulla compressione secondaria. Infine, verrà presa in considerazione la condizione triassiale, presentando risultati sperimentali tratti dalla letteratura e da prove effettuate nella presente tesi.

3.1 Considerazioni teoriche: i fenomeni viscosi nei terreni a grana fine

Per la modellazione del comportamento viscoso dei terreni, a partire dai principi della meccanica dei continui, il terreno è considerato come un corpo ‘quasi’ solido in cui gli sforzi e le deformazioni sono funzioni differenziabili e continue delle coordinate di spazio e tempo, e che obbediscono, quindi, a condizioni di continuità (Goldstein, 1979). In altri termini nella modellazione non si tiene conto della natura particellare dei terreni. Le deformazioni che si sviluppano in un processo in cui variano gli sforzi efficaci o solo il tempo, sono regolate da processi deterministici non lineari che si rappresentano attraverso curve regolari.

Queste ipotesi rendono possibile applicare alla meccanica dei terreni gli strumenti utilizzati per i mezzi continui: teoria dell’elasticità, della plasticità, della visco-plasticità. I risultati di un tale approccio sono soluzioni ben note in cui le relazioni tra deformazioni, sforzi e tempo sono espresse da funzioni esponenziali o leggi di potenza.

Una conseguenza di questo approccio è che tutte le nuove acquisizioni di conoscenza alla scala microscopica al livello della ‘struttura’, ovvero del mutuo arrangiamento delle particelle solide (grazie ai moderni metodi di indagine, come il microscopio elettronico, l’analisi ai raggi X, lo studio dei legami magnetici, l’analisi termica dei minerali e molto altro ancora), non sono agevolmente implementabili all’interno di un modello il cui approccio è chiaramente macroscopico. Tuttavia, la conoscenza dei processi microscopici all’interno di un terreno, può dar conto della maggior parte dei fenomeni che si manifestano alla scala dell’elemento di volume, prima, e al finito, poi; soprattutto nel caso dei fenomeni viscosi.

Riguardare il, terreno come corpo quasi solido comporta quando si parli di fenomeni viscosi, la tradizionale rappresentazione dello scorrimento viscoso sotto sforzo tagliante costante nelle tre fasi di creep: creep primario (a velocità di deformazione decrescente); creep secondario (a velocità di deformazione costante), creep terziario (a velocità di deformazione crescente). Naturalmente le tre fasi di creep si susseguono ogni volta in questo ordine, ma possono non essere sempre tutte presenti, dipendendo ciò dal valore della tensione di taglio. Si suppone che il creep stazionario (secondario) possa evolvere in creep decelerato o accelerato; se la velocità di deformazione cresce, si arriverà, presto o tardi, ad una rottura. Da un punto di vista tradizionale “la rottura può essere definita come il punto sulla curva di flusso² (i diagrammi $\tau-\dot{\gamma}$, che si ricavano da prove di scorrimento sui materiali) a partire dal quale la velocità di deformazione inizia a crescere, cioè l’accelerazione diventa positiva”(Schimid, 1962), i punti di rottura sono marcati da cerchi neri nei sulle curve di flusso riportate nella Figura 3.1:

² Le curve di flusso sono i diagrammi $\tau-\dot{\gamma}$ (sforzo di taglio-velocità della deformazione distorsionale) che si ricavano da prove di scorrimento su miscele acqua terreno in particolari attrezzature, i reometri, allo scopo di ottenere informazioni sul comportamento viscoso dei materiali. Le prove di scorrimento consistono nel sollecitare il provino con uno sforzo tagliante e nel misurare l’evoluzione temporale della deformazione e la sua velocità. Nella letteratura geotecnica è possibile trovare esempi di curve di flusso ricavate da prove di taglio diretto, prove di taglio anulare, ed anche prove di compressione triassiale non drenate.

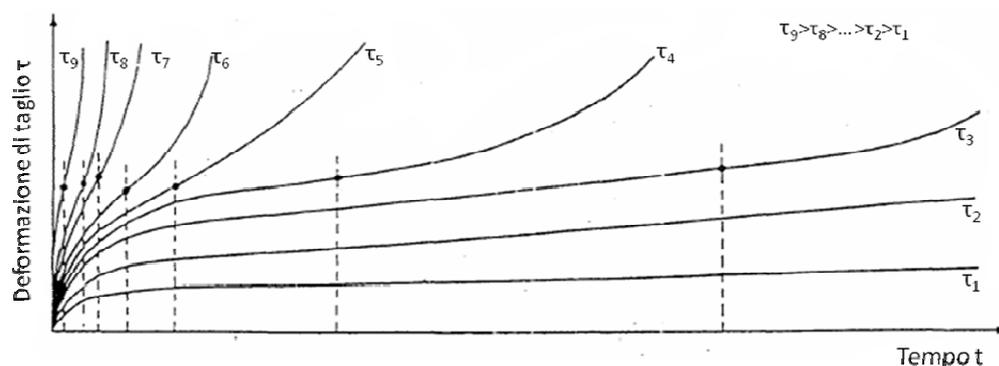


Figura 3.41
Interpretazione tradizionale delle curve di flusso dei terreni (da Schimid, 1962)

3.2 Lo scorrimento viscoso dei terreni argillosi alla scala delle particelle

I meccanismi particellari che regolano il comportamento viscoso dei terreni a grana fina sono senza dubbio complessi e difficili da interpretare con modelli semplici. Val la pena di riportare un modello certamente non pretenzioso, ma che ha un indubbio valore storico, essendo dovuto a Terzaghi. Esso inoltre ha il pregio di mettere in evidenza la coesistenza di deformazioni elastiche, plastiche e viscosi a partire da una soglia tensionale detta punto di flusso. Per una soglia tensionale maggiore, detta di scorrimento viscoso, la deformazione viscosa diventa apprezzabile, se non preponderante sulle altre.

Terzaghi (1931) per primo, e altri Autori poi, (Murayama, 1983; Ter Stepanian, 1975) hanno affrontato il tema dello scorrimento viscoso alla scala delle particelle per i 'geomateriali', intesi come terreni sciolti, fino a ricavare anche alcune relazioni tensioni-deformazioni-tempo.

Sostanzialmente, gli autori interpretano il creep nei terreni argillosi sottoposti a sforzi di taglio, come una successione di configurazioni strutturali che si formano e si distruggono. Esse sono caratterizzate da un mutuo riarrangiamento dei contatti interparticellari, e delle forze che in questi punti di contatto agiscono. In genere, il passaggio da una struttura all'altra, non costituisce un processo continuo e regolare.

In un campione di argilla molle, allo stato plastico secondo la classica classificazione di Atterberg, una sollecitazione di taglio che sia superiore ad una soglia che Terzaghi (1931) chiama 'rigidezza statica' o 'limite di scorrimento viscoso', produce le seguenti deformazioni: in principio, rapidi scorrimenti di natura elastica ed inelastica che corrispondono alla risposta immediata di un solido soggetto ad una sollecitazione, poi scorrimenti più lenti che attengono alla reazione differita di un solido elastico ed infine un vero e proprio flusso a velocità costante. Ognuna di queste deformazioni ha caratteristiche e cause fisiche differenti l'una dall'altra, anche se le diverse cause e i relativi spostamenti possono essere simultaneamente presenti.

In Figura 3.2 è mostrato l'andamento degli spostamenti nel tempo per un provino di argilla sollecitato a taglio:

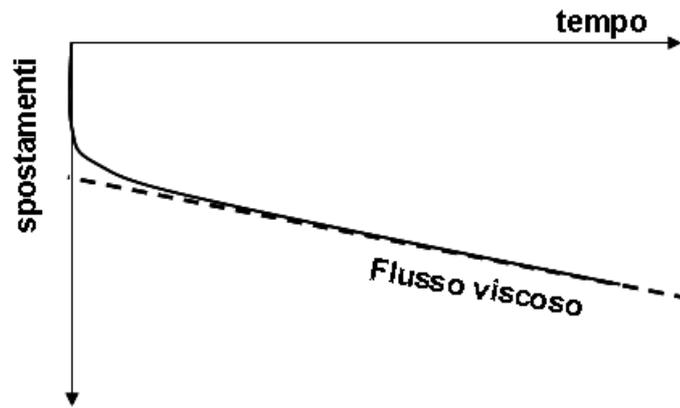


Figura 3.42

Andamento degli spostamenti nel tempo per un campione di argilla molle, non confinato, sottoposto ad uno sforzo di compressione costante nel tempo (modificato da Terzaghi, 1931)

Per sollecitazioni inferiori alla soglia di scorrimento viscoso, il diagramma spostamenti–tempo è praticamente identico a quello di Figura 3.2, eccetto per il fatto che il flusso viscoso è praticamente insignificante rispetto alle altre deformazioni.

Evidenze sperimentali, reperibili in letteratura, mostrano chiaramente che la relazione sforzo-flusso viscoso, per un'argilla allo stato plastico, è del tipo riportato in Figura 3.3:

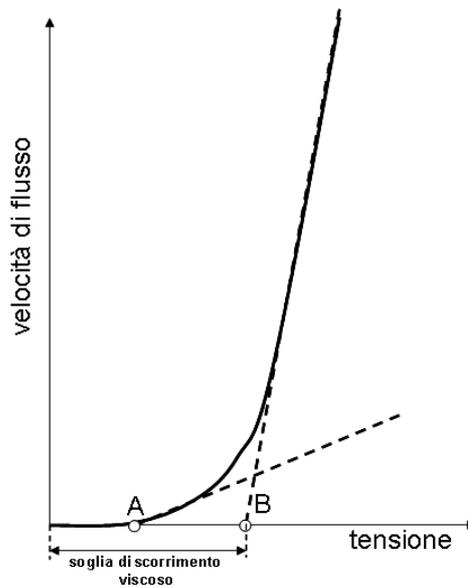


Figura 3.43

Individuazione del punto di flusso (A) e della soglia di scorrimento viscoso (B) da una curva di flusso (modificato da Terzaghi, 1931)

La tensione di scorrimento viscoso è considerevolmente maggiore dello sforzo di taglio che occorre per mobilitare nel campione di terreno le prime deformazioni differite (e quindi di natura visco-plastica). Terzaghi, quindi, distingue la soglia di scorrimento viscoso (punto B in Figura 3.3, ricavato dall'intersezione della linea retta, estrapolata dalla fase di flusso, con l'asse delle ordinate), dal punto di flusso (punto A in Figura 3.3), che corrisponde

ai primi scorrimenti differiti nel tempo, tuttavia insignificanti rispetto a quelli elastici ed inelastici ascrivibili alla risposta di un corpo solido.

Come anticipato, le cause di deformazione, per sforzi maggiori e minori della soglia di scorrimento, sono differenti. Per tensioni inferiori al valore di soglia, le deformazioni del materiale sono essenzialmente dovute al flusso viscoso all'interno degli strati di acqua adsorbita che, come noto, circondano le particelle argillose. La Figura 3.4 riproduce, in maniera molto semplificata e schematica la zona di contatto tra due particelle argillose:

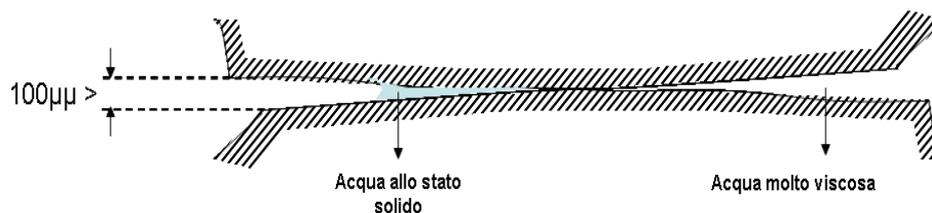


Figura 3.44
Schema semplificato del contatto tra due particelle argillose (modificato da Terzaghi, 1931)

All'interno dei vuoti interparticellari con diametro dell'ordine di $100\mu\text{m}$ la viscosità dell'acqua è molto più elevata di quella a pressione atmosferica; l'acqua è ancora allo stato liquido ma inizia ad avere caratteristiche tipiche di un corpo solido (parleremo di stato semi-solido), se la distanza tra le particelle diventa inferiore ai $100\mu\text{m}$ (H. M. Budgett, 1931).

Sotto la sollecitazione di taglio, che abbia intensità crescente nel tempo, si raggiunge il punto di flusso, cui corrisponde una tensione pari alla resistenza della parte semi-solida del film di acqua adsorbita. Un ulteriore incremento della sollecitazione produce un lento flusso viscoso, all'interno della pellicola liquida di acqua. Tuttavia, a causa dell'elevata viscosità dell'acqua in questa zona, lo scorrimento è davvero molto lento.

All'aumentare dello sforzo di taglio, la velocità di scorrimento aumenta, e conseguentemente aumenta la resistenza viscosa del film liquido, finché quest'ultima diventa maggiore della forza di adesione tra lo strato d'acqua e la particella solida. Quando il film si stacca dalla particella si è raggiunta la soglia di scorrimento viscoso. In accordo con questa teoria, la tensione di scorrimento viscoso è legata a tre contributi di resistenza: quella della parte semi-solida del film di acqua adsorbita, quella viscosa della parte liquida del medesimo film ed infine l'adesione dello strato d'acqua con la particella solida.

Il flusso che si innesca per valori di sollecitazione superiori alla soglia di scorrimento, infine, sembra consistere in una successione di legami interparticellari che si rompono e si ricostituiscono, mentre le particelle scorrono le une sulle altre. La forza disponibile per compiere questo lavoro deriva dalla differenza tra lo sforzo agente e la resistenza a taglio. L'eccesso di forza richiesto per mantenere il movimento di scorrimento delle particelle aumenta proporzionalmente al numero di 'contatti' che si creano per unità di tempo, fenomeno che dipende a sua volta dalla velocità di flusso.

Per concludere si intende sottolineare il valore concettuale del modello descritto che ovviamente non deve essere interpretato come una fedele rappresentazione della realtà micro-meccanica del terreno.

3.3 Quattro domini individuati dalle soglie di sforzo di taglio

Il comportamento reologico dei terreni, cioè la risposta immediata e differita nel tempo, in termini di deformazioni, ad una sollecitazione tagliante, dipende, oltre che dal valore dello sforzo di taglio, anche da quello dello sforzo agente in direzione normale allo scorrimento. Quattro sono, sostanzialmente, le risposte che si possono ottenere in funzione del livello di sforzo di taglio, che consentono di individuare quattro domini, o quattro tipologie di curve di flusso (Figura 3.5):

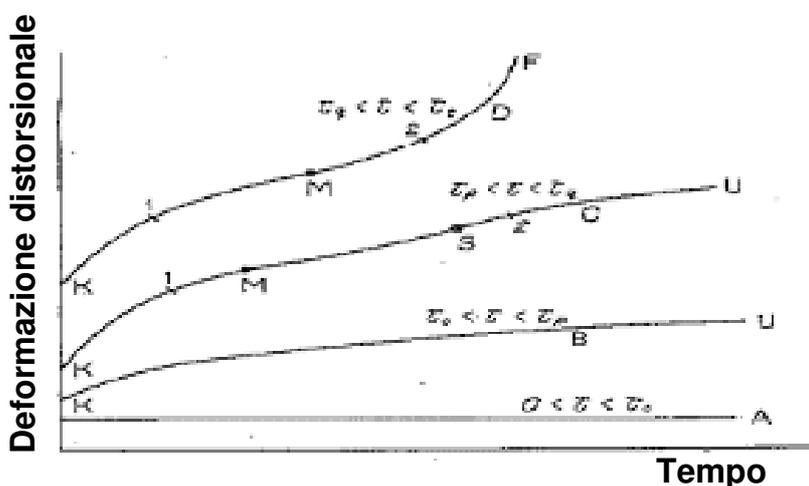


Figura 3.45
Interpretazione delle curve di flusso secondo i domini di sforzo (da Hicher, 2004)

- il primo tipo corrisponde all'assenza di flusso visco-plastico: sotto sforzi di taglio molto bassi, il terreno non mostra alcuno scorrimento viscoso;
- il secondo dominio è quello degli sforzi di taglio che seppur deboli, innescano un creep praticamente secolare, alla mobilitazione dello scorrimento viscoso segue una lentissima stabilizzazione del movimento;
- la terza curva di flusso, che corrisponde al dominio degli sforzi di taglio medi, presenta tre fasi di creep, dunque, mobilitazione, accelerazione dello scorrimento, ed infine stabilizzazione, perché il livello della sollecitazione non è tale da condurre il terreno a rottura;
- infine, il quarto dominio degli sforzi di taglio è quello delle sollecitazioni elevate, capaci di generare nel terreno un'accelerazione della deformazione distorsionale tale da condurre il materiale a rottura.

3.3.1 Il dominio degli sforzi di taglio molto deboli

Lo sforzo di taglio τ_0 riportato in Figura 3.5 viene denominato da Terzaghi (1931), “punto di flusso”, o “resistenza di legame”: gli sforzi di taglio inferiori a questa soglia sono talmente deboli da non esser in grado di produrre deformazioni di taglio differite nel tempo. Il grafico della deformazione in funzione del tempo è un grafico praticamente rettilineo parallelo all’asse delle ascisse; l’intersezione della curva di flusso con l’asse delle ordinate corrisponde alla deformazione (elastica ed inelastica) istantanea di taglio.

3.3.2 Il dominio degli sforzi di taglio deboli

Gli sforzi di taglio deboli sono capaci di produrre una leggera deformazione viscosa di taglio che rallenta nel tempo ed è rilevabile solo attraverso misure molto precise oppure con osservazioni prolungate. Lo sforzo di taglio τ_p , che è il limite superiore di questo secondo dominio, è chiamato da Terzaghi (1931) “resistenza a taglio a lungo termine”, perché è lo sforzo minimo per provocare una deformazione di taglio differita nel tempo.

Il meccanismo di flusso consiste in una sola fase di mobilitazione–stabilizzazione. La convessità della curva di flusso (B) in Figura 3.5 è rivolta verso il basso.

3.3.3 Il dominio degli sforzi di taglio medi

Gli sforzi di taglio medi sono quelli capaci di generare uno scorrimento viscoso significativo, il limite superiore della tensione di taglio, per questo terzo dominio di sforzi, è chiamato “limite di rottura” τ_q

Il fenomeno di creep, in questo caso, consiste in tre fasi distinte:

- la fase di mobilitazione, quando la velocità di deformazione decresce progressivamente;
- la fase di accelerazione, caratterizzato dall’aumento della velocità di creep;
- la fase di stabilizzazione, quando la velocità di creep decresce nuovamente e la deformazione si approssima ad un valore finale che corrisponde alla stabilizzazione completa.

3.3.4 Il dominio degli sforzi di taglio elevati

Gli sforzi di taglio elevati sono capaci di provocare la rottura del terreno; in questo caso il fenomeno di creep si sviluppa in due fasi:

- la fase di mobilitazione, quando la velocità della deformazione distorsionale decresce progressivamente;
- la fase di rottura, quando la velocità di creep cresce fino alla rottura del terreno.

3.4 Quattro livelli di deformazione e quattro fasi di creep

Al fine di meglio descrivere i comportamenti illustrati si premettono delle considerazioni per un certo senso ovvie ma utili ad introdurre l'argomento.

I terreni sono sistemi complessi, nei quali la resistenza dei legami tra le particelle è certamente minore della resistenza propria delle particelle stesse.

La deformazione di un terreno sottoposto a sforzi non elevati (come per esempio in un terreno di fondazione), consiste essenzialmente nel cambiamento di forma e dimensioni dei vuoti interparticellari, ed in misura minore nel cambiamento di forma delle particelle stesse. Il cambiamento di volume delle particelle è tanto piccolo da poter essere trascurato. Ne risulta, dunque, che l'analisi della deformazione in un terreno comporta l'analisi della struttura del terreno.

La struttura del terreno, in senso reologico, è determinata dal mutuo arrangiamento delle particelle nello spazio, dalla posizione dei contatti tra le particelle, e dal valore e dalla direzione delle forze elementari che agiscono nei punti di contatto, assicurando legami stabili. I fenomeni di deformazione in un sistema siffatto passano per quattro livelli: molecolare, delle particelle, strutturale e degli aggregati. La deformazione di un terreno è un esempio di auto-organizzazione della materia.

3.4.1 Il livello molecolare della deformazione del terreno

A livello molecolare la deformazione consiste nello spostamento delle unità di scorrimento che hanno superato determinate barriere energetiche. Questo fenomeno si produce con una velocità costante $\dot{\gamma}$ descritta dalla ben nota equazione di Eyring - Mitchell:

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0T}\right) \exp\left(\frac{\lambda f_o}{2kT}\right) \quad (1)$$

In cui:

X è un coefficiente di proporzionalità;

k è la costante di Boltzman ($k=1,38 \cdot 10^{-23} \text{ J}^\circ\text{K}^{-1}$);

h è la costante di Planck ($h=6,624 \cdot 10^{-34} \text{ J.s}^{-1}$);

T è la temperatura assoluta [$^\circ\text{K}$];

R_0 è la costante universale dei gas perfetti ($R_0=8,3144 \text{ J.}^\circ\text{K}^{-1}\text{mol}^{-1}$);

λ è la distanza che separa due posizioni di equilibrio successive;

E è l'energia libera di attivazione;

f_0 è la forza media che agisce su ciascuna unità di scorrimento.

Il valore di f_0 nell'equazione non è una caratteristica dello sforzo tangenziale applicato, ma è una quantità costante per una data struttura di terreno. La velocità di creep, dunque, a livello molecolare per ogni struttura di terreno è supposta costante.

3.4.2 Il livello particellare della deformazione del terreno

A livello delle particelle la deformazione consiste in uno scorrimento mutuo tra le particelle stesse, fino alla rottura dei legami tra esse, che si produce però senza apprezzabili cambiamenti del mutuo arrangemento particellare. Questo fenomeno risponde a fattori quali: la deformabilità e la durata di vita dei legami tra le particelle³, e al livello dello sforzo di taglio agente.

Il ruolo di questi fattori è espresso dai differenti valori che il parametro X assume nell'espressione di Eyring – Mitchell. È stato mostrato (Ter Stepanian, 1975) che il coefficiente X è direttamente proporzionale alla deformabilità (F/R) e al surplus del livello di sforzo di taglio che eccede il valore della soglia di flusso τ_p , esso dipende, inoltre, dal valore medio della durata di vita (L) dei legami esistenti ai contatti tra le particelle.

La deformabilità del terreno F/R è il rapporto tra la somma vettoriale delle componenti tangenziali f delle tensioni che agiscono tra le particelle nei punti di contatto, sulla superficie potenziale di rottura, e quella delle componenti normali r che agiscono sulla medesima superficie, $F/R = \sum f / \sum r$.

La presenza di sforzi tangenziali applicati rende la struttura del terreno più deformabile, al contrario di quelli normali che tendono a renderla più stabile. Il loro rapporto diventa, perciò, una caratteristica della deformabilità del terreno.

La dipendenza della velocità con cui si produce lo scorrimento viscoso dal valore $(\tau - \tau_p)$ deriva, sostanzialmente, dal concetto di comportamento viscoplastico del terreno.

La natura e il ruolo della durata di vita dei legami che si generano nei punti di contatto tra le varie particelle sono meno chiari. Bjerrum (1973) asserisce che: “se lo sforzo di taglio è modesto, la durata sarà lunga, potrebbe essere anche dell'ordine delle centinaia o migliaia di anni; se lo sforzo di taglio è grande la durata di vita sarà breve, dell'ordine di qualche giorno, o addirittura di pochi minuti”. Questi concetti appaiono oggi piuttosto oscuri. Probabilmente potrebbero essere ricondotti a studi successivi sulla destrutturazione dei terreni naturali (Leroueil e Vaughan, 1990) in cui si è mostrato che il legami interparticellari sono particolarmente vulnerabili sotto livelli deviatorici elevati. La destrutturazione di cui si è parlato potrebbe essere considerato un concetto più o meno equivalente alla durata dei legami.

³ Per ‘durata di vita di un legame’ interparticellare s'intende il tempo necessario alla rottura dello stesso riferito ad un valore di sforzo agente costante nel tempo.

Dunque la durata dei legami interparticellari può variare anche di nove o dieci ordini di grandezza. Maggiore è lo sforzo di taglio, minore sarà la vita dei legami e più veloce la progressione dello scorrimento viscoso. Viceversa per sforzi di taglio più bassi, Ter Stepanian (1975, 1996) propone una relazione che lega la durata di vita dei legami (L) e la velocità di creep $\dot{\gamma}$:

$$\dot{\gamma} = K \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_p}{\zeta L} \quad (2)$$

In cui:

K è un coefficiente di proporzionalità adimensionale,

ζ è la viscosità statica del terreno ed ha le dimensioni di una forza per unità di superficie [$ML^{-1}T^{-2}$];

L è la durata dei legami ed ha le dimensioni di un tempo [T]

È naturale supporre che la durata media dei legami interparticellari dipenda dalla ‘direzione’ verso cui evolve la struttura del terreno e dal tempo di applicazione della sollecitazione. L’evoluzione delle strutture particellari può condurre sia ad una mobilitazione delle riserve di resistenza a taglio (senza un significativo incremento di deformazione), sia ad una accelerazione della deformazione, sia ancora ad una stabilizzazione della stessa, ed infine anche provocare una rottura globale.

Tutte queste possibilità sono state verificate sperimentalmente e la letteratura propone vari esempi sul tema.

Si possono distinguere, così, le quattro fasi di creep corrispondenti.

In tutte le prove di creep sui terreni, la prima fase corrisponde alla mobilitazione delle riserve di resistenza a taglio, nel senso che il terreno assume una configurazione capace di sostenere sforzi più gravosi. Durante questa fase si produce un’orientazione delle particelle nella direzione della sollecitazione tagliante, il numero dei punti di contatto tra le particelle argillose, dalla classica forma lamellare, aumenta, la struttura del terreno diventa più regolare, le forze elementari nei punti di contatto tra le particelle diminuiscono per il suddetto aumento dei punti di contatto e di conseguenza la velocità di creep diminuisce proporzionalmente all’inverso del tempo:

$$\dot{\gamma} = \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{1}{t} \quad (3)$$

in cui:

α è il ‘coefficiente di struttura’ (adimensionale).

Integrando l’equazione si ottiene un’equazione logaritmica che esprime la velocità di creep nella fase di mobilitazione:

$$\gamma = \gamma_0 + \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} \quad (4)$$

in cui:

Δt è l'intervallo di tempo considerato;

γ_0 è il valore iniziale della deformazione, per $t = t_0$.

La deformazione che corrisponde all'attingimento del valore minimo della velocità di creep è chiamata "limite di mobilitazione (M)" ed il tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo di taglio "tempo di mobilitazione t_m ". Raggiunta la soglia di mobilitazione M, lo scorrimento viscoso, al livello delle particelle, evolve in maniera differente a seconda del livello di sforzo applicato.

Per sforzi di taglio deboli, il processo di mobilitazione della resistenza a taglio, si trasforma progressivamente in stabilizzazione, la quale può impegnare un periodo di tempo anche molto lungo; esistono, dunque, in questo caso solo due fasi, mobilitazione-stabilizzazione, per le quali sono valide le equazioni di cui sopra.

Per sforzi di taglio medi, o superiori al limite di mobilitazione, inizia il processo di riorganizzazione delle particelle lamellari, la durata di vita media dei legami decresce e la velocità di creep aumenta.

Durante la fase di accelerazione, la velocità di creep è espressa dall'equazione:

$$\dot{\gamma} = \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta t_m^2} t \quad (5)$$

Integrando l'equazione si ottiene l'espressione della deformazione di creep nella fase di accelerazione:

$$\gamma = \gamma_0 + \alpha \frac{\tau - \tau_p}{2\zeta} \ln \frac{t_1}{t_m^2} t \quad (6)$$

3.4.3 Il livello strutturale delle deformazioni del terreno

Una caratteristica dei terreni è che la deformazione di creep e la velocità della stessa sono legate attraverso una relazione definita. La natura di questa dipendenza, almeno allo stato attuale delle conoscenze, non è totalmente chiara; tuttavia l'esistenza di queste relazioni è comprovata da diverse prove eseguite da Ter Stepanian (1996), e si esprimono attraverso curve intrinseche.

Il fenomeno di creep per ogni configurazione strutturale del terreno si sviluppa in accordo alle relazioni (5) e (6), ma quando gli sforzi applicati crescono e l'energia applicata diventa superiore a quella che la configurazione strutturale corrente riesce a sostenere, si produce una riorganizzazione della stessa che si instaura repentinamente il fenomeno riprende

il proprio corso in accordo con il principio di Le Chatelier, che enuncia: il sistema tende verso cambiamenti che minimizzino gli effetti esercitati dalle forze esterne.

3.4.4 Le deformazioni del terreno al livello degli aggregati

Quando, sotto l'azione delle sollecitazioni di taglio, si producono nel campione di terreno, importanti cambiamenti della struttura dello scheletro solido, accade che il numero e il volume degli spazi interparticellari si riducono, e localmente i pori, schiacciati, si allungano nella direzione dello sforzo di taglio, compensando, almeno parzialmente, i difetti della struttura nella direzione dello scorrimento. Tuttavia, questo processo, conduce alla formazione di nuovi difetti, che a loro volta inducono ancora una riorganizzazione delle particelle: la formazione di nuove fessure e la chiusura di vecchie, la disintegrazione di microaggregati e scorrimenti lungo micropareti fratturate che formano macrofessure (Vyalov et al., 1972) . Tutti questi fenomeni segnano l'inizio della fase finale del processo deformativo viscoso, ovvero la fase di rottura.

Quanto è stato descritto in questo capitolo è stato tratto dalla letteratura classica sul tema in questione. Talvolta le interpretazioni proposte appaiono semplicistiche ed avulse dall'approccio modellistico che oggi riconduce il comportamento viscoso del terreno nell'alveo della plasticità. Ma di questo ci sarà modo di occuparsi nel seguito.

CAPITOLO IV

La sperimentazione in reometro eseguita sulle argille di Masseria Marino

Lo studio reologico dell'Argilla Varicolore di Masseria Marino, intrapreso in questa sede, è da intendere finalizzato all'indagine del comportamento deformativo del materiale sollecitato a sforzi di taglio. L'approfondimento della questione è sembrata necessaria a valle della discussione dei risultati del monitoraggio svolto in sito, esposti nel capitolo precedente.

I cinematismi della colata in studio sono lontani dallo schema di blocco rigido che scorre lungo una superficie di taglio, in quanto il corpo della frana si muove, almeno nelle fasi prossime e immediatamente successive alla riattivazione, mostrando importanti deformazioni interne, che ne assimilano il moto al flusso di un fluido ad alta viscosità. Effettivamente, la consistenza molle dei terreni, che negli anni sono stati sottoposti a processi di rammollimento e rigonfiamento, meccanico ed osmotico, suggerisce di portare in conto nell'analisi del fenomeno la viscosità dei materiali, ed eventualmente, di considerare la possibilità di utilizzare un modello reologico ad hoc per l'interpretazione del meccanismo di colata.

Allo scopo di approfondire la questione, e cercare di quantificare o almeno stimare, le caratteristiche di viscosità dell'Argilla Varicolore di Masseria Marino è stata intrapresa una sperimentazione in reometro presso il Laboratorio di Ingegneria Chimica (Dipartimento di Ingegneria Aerospaziale e Meccanica) della Seconda Università degli Studi di Napoli (SUN), sotto la guida del Professore Mario Minale.

Nei primi paragrafi del capitolo verranno esposti alcuni concetti di base della reologia e della reometria, allo scopo di introdurre le finalità della sperimentazione eseguita, e di rendere più chiari i risultati che verranno presentati e commentati.

4.1 La reologia

La reologia è una delle poche branche della scienza alla quale si possa attribuire una ben precisa data di nascita, il 29 aprile 1929, giorno in cui, a Columbus in Ohio, fu fondata la Società di Reologia, per iniziativa di un gruppo di scienziati che annoverava nomi come quelli di Eugene C. Bingham, Wolfgang Ostwald, Ludwig Prandtl e Markus Reiner. Fu proprio in quell'occasione che Bingham e Reiner coniarono la parola reologia, dal verbo greco “*ρεω*”, scorrere, per descrivere la scienza che studia il flusso e la deformazione dei corpi. La celebre frase “*παντα ρει*” di Eraclito di Efeso fu allora scelta come motto della Società di Reologia, mentre la clessidra fu eletta a suo simbolo.

Secondo la reologia tutti i corpi reali possiedono proprietà che sono intermedie tra due comportamenti ideali estremi, da una parte quello del solido perfettamente elastico e dall'altra quello del fluido perfettamente viscoso. Robert Hooke nel 1678 formulò la legge (*ut tensio sic vis*) secondo cui in un corpo la deformazione, γ , è proporzionale allo sforzo, σ :

$$\sigma = G\gamma \quad (1)$$

La legge di Hooke definisce il comportamento del corpo elastico ideale. La costante di proporzionalità G è solitamente detta *modulo elastico del materiale*.

All'estremo opposto di comportamento cadono i fluidi perfettamente viscosi.

L'applicazione di una sollecitazione su un fluido viscoso produce generalmente un moto che si mantiene finché la sollecitazione non viene rimossa. Si considerino dunque due superfici parallele, ciascuna di area A , poste a una piccola distanza d , tra le quali è interposto un fluido, così come mostrato in Figura 4.1

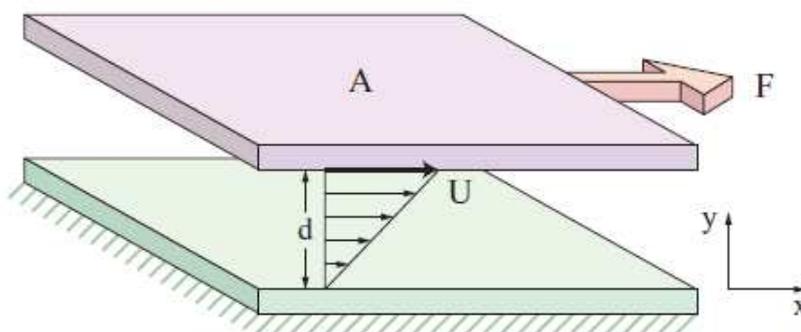


Figura 4.1
Campo di velocità per fluido viscoso tra due superfici parallele

Si eserciti sulla superficie superiore una tensione tangenziale τ , che le permetta di muoversi con velocità costante U . Se la seconda superficie è ferma, passando dalla prima alla seconda superficie la velocità varia da U a zero. Isaac Newton nel 1687 stabilì che esiste una relazione di proporzionalità tra lo sforzo di taglio τ , e il gradiente di velocità U/d (Newton, 1999). Quest'ultimo viene poi solitamente indicato con $\dot{\gamma}$ ed è anche detto *velocità di deformazione di taglio*.

La relazione:

$$\sigma = \eta \dot{\gamma} \quad (2)$$

è l'equazione che caratterizza i fluidi newtoniani e la costante di proporzionalità η è solitamente detta viscosità dinamica, per distinguerla dalla viscosità cinematica ν , che è definita dal rapporto η/ρ , dove ρ è la densità del fluido.

Evidentemente, la (1) e la (2) sono equazioni costitutive relative a comportamenti di corpi ideali, che costituiscono gli estremi del campo di studio della reologia.

4.2 Viscosità

Il concetto di viscosità è stato introdotto in precedenza e l'equazione (2) può essere mantenuta come sua definizione. Tuttavia soltanto per i fluidi newtoniani la viscosità è costante al variare della velocità di deformazione di taglio $\dot{\gamma}$ applicata. In genere la viscosità dei materiali reali dipende non solo da $\dot{\gamma}$, ma anche dalla temperatura T e dalla pressione p , e può dipendere dalla storia di deformazione a cui è sottoposto il materiale.

La correlazione viscosità/temperatura nei fluidi non newtoniani è spesso complessa. Nelle misure reologiche è quindi fondamentale controllare la temperatura, tenendo anche conto del fatto che una sollecitazione all'interno di un materiale può generare un suo riscaldamento. In genere, invece, l'effetto della pressione viene trascurato, perché considerato meno significativo per materiali che si trovano in uno stato di 'fluido'.

Una parte molto rilevante della reologia è lo studio delle variazioni di viscosità dei fluidi in funzione di $\dot{\gamma}$. La Figura 4.2 offre una rappresentazione dei comportamenti più tipici dei fluidi, sotto forma di grafici $\sigma - \dot{\gamma}$. La viscosità è data dalla pendenza di queste curve ($\eta = d\sigma/d\dot{\gamma}$). Un fluido newtoniano è rappresentato da una retta passante per l'origine; a una sollecitazione nulla corrisponde un valore nullo di velocità. Un secondo tipo di fluidi è quello la cui viscosità è costante, ma che ha bisogno di una sollecitazione minima σ_0 per poter cominciare a scorrere. Questi sono i cosiddetti fluidi di Bingham, rappresentati nella Figura 4.2 da una retta che non passa per l'origine e che intercetta l'asse y in corrispondenza del valore σ_0 , detto soglia di scorrimento. Sempre in Figura 4.2, sono rappresentate anche curve tipiche di fluidi pseudo-plastici, la cui viscosità diminuisce al crescere dell'intensità dello sforzo, e di quelli dilatanti, la cui viscosità viceversa aumenta.

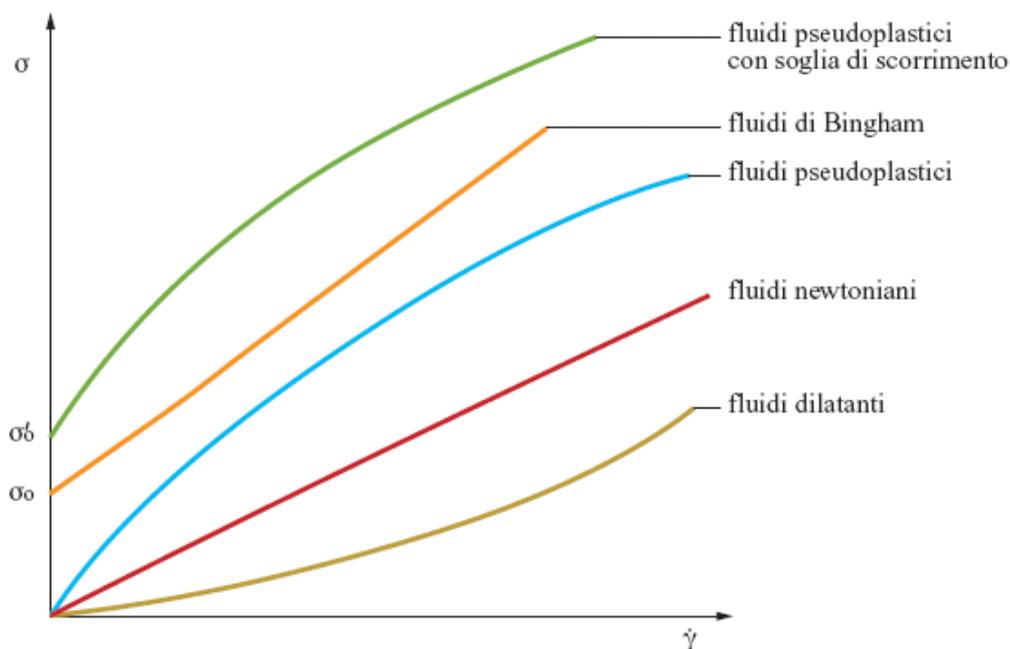


Figura 4.2

Andamento della sollecitazione di taglio (σ) in funzione della velocità di deformazione ($\dot{\gamma}$) per diversi tipi di fluido

4.3 Reometria

Diversi metodi sono stati concepiti per la misura della viscosità, ed esiste un gran numero di strumenti commerciali, in grado di coprire ampi campi di valori e gradienti di viscosità. Ci sono dei criteri che devono essere presi in considerazione quando si sceglie un viscosimetro e riguardano una serie di proprietà del materiale da analizzare, come la sua natura fisica, l'ordine di grandezza della sua viscosità, la sua elasticità, la dipendenza della sua viscosità dalla temperatura, solo per citarne alcune. I primi viscosimetri solitamente erano in grado di fornire misure per un solo valore della velocità di deformazione. Oggi alcuni di quei viscosimetri sopravvivono come strumenti di controllo qualità a livello industriale, ma evidentemente, sulla base di quanto discusso finora, misure effettuate in singoli punti forniscono una descrizione molto parziale, e talvolta fuorviante, del comportamento del materiale. In generale i viscosimetri possono essere classificati in tre tipi diversi: a capillare, rotazionali e a corpo mobile.

I viscosimetri a capillare (**Figura 4.3**) sono quelli di concezione più antica, ancora oggi molto diffusi: in essi il fluido viene in qualche modo forzato a scorrere in un tubo capillare, e la viscosità viene determinata misurando la portata di efflusso. L'equazione che viene utilizzata è quella di Hagen-Poiseuille (valida nell'ipotesi di flusso stazionario, laminare e isoterma):

$$\eta = \frac{\pi r^4 \Delta p}{8V} \quad (3)$$

dove r è il raggio del capillare, Δp è la caduta di pressione nel capillare, V il volume di liquido che fluisce nel capillare durante l'intervallo di tempo t . I viscosimetri a capillare sono particolarmente utili per misurare in maniera precisa la viscosità di fluidi fino a 20 Pa·s.

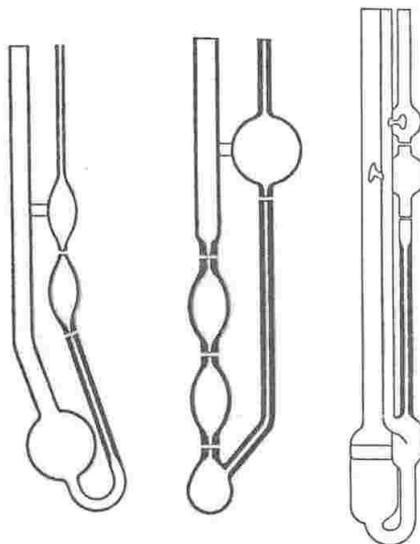


Figura 4.3

Viscosimetri a capillare: la forza motrice è data dalla forza peso, ossia dal battente idrostatico di liquido che si realizza con la sua risalita iniziale e che varia nel tempo durante la prova. La misura consiste nel misurare il tempo di efflusso di un volume noto di liquido attraverso il capillare.

I viscosimetri rotazionali sono generalmente costituiti da due porzioni separate tra loro dal fluido che deve essere analizzato. Le due parti possono essere due cilindri concentrici, due piatti, un cono e un piatto, oppure una girante all'interno di un cilindro. La rotazione relativa delle due parti produce un'azione di taglio; il momento torcente richiesto per produrre una certa velocità angolare, oppure la velocità angolare necessaria a fornire un certo momento torcente, sono correlati al valore assunto dalla viscosità. In generale i viscosimetri rotazionali sono più versatili di quelli a capillare, permettono di eseguire misure per ampie varietà di fluidi, di viscosità anche molto diverse, in un ampio campo di gradienti di velocità, e quindi sono strumenti ottimali per studiare la non newtonianità dei corpi e l'esistenza di eventuali dipendenze della viscosità dal tempo (tissotropicità). Il tipo più diffuso di viscosimetro rotazionale è quello a cilindri concentrici (Figura 4.4). Se la distanza tra i due cilindri è sufficientemente piccola, e i due cilindri sono in moto relativo, il fluido compreso tra di essi è sottoposto a una velocità di taglio costante. In particolare, indicando con r_0 e r_1 i raggi del cilindro esterno e interno rispettivamente, e con Ω_1 la velocità angolare del cilindro interno (quello esterno è fermo), la velocità di taglio $\dot{\gamma}$ è data da:

$$\dot{\gamma} = \frac{r_0 \Omega_1}{r_0 - r_1} \quad (4)$$

La sollecitazione invece è:

$$\sigma = \frac{C}{2\pi r_0^2 L} \quad (5)$$

dove C è il valore della coppia esercitata e L è l'altezza del fluido tra i due cilindri. Dalla (4) e dalla (5) si deduce l'espressione per la viscosità:

$$\eta = \frac{C(r_0 - r_1)}{2\pi r_0^3 \Omega_1 L} \quad (6)$$

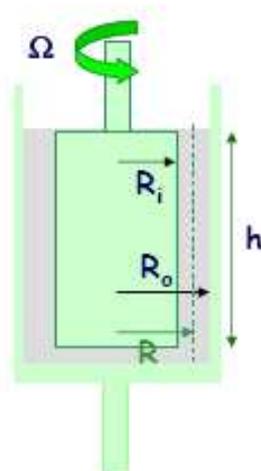


Figura 4.4.
Schema di un reometro rotazionale con geometria a cilindri coassiali (Couette)

Rispetto alla geometria a cilindri concentrici, quella piatto- cono (**Figura 4.5**) presenta diversi vantaggi: le dimensioni del campione sono minori, i dati sono più facili da convertire, la velocità di taglio è costante nel campione. Tuttavia esistono alcuni problemi pratici di cui tener conto, come la possibilità che il solvente evapori e la necessità di un accurato caricamento del campione, che deve essere tale da riempire completamente la geometria, ma senza ricoprirlo.

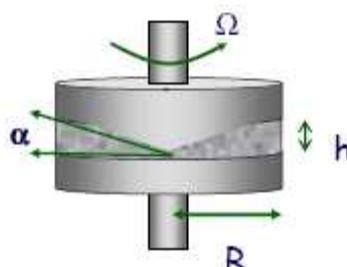


Figura 4.5
Schema di un reometro rotazionale con geometria a piatto-cono

Molto usata è anche la geometria a piatti paralleli (**Figura 4.6**), che presenta il vantaggio di poter variare liberamente la distanza h che separa i due piatti: questo è particolarmente importante nello studio di sospensioni al cui interno siano presenti particelle piuttosto grosse. La regola orientativa per poter ottenere misure riproducibili è che la distanza tra i piatti sia di un ordine di grandezza superiore rispetto alle dimensioni massime degli aggregati presenti nel sistema. Nella geometria a piatti paralleli però la velocità di taglio non è costante, ma cresce al crescere della distanza dal centro del piatto. La velocità massima quindi si ha in corrispondenza del bordo (per $r=R$) ed è pari a:

$$\dot{\gamma}_{\max} = \frac{R\Omega_1}{h} \quad (7)$$

L'espressione che permette di stimare la viscosità è stata ricavata da Ken Walters (1975):

$$\eta = \frac{3Ch}{2\pi R^4 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{d \ln C}{d \ln \Omega_1} \right)} \quad (8)$$

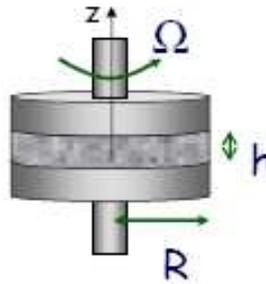


Figura 4.6
Schema di un reometro rotazionale con geometria a piatto-piatto

4.4 La sperimentazione di laboratorio

4.4.1 Preparazione del materiale

Per la sperimentazione in reometro sono stati utilizzati circa 6Kg di argilla Varicolore prelevata da due carote provenienti dal sito di Masseria Marino (Alta Valle del Basento). Il terreno è stato essiccato all'aria, quindi setacciato attraverso il vaglio di apertura 0.4 mm. Sono stati preparati 8 campioni (miscele acqua –terreno), ognuno siglato con una lettera (A, B, C, D, E, F, G, e H), sostanzialmente differenti solo per il contenuto d'acqua. Per ogni miscela sono state eseguite le prove standard per la caratterizzazione reologica dell'argilla in esame: prove di yield stress, prove di creep e di rilassamento; la prova è identificata dal numero che segue la lettera del campione. Per cui, i campioni A1 e A2 sono prelevati dalla stessa miscela acqua-terreno, e si riferiscono a due prove reometriche consecutive. In linea di principio, i provini identificati dalla medesima lettera dovrebbero avere identica composizione, tuttavia è inevitabile una progressiva riduzione del contenuto dell'acqua. In seguito a misurazioni eseguite sui provini sia prima che dopo l'esecuzione della prova in reometro, si può affermare che la perdita di umidità è trascurabile.

4.4.2 L'attrezzatura sperimentale

Il reometro utilizzato per le prove è il reometro NOVA della azienda produttrice "Rheologica":

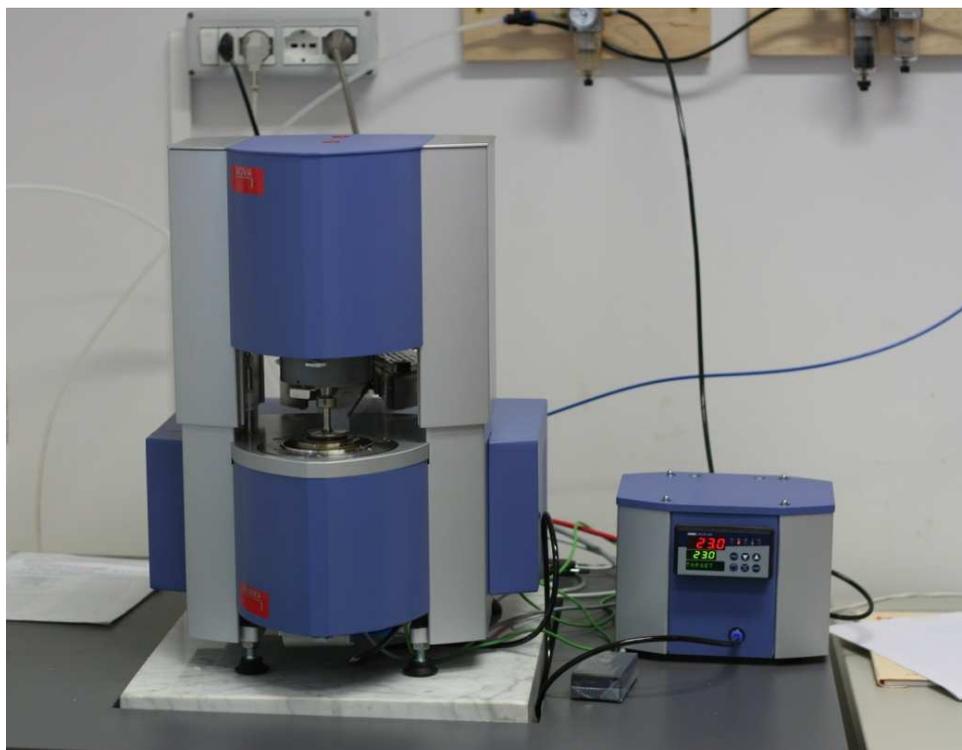


Figura 4.7
Reometro utilizzato nella sperimentazione

E' un reometro rotazionale a sforzo controllato, in cui viene imposto lo sforzo di taglio, attraverso una coppia torcente e si misurano le deformazioni indotte nel campione. Successivamente si ricava la velocità di deformazione di taglio $\dot{\gamma}$.

In questo lavoro di tesi il reometro è stato equipaggiato con la geometria “Piatto-Piatto 40”.

Il reometro utilizzato è dotato di due controlli di temperatura: ETC e Lauda.

ETC è l'acronimo di *elevated temperature cell* ed è uno strumento formato da un piatto inferiore e da un forno superiore. Tale strumento permette di effettuare prove reologiche a temperature differenti da quella ambiente, l'intervallo di misura della temperatura è $-15 \div 300^{\circ}\text{C}$. Sulla superficie del piatto inferiore sono posizionati due fori dai quali viene immessa aria in pressione che serve per il riscaldamento/raffreddamento del campione. Il forno, le cui pareti sono di materiale refrattari, fa sì che non vi siano dispersioni termiche verso l'esterno. Le misure di temperatura, effettuate attraverso l'utilizzo delle due termocoppie, sono riferite a parti del reometro (il piatto inferiore e il forno), tuttavia allo sperimentatore interessa la temperatura del fluido (ovvero del miscuglio) da esaminare; è pertanto necessario aspettare un certo tempo, prima di eseguire le prove, che dipende dai coefficienti di scambio termico del materiale, perché l'intero sistema si ponga in equilibrio termico.

Il “Lauda” è invece un sistema di controllo di temperatura costituito da un bagno termico. Operativamente è un dispositivo completamente diverso dall'ETC ed è utilizzato quando vengono effettuate prove reologiche con geometrie cilindriche (del tipo Couette e/o doppio Cosette). In questo caso il cilindro che contiene il materiale da investigare è immerso all'interno di un fluido che funge da camicia. Il controllo termico viene quindi effettuato variando la temperatura del fluido circostante.

4.4.3 Le procedure e il programma sperimentali

In letteratura non è frequente trovare esempi di prove reometriche svolte su argille naturali e soprattutto su miscugli acqua-argilla con frazioni delle particelle superiori ai 2 micron e contenuti d'acqua prossimi al limite liquido; perché in genere l'argilla viene studiata in concentrazioni molto diluite, per applicazioni diverse da quelle di ingegneria civile. Inoltre, in reometria, le procedure di prova (scelta della geometria del reometro, tipologia e sequenza delle prove) dipendono fortemente dal materiale in esame. Per questo motivo le prime campagne d'indagine svolte sono state sacrificate alla ricerca di una procedura sperimentale adeguata all'argilla in esame (Masseria Marino), che potesse essere standardizzata e proficuamente utilizzata nel seguito della ricerca.

Rispetto alle convenzionali prove geotecniche, le misure reometriche necessitano di una precisione che può essere superiore anche di più ordini di grandezza data la dimensione esigua del provino immesso nel reometro (come anticipato il diametro dei piatti che

contengono il campione è di 4 cm e lo spessore del campione varia da 3 ad 1 mm). Anche la preparazione della miscela necessita di estrema cura, onde evitare formazione di grumi e di bolle d'aria all'interno del fango che rischiano di inficiare i risultati sperimentali. Per un migliore controllo del contenuto d'acqua del fango preparato si è preferito versare prima l'acqua distillata in un "becker", e si è aggiunto in seguito il terreno ridotto in polvere in piccole quantità, mescolando costantemente, fino ad arrivare al contenuto d'acqua desiderato. In questo modo sono stati preparati gli 8 fanghi campione (A, B, C, D, E, F, G, H). I becker contenenti i fanghi sono stati sigillati con carta parafilm, per evitare fenomeni di evaporazione, e conservati in ambiente umido.

Le prove eseguite sui primi fanghi (A e B) sono risultate in qualche modo incerte e poco ripetibili. Sono state eseguite essenzialmente prove di creep allo scopo di ricavare i valori di soglia critici (quelli in grado, cioè, di innescare nel campione uno scorrimento viscoso). Tuttavia, nonostante l'omogeneità dei provini, le misure risultano disperse: la spiegazione è legata all'uso del reometro rotazionale, in cui può verificarsi lo scorrimento relativo tra materiale e superficie del piatto del reometro (*wall-slip*), che seppur indesiderato, talvolta non si riesce ad evitare. In tutti i reometri rotazionali semplici viene fatta l'ipotesi di aderenza perfetta tra fluido e piatti del reometro. Ma, molti materiali, tra cui l'argilla naturale studiata, possono non soddisfare questa condizione, generando fenomeni di scorrimento all'interfaccia. Un'evidenza indiretta del fenomeno, così come una misura della sua entità, è testimoniata dalla dipendenza della viscosità misurata dalla distanza tra i due piatti (*gap*). Il fenomeno è stato contrastato utilizzando interfacce a superfici ruvide.

Nelle Figure 4.8 e 4.9 vengono riportati i diagrammi deformazione di taglio-tempo: quelli dei campioni A si riferiscono a prove eseguite con superfici lisce, quelle dei campioni B sono invece relativi a prove eseguite con piatti a superficie ruvida. Il valore delle deformazioni di taglio registrate, a parità di contenuto d'acqua e sforzo applicato varia di quattro ordini di grandezza:

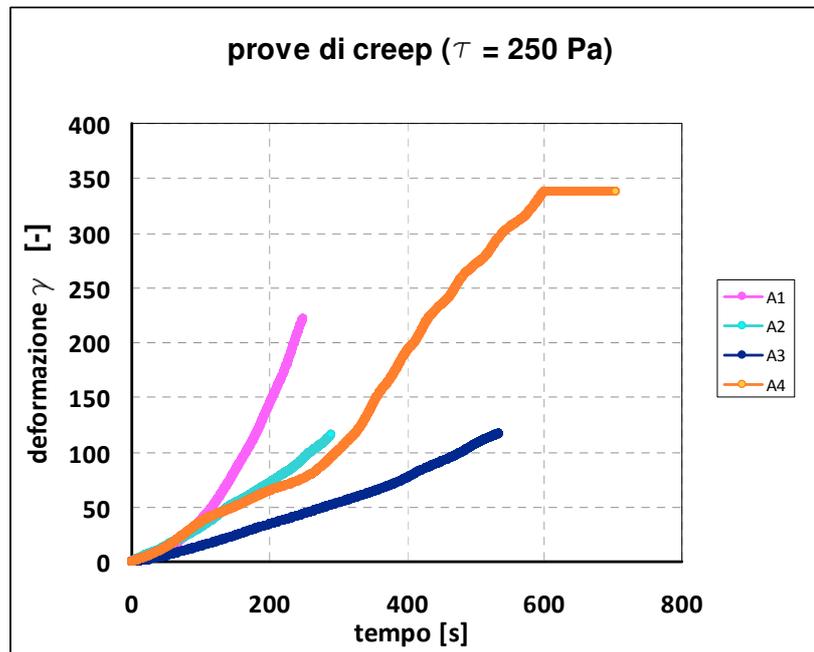


Figura 4.8

Risultati di prove di creep eseguite sui fanghi A e B utilizzando geometrie con superfici lisce

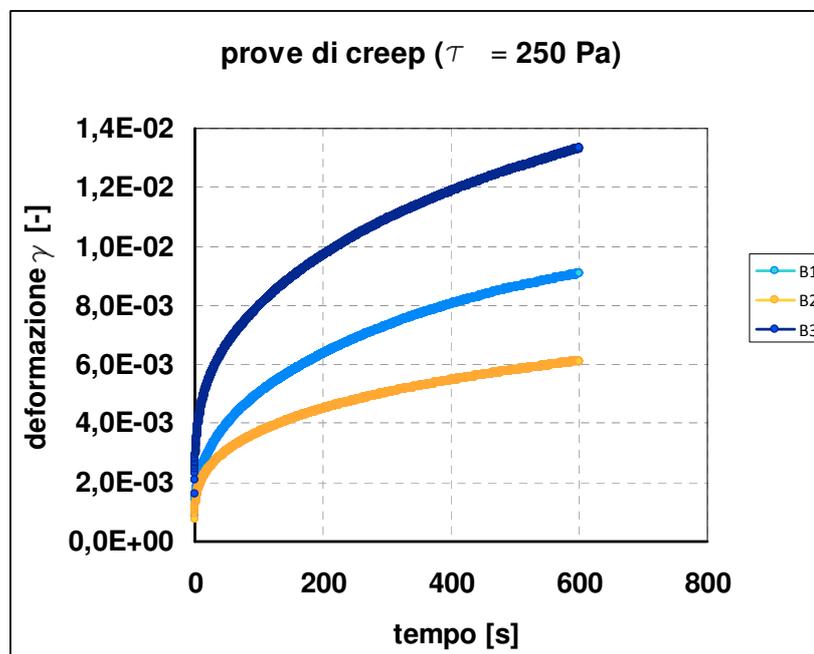


Figura 4.9

Risultati di prove di creep eseguite sui fanghi A e B utilizzando geometrie con superfici ruvide (carte abrasive)

Il secondo problema rilevante, emerso durante le prove con le famiglie di fanghi A e B, è stata l'evaporazione dell'acqua contenuta nel provino durante la prova. L'essiccamento del provino altera in maniera non trascurabile il suo comportamento, causando un aumento della concentrazione effettiva di solido nella miscela. Allo scopo di evitare l'evaporazione dell'acqua dalla miscela è stato applicato un anello di PVC, del diametro di circa 10 cm, alto circa 1cm, intorno al piatto inferiore del reometro. All'interno dell'anello, per 'sigillare' il campione, è stato versato un fluido polimerico, il poliisobutilene (PIB L8), che è totalmente idrofobico, non volatile e con una viscosità di diversi ordini di grandezza inferiore a quella della miscela acqua-terreno. Tale differenza garantisce la non influenza del PIB nelle prove reometriche seguenti.

Sui campioni prelevati dai fanghi C, D ed E sono state eseguite prove di scorrimento ('yield stress' è il termine usato in reologia), prove di creep e di rilassamento. In Figura 4.10 vengono riportati i risultati delle prove di scorrimento viscoso in termini di curve di flusso:

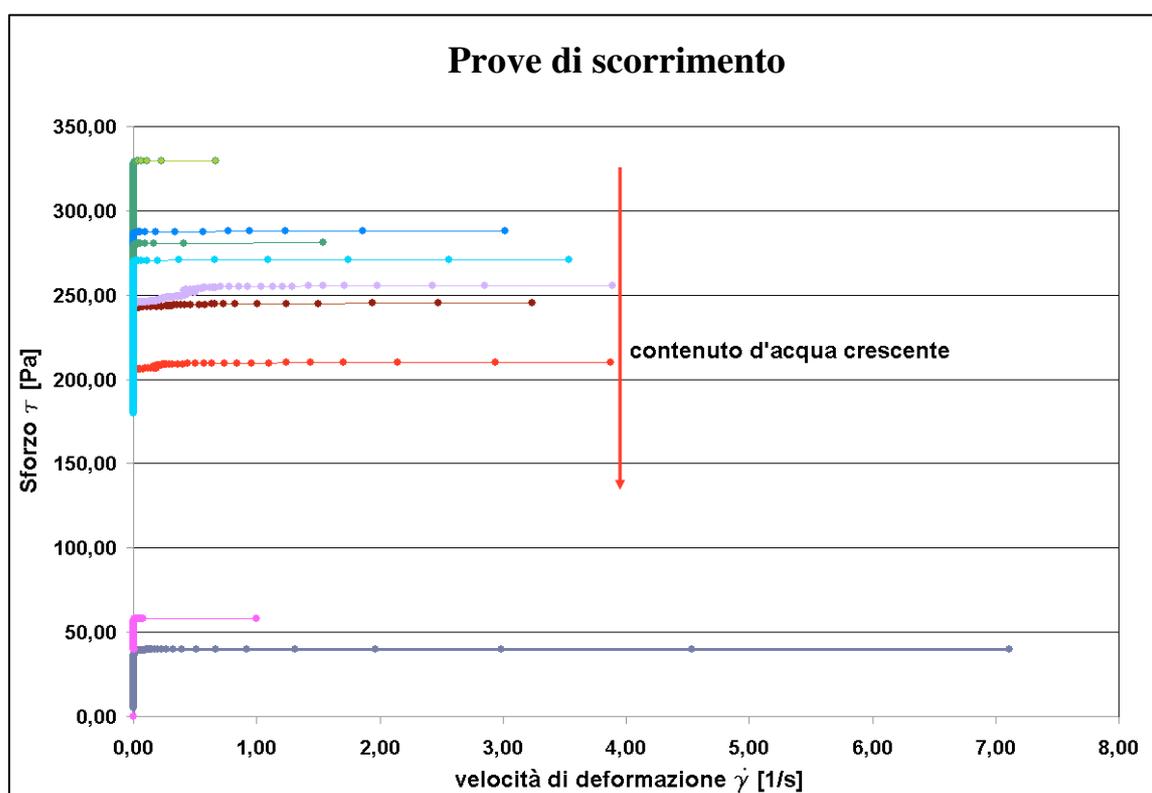


Figura 4.10

Risultati di prove di scorrimento su campioni prelevati dai fanghi C, D, E ed F. Lo sforzo di soglia sembra essere dipendente dal contenuto d'acqua del provino.

Mentre con la configurazione a superficie ruvida si riesce ad impedire il fenomeno di scorrimento all'interfaccia, come si può osservare dalle ripide pendenze delle curve di flusso nel tratto iniziale, il problema dell'evaporazione dell'acqua dall'interno del campione verso l'esterno è invece difficile da risolvere del tutto. Infatti, nonostante il contenuto d'acqua iniziale dei campioni sia sempre superiore al limite liquido dell'argilla ($w=1,2\div 1,6w_L$), non è

stato possibile indurre nel materiale uno scorrimento viscoso, bensì in corrispondenza di valori dello sforzo di taglio anche molto diversi tra loro, il campione si frattura. La causa di una rottura di questo tipo potrebbe essere ascritta alla presenza di bolle d'aria all'interno del provino, od anche a fenomeni di consolidazione che si sviluppano durante la prova, che comportano un aumento di consistenza del materiale.

Per quanto riguarda la serie F, le prove sono di creep sotto uno sforzo assegnato e successivo rilassamento, per una durata totale di 20 minuti (10' di creep + 10' di rilassamento) e di scorrimento con rampe di carico da 50 a 400 Pa. In questo caso lo scopo era di investigare gli effetti della storia di carico sulla risposta reologica del materiale.

La scelta di isolare i provini con PIB L8, adoperata nelle prove fino a quelle eseguite sui campioni della serie F, non è esente, a posteriori, da alcune perplessità. Sigillare il provino con tale fluido, non garantisce una buona osservabilità dello stesso durante la prova, né scongiura il rischio di eventuali infiltrazioni all'interno del campione che possono alterare le misure.

Per questo motivo si è preferito proseguire nella sperimentazione ricreando un ambiente saturo di acqua intorno al campione. A tal fine, i piatti paralleli del reometro, contenenti il campione, sono stati racchiusi in un contenitore trasparente all'interno del quale sono stati inseriti dei bicchierini di acqua calda. Il contenuto d'acqua misurato su uno dei campioni H a fine prova è pressoché coincidente con il contenuto d'acqua del fango rimanente conservato in ambiente umido, a meno del 2-3%.

Il protocollo di prova definitivo, ricavato dalle esperienze effettuate sui campioni A, B, C, D, E, ed F (il fango G non è stato analizzato) ed applicato sulla famiglia di campioni H è mostrato in Figura 4.11:

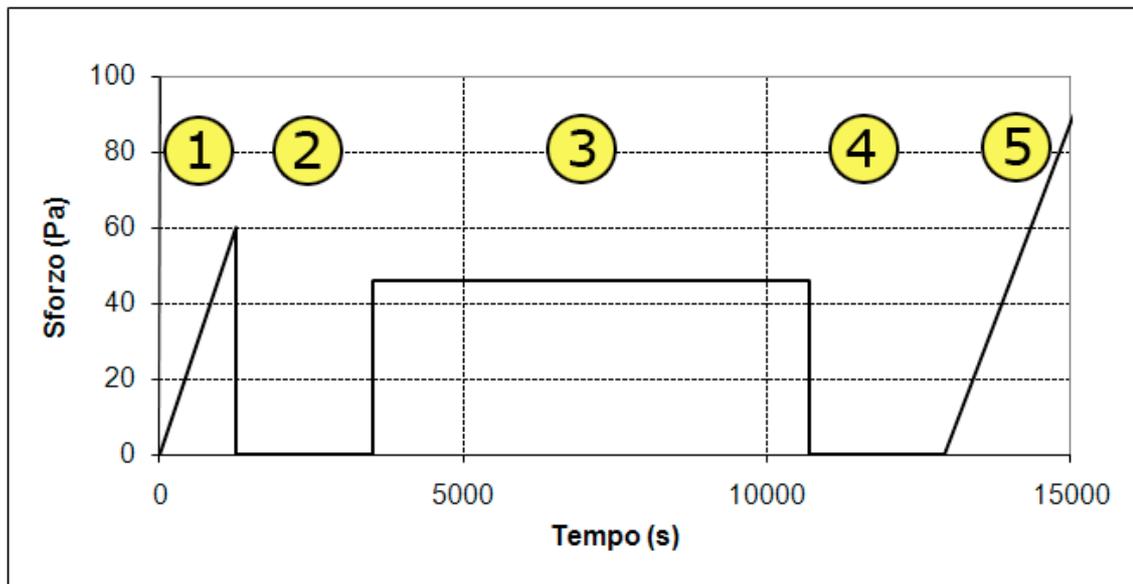


Figura 4.11
Protocollo di prova definitivo per i fanghi della serie H

Il grafico in Figura 4.11 è la storia di flusso applicata ai campioni della serie H, ed è stato diviso per comodità di esposizione in 5 parti, numerate in sequenza. Ciascuna parte corrisponde ad una tipologia di prova reometrica:

- fase 1: prova di scorrimento viscoso
- fase 2: prova di rilassamento
- fase 3: prova di creep
- fase 4: prova di rilassamento
- fase 5: prova di scorrimento viscoso

Nella definizione del protocollo di prova, oltre alla sequenza delle fasi, sono stati fissati altri fattori, ovvero: la velocità con cui applicare gli sforzi durante le prove di scorrimento e i tempi di durata delle fasi di creep e di rilassamento. I risultati delle sperimentazioni sui fanghi esaminati precedentemente, infatti, hanno messo in evidenza il ruolo svolto dalla storia di sollecitazioni cui viene sottoposto il provino sulla risposta reologica dello stesso.

È stata in primo luogo definita la velocità di carico durante le fasi 1 e 5 del protocollo di prova, che prevede un incremento di 2 Pa ogni 50 secondi per i fanghi da H1 a H9 (in tabella 4-1 indicata con V) ed un incremento di 2 Pa ogni 100 s per i fanghi da H10 a H14 (in tabella 4-1 indicata con L). La velocità è stata dimezzata durante queste ultime prove per studiare eventuali correlazioni legate alla storia di flusso dei campioni.

Una volta sistemato il provino tra i piatti del reometro, lo si sottopone ad una prima fase di carico, una volta attinto il valore di soglia (il valore dello sforzo di taglio che induce le prime deformazioni viscoelastiche), vengono impediti ulteriori deformazioni che possano portare a rottura il provino. In seguito si consente il rilassamento (1200 s o 1800 s); poi si induce una fase di creep ad una tensione di taglio di 46 Pa. Tale valore è stato derivato decurtando del 20% il valore di soglia attinto dal campione H2 (pari a 58Pa). Si è deciso di applicare tale valore anche per i provini successivi per mantenere uniforme il protocollo di prova, essendo tale scelta giustificata, peraltro, dall'intervallo ristretto dei valori di soglia registrati sugli altri campioni della serie H. Secondo il protocollo di prova definito, dopo il creep si lascia rilassare il provino per 1800 s ed infine viene effettuato un secondo ciclo di carico, mantenendo la stessa velocità di incremento dello sforzo del primo. In tabella 4-I è mostrata la sintesi dei risultati delle prove su tutti i campioni H. I valori di sforzo evidenziati in rosso indicano la prova in cui quel determinato provino si è rotto.

Campione	Rampa	w (%)	Soglia di scorrimento (1° carico) (Pa)	Durata fase rilassamento (s)	Deformazione fine fase rilassamento.	Deformazione fine fase creep	Durata fase rilassamento (s)	Soglia di scorrimento (2° carico) (Pa)
H2	V	1,29	58	1200	-0,0219	0,418	1200	140
H3	V	1,29	48	1200	-0,0347			
H4	V	1,29	51	3297	-0,0256	0,746	600	77
H5	V	1,29	60	2235	-0,0366	0,189	2500	162
H6	V	1,29	56	1800	-0,0208			
H7	V	1,29	62	1805	-0,037	0,269	1800	116
H8	V	1,29	71	1800	-0,0265	0,163		122
H9	V	1,29	68	1800	-0,0287	0,238		106
H10	L	1,29	62	1800	-0,0289			
H11	L	1,29	84	1800	-0,0294	0,0746	1800	152
H12	L	1,29	84	1800	-0,04988	0,0698	1800	159
H14	L	1,29	95	1800	-0,032	0,05		154

Tabella 4.1

I Sintesi dei risultati delle prove sulla serie H

4.4.4 Discussione dei risultati sperimentali

Le prove sui campioni H2, H3, H4, H5 e H6 vanno considerate come preliminari per la messa a punto definitiva del protocollo sperimentale, dal momento che c'è stata una variazione troppo repentina delle variabili quali i tempi di rilassamento, sia dopo la prima fase ed scorrimento che sia dopo il creep. L'unico parametro che è stato fatto variare invece sui campioni H7, H8, H9, H10, H11, H12 e H14 è stato la velocità della rampa di carico (2Pa ogni 50 s per i campioni H7, H8 e H9 contro 2Pa ogni 100 s per i campioni H10, H11, H12 e H14); inoltre, talvolta è stato consentito il rilassamento dopo il creep a 46Pa.

Nella Figura 4.12, sono diagrammati i risultati relativi ai campioni H2, H3, H4, H5, H6, H7, H8 e H9 della prima fase del protocollo sperimentale, la prova di scorrimento eseguita con la rampa di carico veloce (V), in cui il carico è stato incrementato linearmente di 2Pa ogni 50 s. Oltre ad avere un andamento qualitativamente simile, le prove appaiono ripetibili anche dal punto di vista quantitativo, dal momento che gli sforzi di soglia sono compresi nella fascia da 48 Pa (sforzo di soglia relativo al campione H3) a 71 Pa (sforzo di soglia relativo al campione H8)

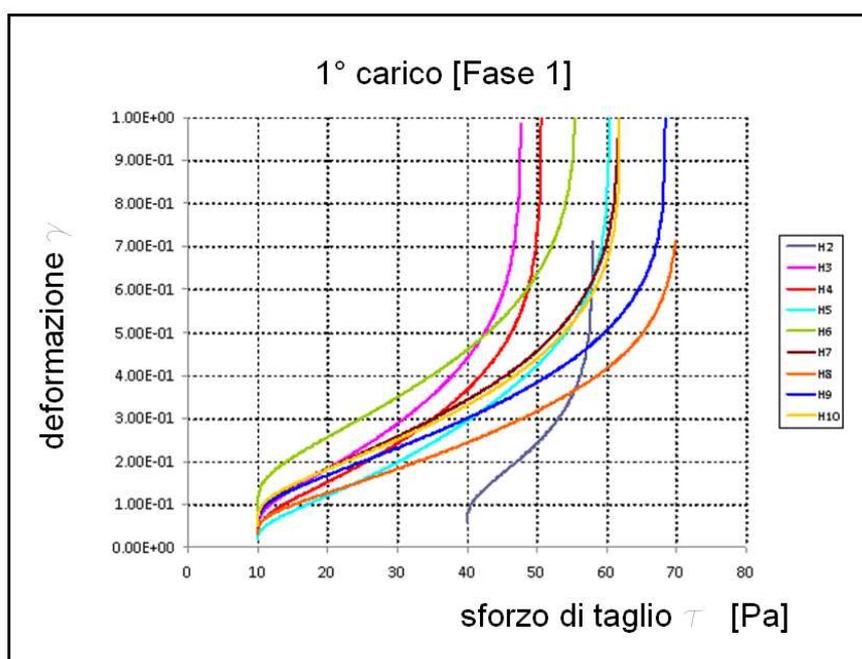


Figura 4.12
Curve di flusso relative alla prima fase carico (rampa veloce)

In Figura 4.13 sono diagrammati i risultati della fase di creep relativi ai medesimi campioni di cui sopra (H2, H4, H5, H7, H8 e H9) ad eccezione di H3 e H6, dal momento che questi hanno raggiunto la rottura durante la fase di scorrimento imposta precedentemente. Anche in questo caso, gli andamenti risultano piuttosto simili: le curve mostrano una concavità verso il basso indice di un rallentamento delle deformazioni viscose nel tempo. Le soglie di deformazione attinte dai campioni nel corso della prova si attestano in un intervallo abbastanza ristretto, tra 0,163 e 0,418, ad eccezione del campione H4.

La Figura 4.14 riporta, infine, si riferisce all'ultima fase del protocollo di prova, che consiste in prova di scorrimento, ancora eseguita imponendo una crescita 'veloce' del carico.

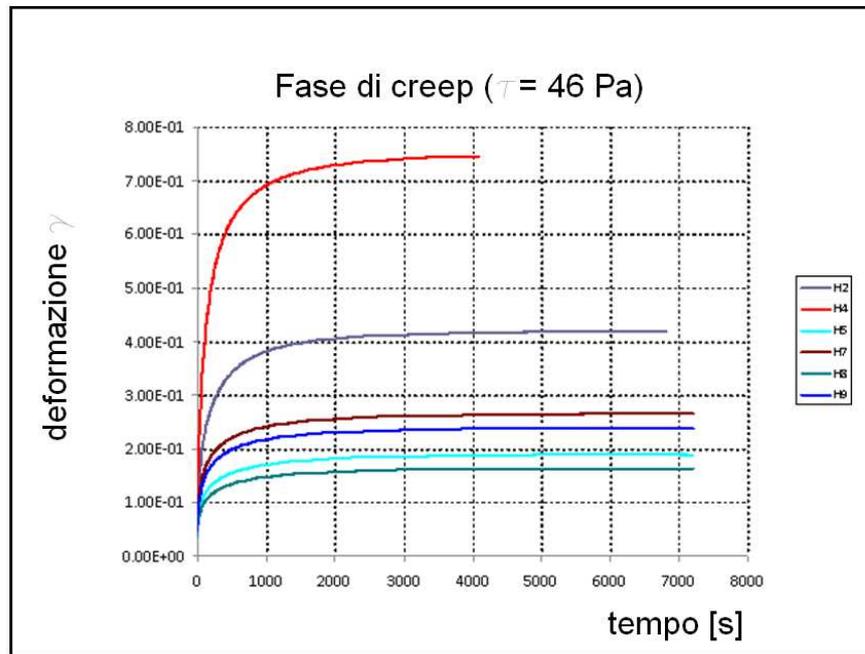


Figura 4.13
Andamenti delle deformazioni nella fase di creep

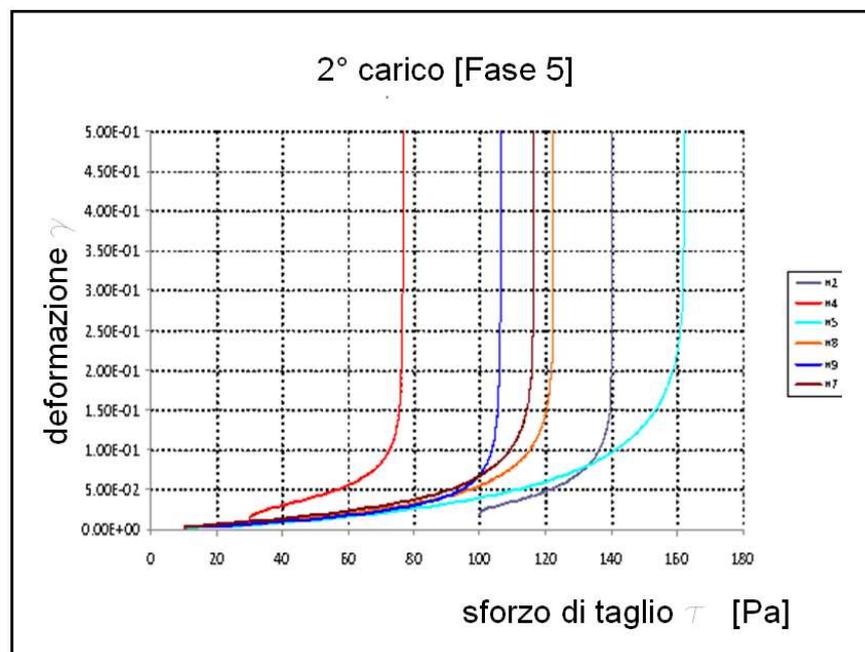


Figura 4.14
Curve di flusso relative alla seconda fase di scorrimento (rampa veloce)

Nelle Figure da 4.15 a 4.17 sono diagrammati relativi alle prove eseguite sui campioni H11, H12 e H14. In questo caso le fasi di scorrimento (fase 1 e 5 del protocollo sperimentale) sono state imposte con una rampa di carico lenta (L), cioè il carico è stato incrementato di 2 Pa ogni 100 s.

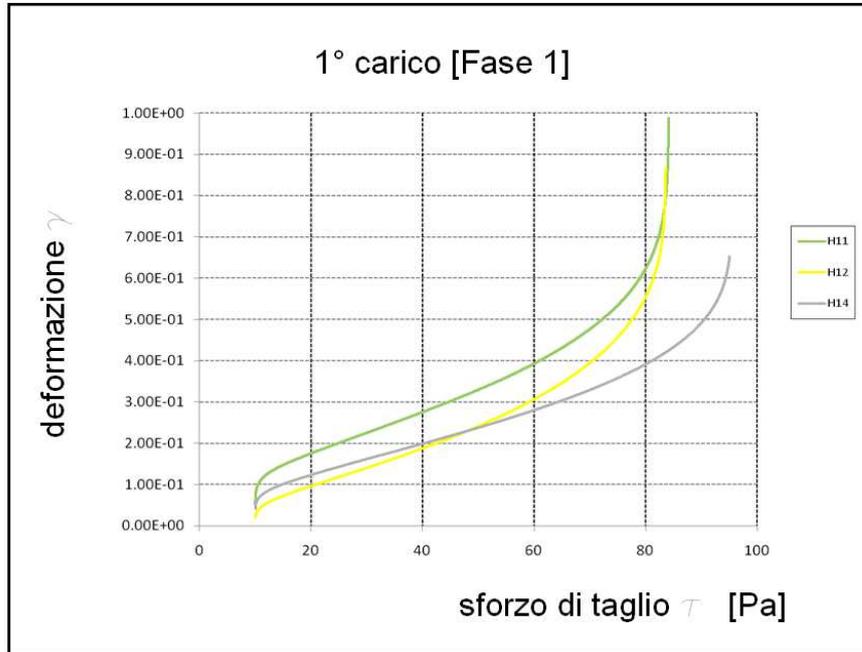


Figura 4.15
Curvedo flusso relative alla prima fase scorrimento (rampa lenta)

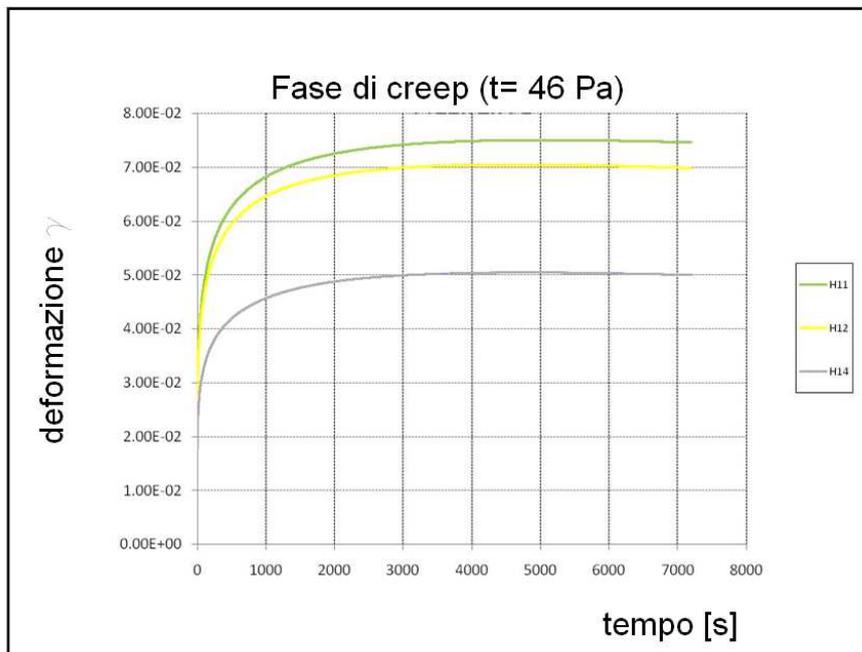


Figura 4.16
Deformazioni relative alla prima fase di creep

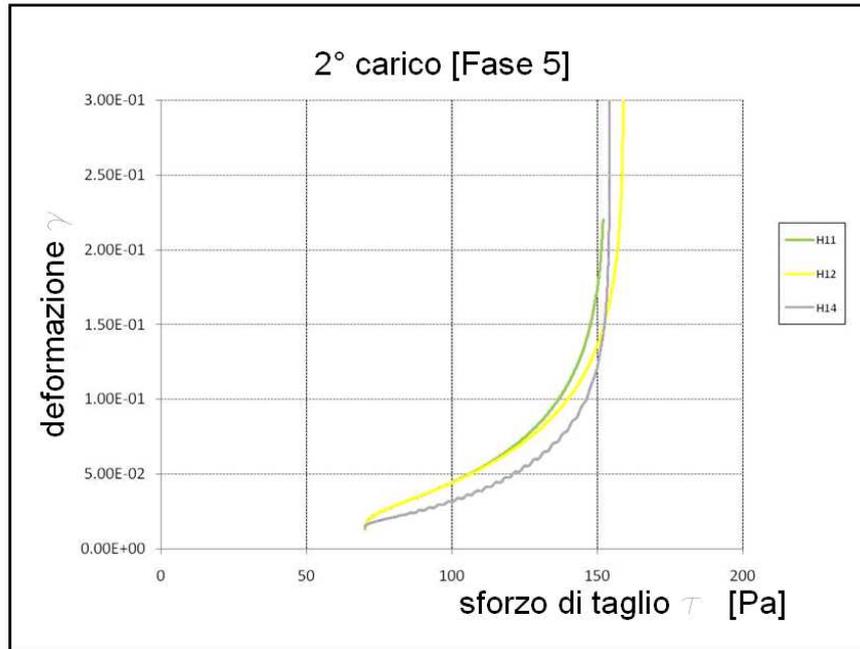


Figura 4.17
Curve di flusso relative alla seconda fase di yield stress (rampa lenta)

L’esame delle prove descritte mette in evidenza alcune correlazioni, prima fra tutte la dipendenza della storia dei carico sul comportamento de formativo del provino.

La Figura 4.18 mostra l’ esistenza di una tendenza definita tra la tensione di soglia attinta nelle fasi scorrimento e la deformazione viscosa raggiunta allo stazionario nella fase di creep.

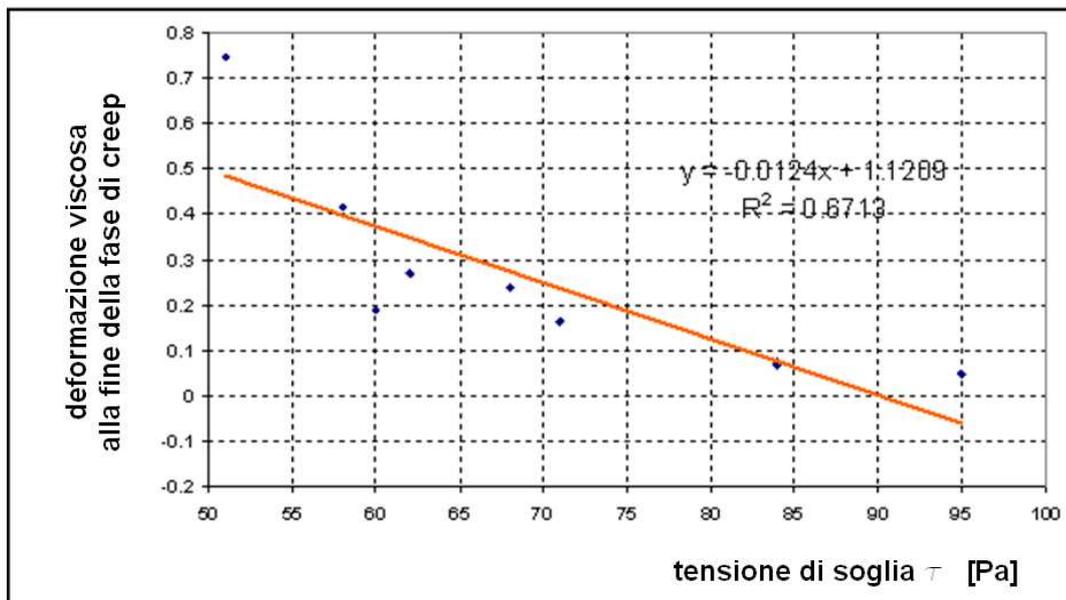


Figura 4.18
Diagramma di dispersione che lega il valore di sogliadi primo yield stress di un campione alla deformazione attinta dallo stesso durante il creep a 46 Pa

Un'altra considerazione discende dall'osservazione della Figura 4.19. Ad ogni punto è associata la coppia di valori durata di prova – valore di soglia. Se il valore di soglia è riferito alla prima fase di caricamento del provino (fase 1 del protocollo sperimentale), il tempo trascorso coincide con il tempo di carico della prima prova di scorrimento, invece, se il valore di soglia è riferito alla fase 5, il tempo trascorso è la durata dello svolgimento dell'intero protocollo di prova.

Maggiore è la durata del tempo di prova, più alto risulta il valore della soglia di scorrimento del campione. Ciò potrebbe esser ascritto ad un incrudimento viscoso del materiale che si sviluppa nel tempo, anche se non è possibile escludere, nonostante tutte le precauzioni sperimentali assunte, che si verifichino effetti di consolidazione, che causano, dunque allontanamento di acqua dal campione.

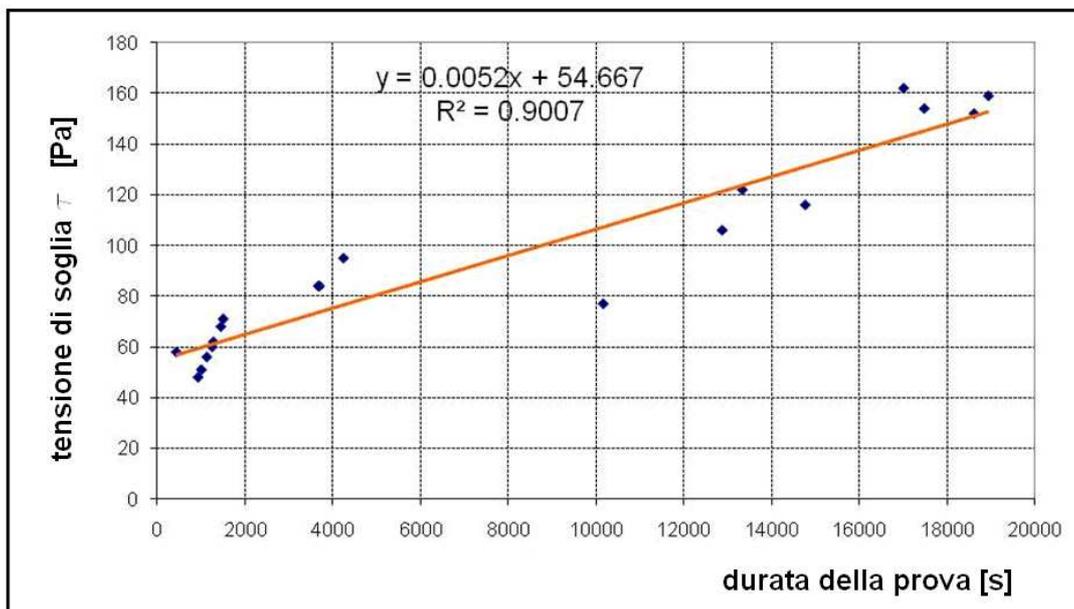


Figura 4.19

Diagramma di dispersione che lega il valore di sogliadi yield stress (sia primo che secondo) di un campione al tempo trascorso fino alla determinazione del valore stesso

CAPITOLO V

Prove edometriche e triassiali

In questa sezione verrà esposto uno studio bibliografico su due tipologie di prove molto diffuse nella pratica professionale dell'ingegneria geotecnica: le prove di compressione edometrica e triassiale. L'obiettivo è evidenziare, attraverso prove di laboratorio, svolte dunque sull'elemento di volume e in condizioni tensionali e idrauliche note, la risposta viscosa dei terreni argillosi sottoposti a compressione secondo i percorsi tensionali convenzionali

La conoscenza del comportamento viscoso di un terreno alla scala dell'elemento di volume è infatti, indispensabile per la scelta del modello costitutivo utile all'interpretazione di fenomeni che coinvolgano volumi maggiori di terreno (problemi al finito).

A valle dello studio reologico esposto nei capitoli precedenti, e della sperimentazione in reometro eseguita sull'Argilla di Masseria Marino, è emerso un limite oggettivo delle tecniche convenzionali di analisi del comportamento viscoso dei materiali per terreni complessi come le argille. È sembrato dunque opportuno cercare di approcciare il problema dello scorrimento viscoso delle argille con tecniche sicuramente più familiari ad un Ingegnere Geotecnico, le prove edometriche e triassiali, non ancora standardizzate, all'uso reologico, nella pratica professionale, ma comunque molto diffuse, come dimostra la letteratura che sarà esposta nel seguito.

Il capitolo sarà interamente dedicato alla descrizione delle prove ed in particolare alla risposta tensioni-deformazioni-tempo dei terreni argillosi secondo vari percorsi tensionali. I risultati esposti in questa sede sono tratti da sperimentazioni di laboratorio eseguite da diversi Autori su argille naturali od artificialmente ricostituite, reperibili nella letteratura scientifica. Nei capitoli successivi verrà introdotto il programma sperimentale svolto sull'argilla che è oggetto della tesi, l'Argilla Varicolore di Masseria Marino, mutuato dallo studio bibliografico esposto, ed infine i risultati sperimentali saranno interpretati con differenti leggi costitutive.

La scelta di riferirsi per lo studio del comportamento viscoso dei terreni alle prove edometrica e triassiale, deriva dalla consuetudine, molto diffusa nella letteratura scientifica, di suddividere lo studio del creep in base alla natura delle deformazioni che si sviluppano nel corso del tempo. Se le sollecitazioni e i vincoli imposti al campione di terreno sono tali da generare solo deformazioni viscoso volumetriche si parla di creep volumetrico, se invece si sviluppano deformazioni viscoso distorsionali si parla di creep deviatorico.

Anche i modelli costitutivi che la letteratura mette a disposizione ripropongono questo schema, e cioè, che si tratti di leggi costitutive empiriche, semi-empiriche o reologiche, i parametri richiesti per caratterizzare il terreno si suddividono tra quelli relativi al creep volumetrico e quelli relativi al creep deviatorico. Risulta, dunque, importante riuscire a discernere le due aliquote.

5.1 La prova edometrica e la consolidazione secondaria

È noto come un terreno coesivo sottoposto ad un incremento di carico subisca deformazioni volumetriche che proseguono nel tempo, con legge di tipo logaritmico, anche dopo la completa dissipazione delle pressioni interstiziali e l'esaurirsi quindi dei fenomeni di consolidazione primaria.

La cosiddetta fase di 'consolidazione secondaria', quella in cui le deformazioni sono dovute essenzialmente ad un fenomeno di puro creep (deformazioni sotto uno stato tensionale efficace costante), è generalmente approssimata con una relazione lineare tra la deformazione verticale ε_z , o l'indice dei vuoti e , e il logaritmo del tempo t .

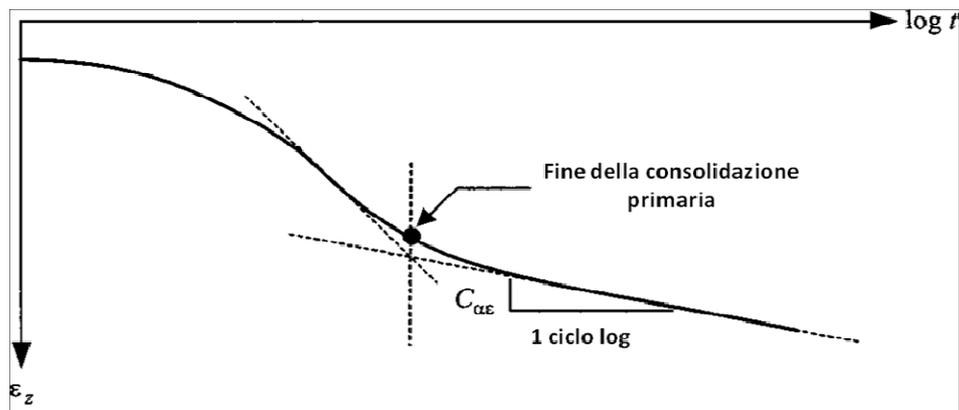


Figura 5.1

Andamento delle deformazioni durante una prova di compressione edometrica . Costruzione grafica per la determinazione dell'inizio della fase di consolidazione secondaria

Questa relazione è espressa attraverso il coefficiente di consolidazione secondaria C_{α} , che si può definire in differenti modalità, la più comune, in genere, è data da:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (1);$$

$$C_{\alpha \varepsilon} = \frac{\Delta e}{(1 + e_i) \Delta \log(t)} = \frac{\varepsilon_z}{\Delta \log(t)} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_i} \quad (2)$$

In letteratura esistono studi di diversi autori che hanno investigato l'influenza dello stato tensionale efficace sul coefficiente C_{α} .

Mesri (1973) e successivamente Mesri & Goldewski (1977), eseguirono un'ampia sperimentazione di laboratorio su argille altamente compressibili e su limi organici, arrivando alla conclusione che il coefficiente $C_{\alpha e}$ è fortemente dipendente non solo dallo stato tensionale efficace corrente, ma anche dal grado di sovra consolidazione. $C_{\alpha e}$ aumenta man mano che la tensione verticale efficace si avvicina alla tensione di sovraconsolidazione, raggiunge un

massimo in corrispondenza di questa, o immediatamente prima, poi decresce, ed infine, rimane praticamente costante.

Se $C_{\alpha e}$ risulta essere dipendente dallo stato tensionale efficace, il rapporto tra questo coefficiente e l'indice di compressione C_{ce} è praticamente costante come si evince dalla Figura 5.2, e che si riferisce ancora alla sperimentazione di Mesri & Godlewski:

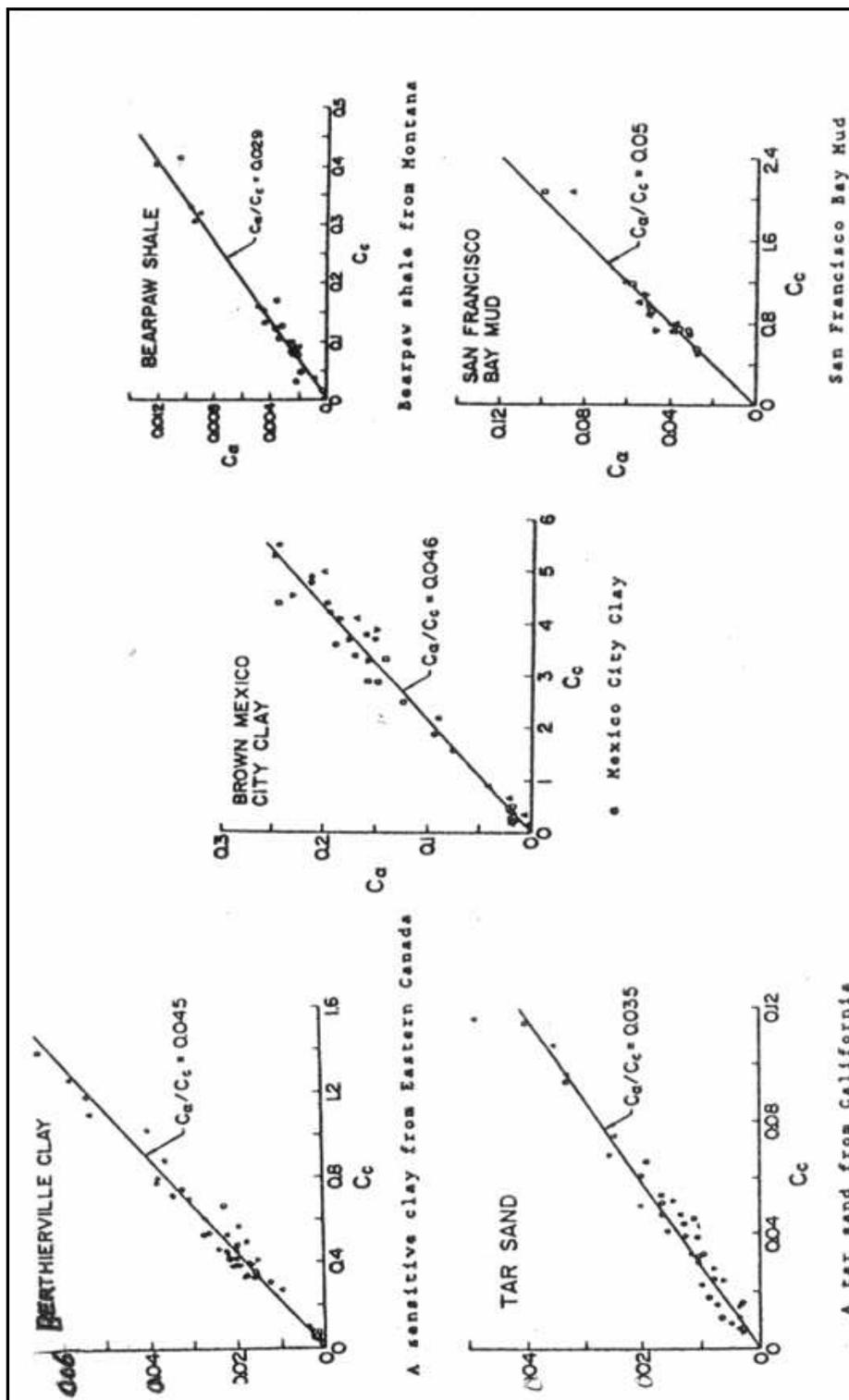


Figura 5.2
Rapporti C_a/C_c per differenti tipologie di terreno (da Mesri & Godlewski, 1977)

Oltre alla dipendenza dallo stato tensionale efficace, in letteratura è indagato anche l'effetto del tempo sul coefficiente di consolidazione secondaria: la relazione lineare, nel piano $\varepsilon_z - \log(t)$, è un'approssimazione che può considerarsi valida solo per tempi di osservazione sufficientemente brevi.

In effetti, Leonard & Girault (1961), Bjerrum (1967), Berre & Iversen (1972), Leroueil et al (1985), riportano relazioni deformazioni- tempo generalmente non lineari (**Figura 5.3**), ottenute da prove di compressione edometrica in cui ogni passo di carico ha la durata di 140 giorni (a differenza delle prove convenzionali in cui ogni passo di carico ha la durata di un giorno):

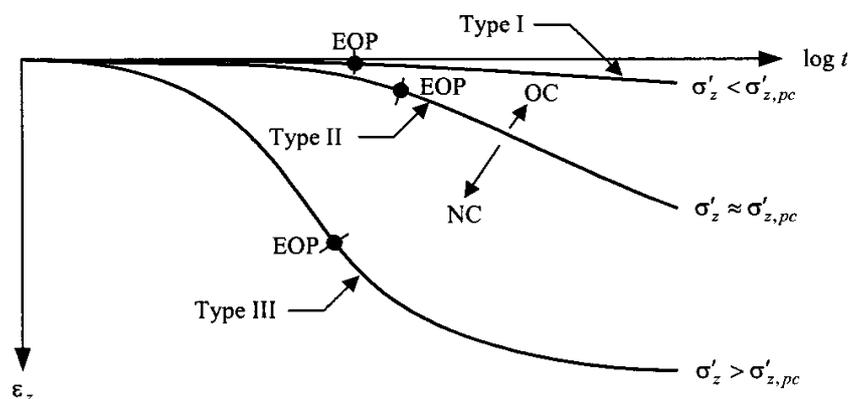


Figura 5.3

Curve deformazioni-tempo: la tipologia I corrisponde a campioni sovracosolidati, la II a campioni sottoposti ad una tensione efficace verticale prossima a quella di sovracosolidazione, la III a campioni normalconsolidati. La sigla EOP denota la conclusione della fase di consolidazione primaria. (Leroueil et al., 1985)

Le curve deformazioni – tempo, relative alla fase di consolidazione secondaria, per i campioni di argilla sovracosolidata (tipologia I in Figura 5.3) mostrano una pendenza crescente nel tempo, al contrario dei provini normalconsolidati (tipologia III in Figura 5.3), per i quali la curva presenta un punto di flesso. In generale, dunque, l'assunzione di linearità della relazione fra deformazioni e logaritmo del tempo, anche per la fase deformativa di 'puro creep' di una prova di compressione edometrica, risulta essere non corretta

Nell'ambito dello studio dei fenomeni viscosi che si sviluppano nel corso di un processo di compressione unidimensionale (prova edometrica) una questione molto dibattuta in letteratura, e non ancora compiutamente risolta, è quella della definizione del tempo di riferimento, ovvero dell'istante iniziale del processo deformativo viscoso.

È evidente che tale parametro gioca un ruolo fondamentale sull'intensità delle deformazioni viscosi, ma non influenza né la velocità con cui queste si sviluppano, né la loro evoluzione nel tempo.

Circa il tempo di inizio del creep due sono sostanzialmente le scelte possibili:

- 1) il tempo di riferimento è preso in corrispondenza del termine della fase di consolidazione primaria EOP (End of Primary Consolidation). Ciò implica che il valore di questo parametro vari con le condizioni di drenaggio e dunque con le dimensioni del provino;
- 2) il tempo di riferimento è considerato un parametro intrinseco del terreno, indipendente dunque dalla lunghezza del percorso di drenaggio (e quindi dallo spessore del provino). Questa opzione sottintende la considerazione che le deformazioni tempo-dipendenti che si manifestano in un terreno non possano essere confinate ai fenomeni di puro creep (consolidazione secondaria) e che i fenomeni viscosi si sviluppino durante tutto il processo di consolidazione (primario e secondario).

Vari test sperimentali condotti su argille per studiare la validità della prima o della seconda ipotesi (Bjerrum, 1967; Leroueil et al., 1985; Crawford, 1986; Yin, 1999) hanno sostanzialmente evidenziato che il comportamento dei terreni è intermedio tra le due condizioni enunciate. In sostanza è possibile dire che se il provino ha uno spessore sufficientemente ridotto, il processo di consolidazione primaria (fase in cui si dissipano le sovrappressioni neutre) è sufficientemente veloce per poter ammettere che i fenomeni viscosi siano trascurabili in questa fase, e quindi l'ipotesi (1) sarebbe accettabile. Quando invece i tempi di consolidazione aumentano, perché il provino ha uno spessore maggiore (i percorsi drenaggio si allungano), non è possibile ipotizzare che nella fase di compressione primaria non si manifestino anche deformazioni viscosi, benché nascoste dal processo di dissipazione delle sovrappressioni neutre. In realtà, si possono estendere queste conclusioni affermando che l'ipotesi (2) è sempre valida, ma che quando lo spessore del provino è molto ridotto, di fatto gli effetti viscosi risultano trascurabili se posti a confronto con gli effetti della consolidazione primaria. L'apparente validità dell'ipotesi (1) si riduce dunque ad una semplice incapacità di apprezzare gli effetti della viscosità durante la consolidazione primaria quando questa sia molto veloce.

A questo punto, dunque, è evidente che il comportamento viscoso del terreno non possa essere limitato allo studio del creep, che sicuramente resta la manifestazione più evidente e ben conosciuta del comportamento tempo-dipendente dei terreni.

5.2 Effetti della velocità di deformazione sulla compressione unidimensionale

Al fine di studiare gli effetti che la velocità di carico induce sulla compressibilità Crawford (1965), Sallfors (1975), Leroueil et al. (1983, 1985) hanno eseguito prove edometriche a differenti velocità (**Figure 5.4 e 5.5**), ed hanno osservato che la curva sforzi-deformazioni ne è fortemente influenzata:

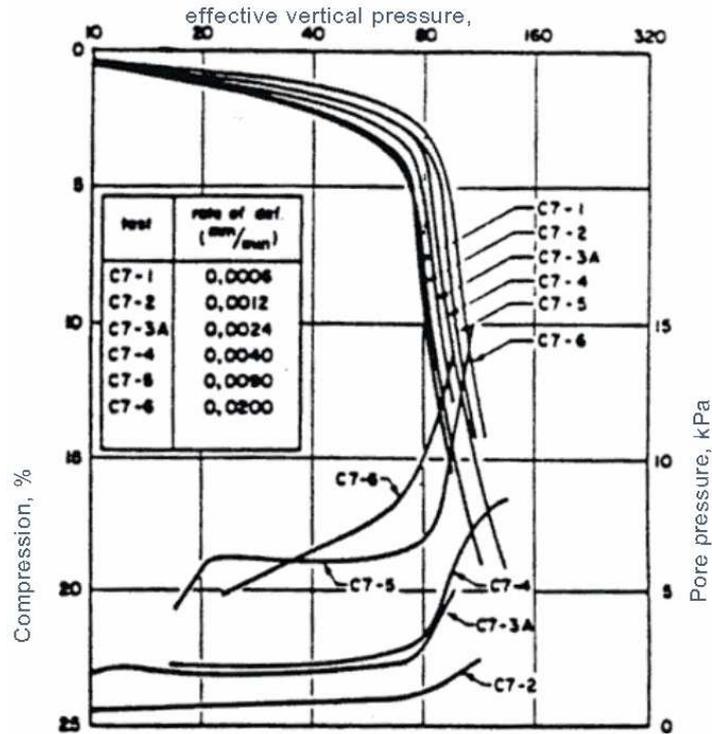


Figura 5.4

Effetti della velocità di deformazione sulla curva sforzi-deformazioni, da prove CRS (Salfors,1975)

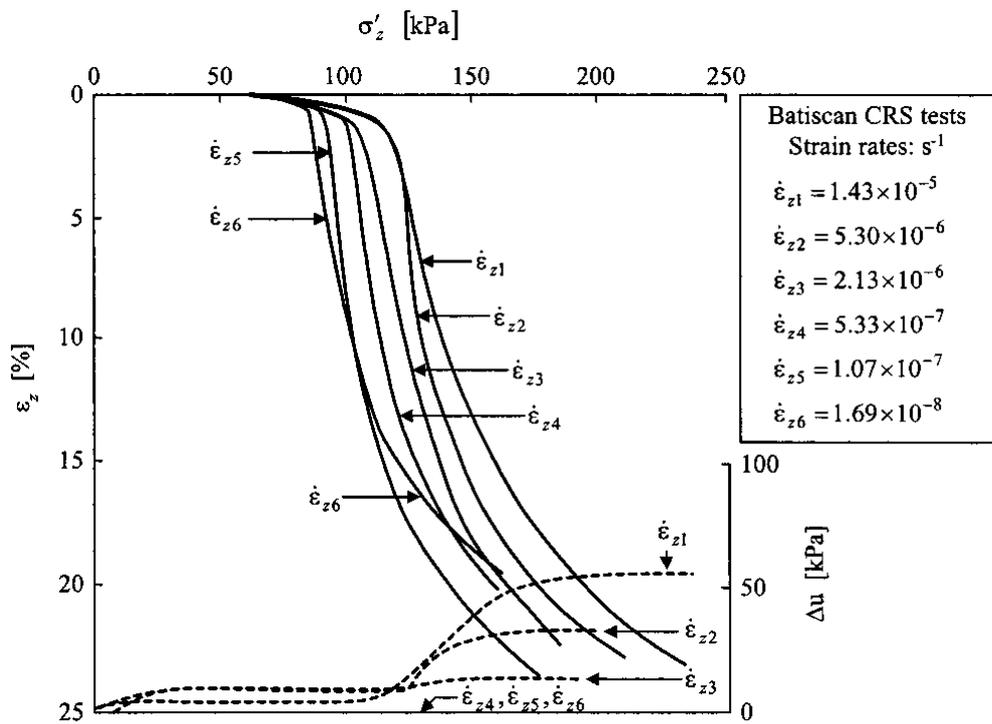


Figura 5.5

Effetti della velocità di deformazione sulla curva sforzi-deformazioni di prove CRS (Leroueil et al.,1985)

A parità di tensione efficace applicata, minore è la velocità con cui viene applicato il carico, maggiore è la deformazione, oppure, per una deformazione imposta, lo sforzo efficace corrispondente cresce con la velocità di deformazione. Dalle figure proposte innanzi si può anche notare che la pressione di sovraconsolidazione cresce con la velocità imposta al processo deformativo.

Leroueil et al.(1985), perseguendo l'obiettivo di definire più precisamente un modello reologico utile a descrivere il comportamento deformativo delle argille 'molli' o particolarmente compressibili, eseguirono differenti tipologie di prove edometriche su argille provenienti dall'Est del Canada. Oltre alle prove edometriche convenzionali, e alle prove CRS (a velocità di deformazione costante), realizzarono prove a gradiente controllato (prove CGT) nelle quali viene incrementato il carico totale applicato, mantenendo una sovrappressione neutra costante alla base del campione di terreno. Gli Autori realizzarono poi, prove condotte a velocità tali da mantenere, durante tutto il processo di carico, praticamente trascurabili le pressioni neutre all'interno del campione. Infine, eseguirono prove di creep. Le Figure da 5.6 a 5.8 mostrano i risultati ottenuti.

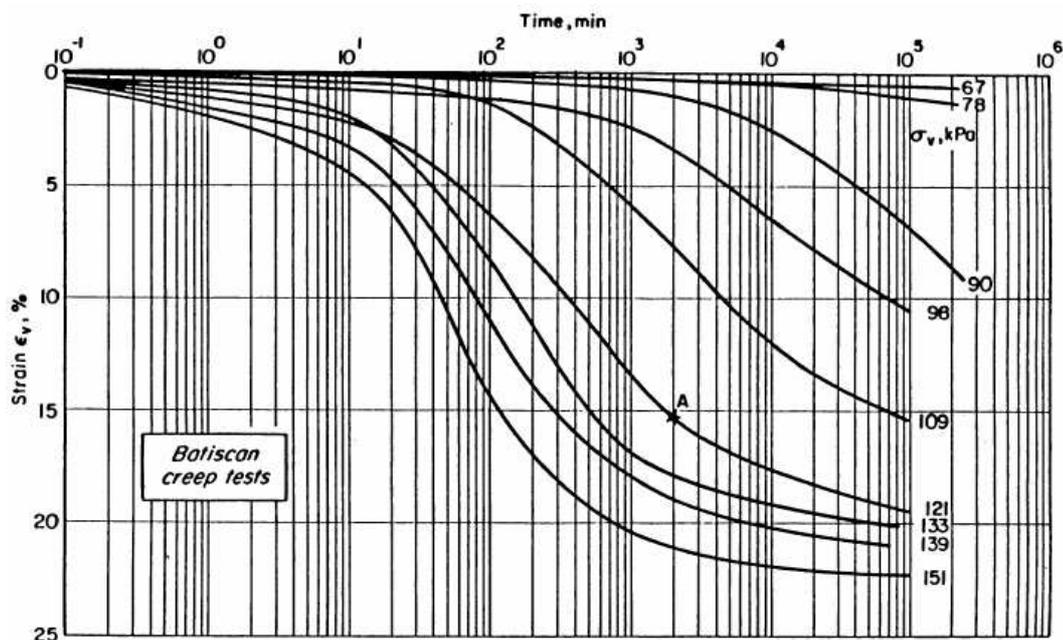


Figura 5.6
 Prove edometriche di creep sull'argilla di Batiscan (Leroueil et al., 1985)

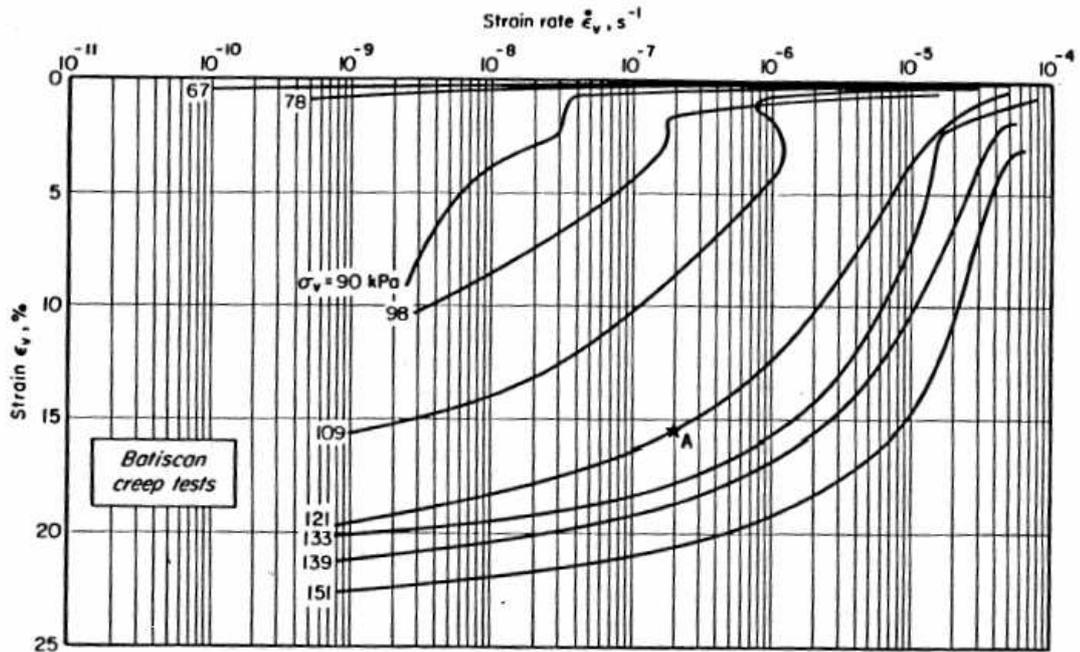


Figura 5.7

Variazioni della velocità di deformazione durante le prove edometriche di creep sull'argilla di Batiscan (Leroueil et al., 1985)

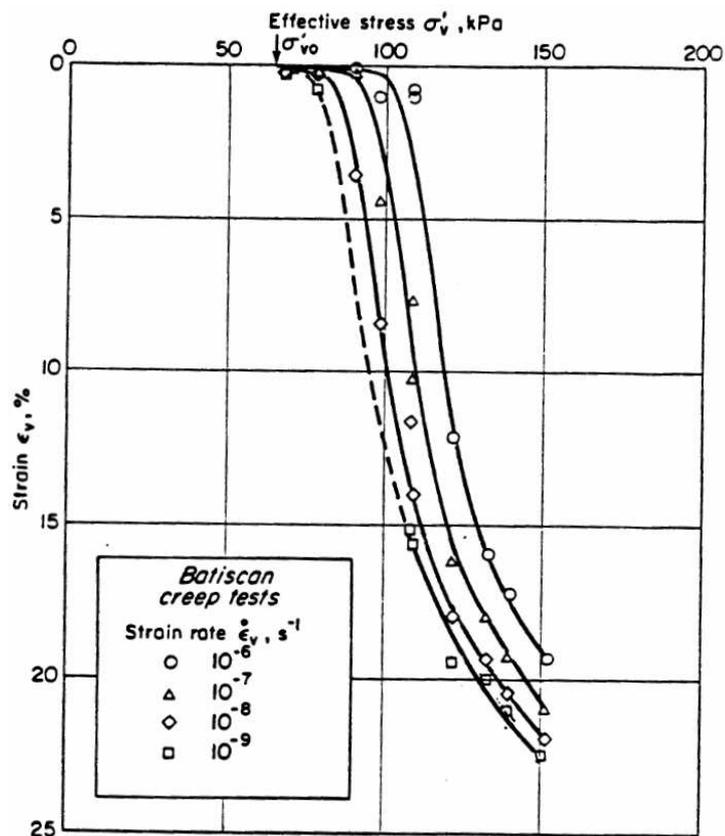


Figura 5.8

Curve ad uguale velocità di deformazione dedotte dalle prove edometriche di creep sull'argilla di Batiscan (Leroueil et al., 1985)

Si può concludere dicendo che il comportamento unidimensionale delle argille può essere descritto da una relazione unica tensioni efficaci-deformazioni-velocità di deformazione. Essa può essere espressa sia attraverso curve $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$ (Figura 5.9a), che

$\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v) - \epsilon_v$ (Figura 5.9b).

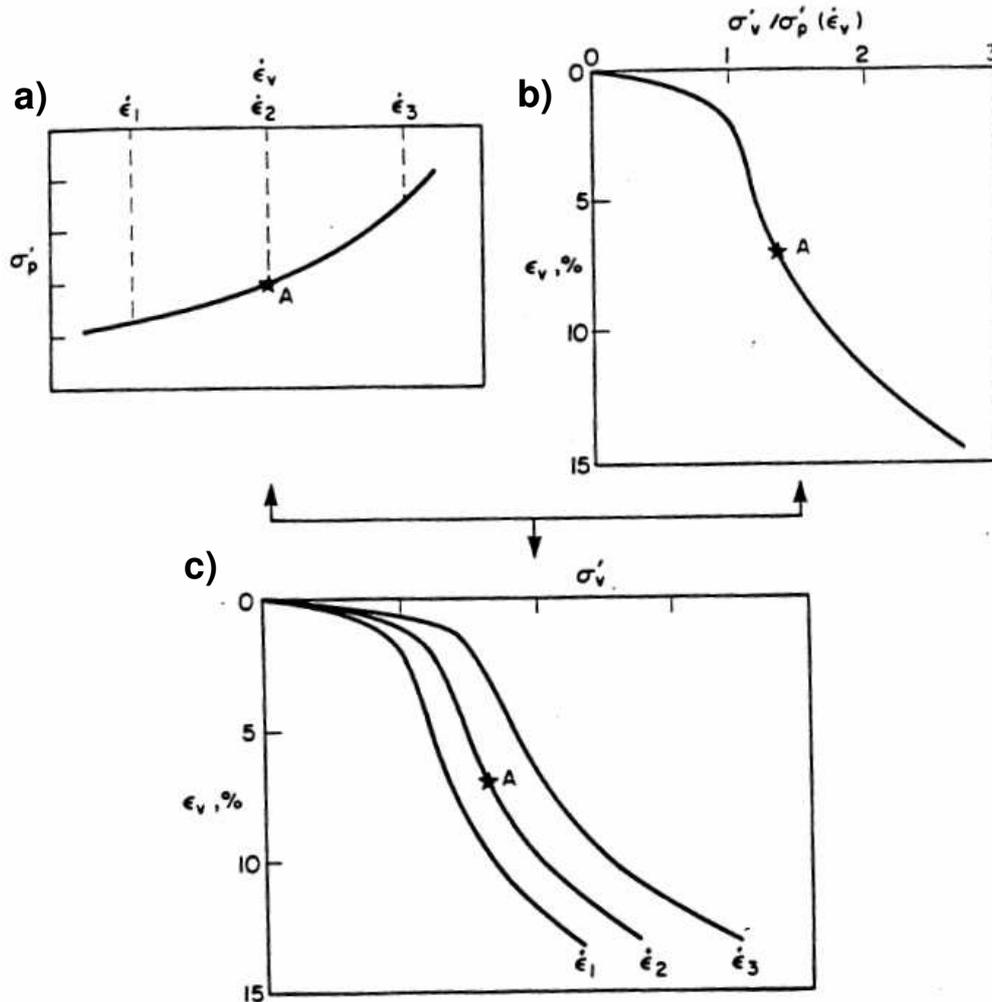


Figura 5.9
Modelli reologici per le argille molli naturali

Quest'ultimo tipo di relazione ha valenza più generale, come mostrano le Figure 5.10-5.11-5.12 relative a due altre argille canadesi ed ad un'argilla svedese.

La Figura 5.13 infine, raggruppando numerose relazioni sperimentali $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$ in forma normalizzata, mostra che la variazione della tensione di sovraconsolidazione σ'_p con la velocità di deformazione è molto simile per diverse tipologie di argille molli.

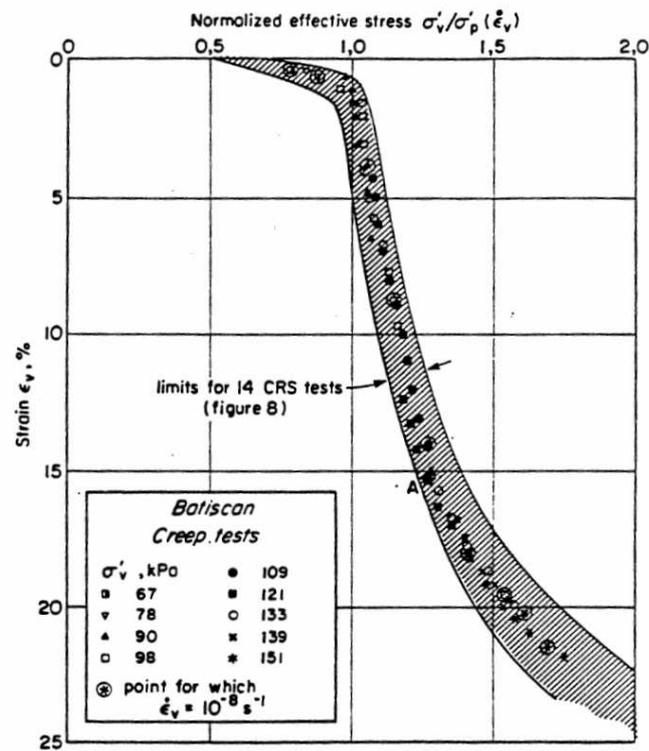


Figura 5.10
Relazione tensioni efficaci-deformazioni per l'argilla di Batiscan (Leroueil et al., 1985)

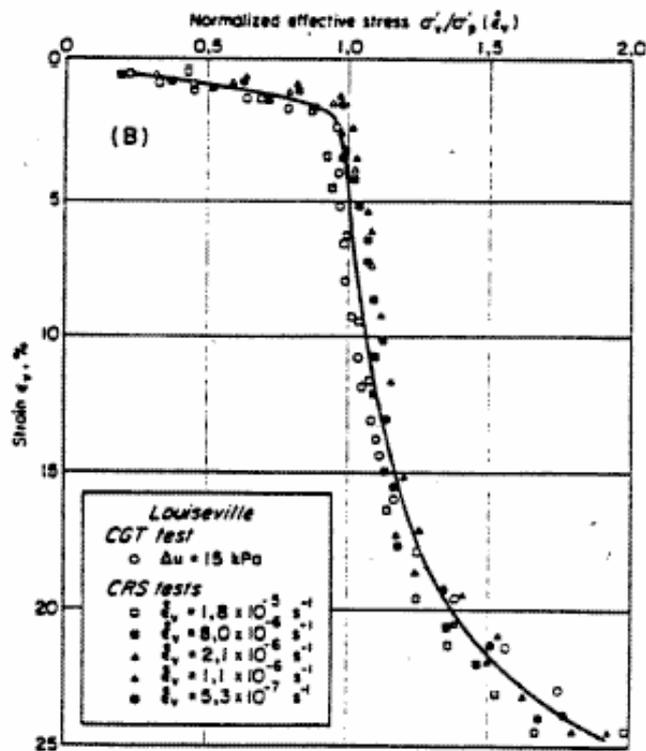


Figura 5.11
Relazione $(\sigma'_v/\sigma'_p - \epsilon_v)$ per l'argilla di Louiseville (Leroueil et al., 1985)

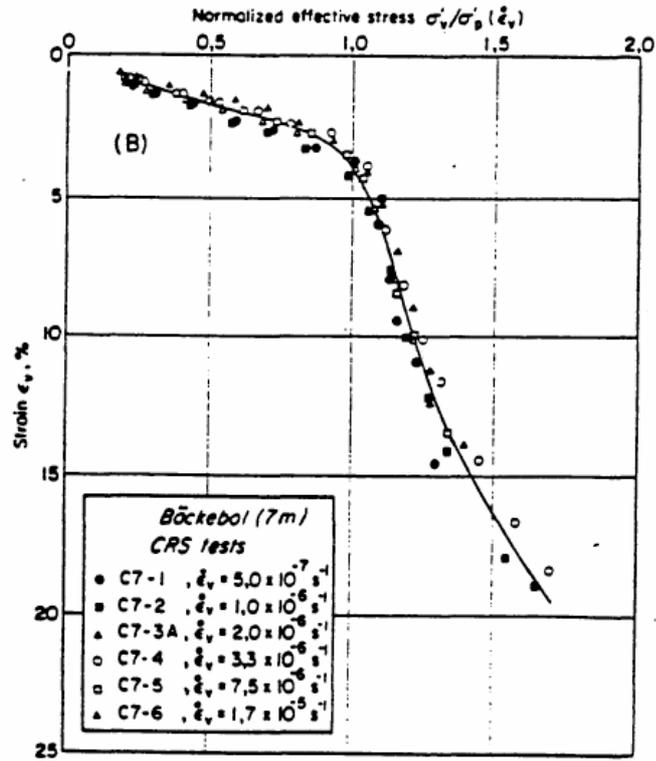


Figura 5.12

Relazione $(\sigma'_v / \sigma'_p - \varepsilon_v)$ per l'argilla di Backebol (Salfors, 1975)

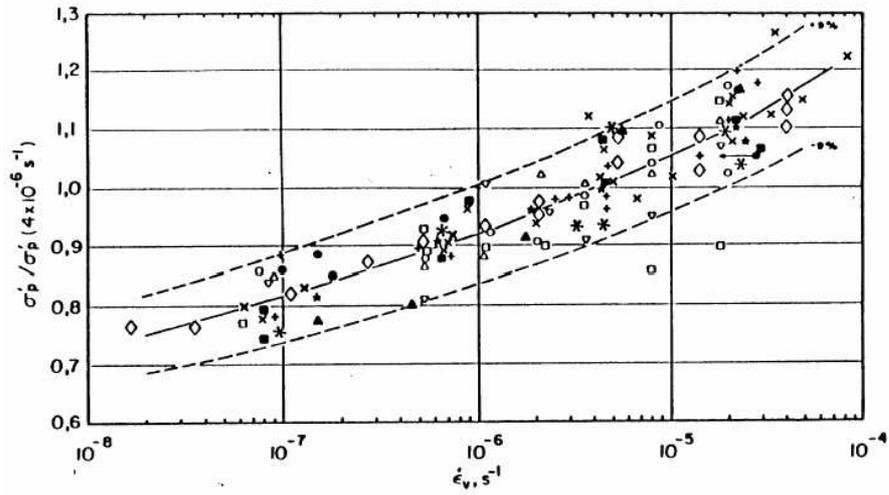


Figura 5.13

Relazione pressione di preconsolidazione normalizzata-velocità di deformazione (Leroueil et al, 1983b)

5.3 Prove triassiali

Nelle prove edometriche lo studio del creep, o in generale dei fenomeni viscosi, si focalizza sull'influenza esercitata dalla tensione verticale e sull'evoluzione temporale delle deformazioni in percorsi tensionali lontani dalla rottura.

Invece, nelle prove triassiali risulta interessante valutare il comportamento deformativo del terreno, differito nel tempo, in dipendenza del livello tensionale, in prossimità della condizione di rottura.

5.3.1 Prove di creep triassiali

In letteratura esiste un'ampia bibliografia di prove triassiali di creep, (Hicher, 1985; Bishop & Lovenbury, 1969; Leroueil, 1977): i provini di argilla vengono isotropicamente consolidati prima dell'applicazione dello sforzo deviatorico; in corrispondenza di prefissati valori di deformazione (1%, 3%), il deviatore viene mantenuto costante, registrando le deformazioni volumetriche ed assiali nel tempo.

In questa tipologia di prove si distinguono tre fasi: creep primario, caratterizzato da un andamento decrescente della velocità di deformazione assiale, creep secondario o stazionario, durante il quale la velocità delle deformazioni assiali è costante, e creep terziario, in cui le deformazioni proseguono nel tempo con una velocità sempre crescente.

In genere, il creep primario è sempre presente, mentre la fase terziaria si manifesta solo in corrispondenza di stati tensionali gravosi, prossimi ai valori di rottura, il creep secondario solo raramente è stato osservato.

I risultati di tali prove vengono solitamente interpretati in un piano bilogarithmico: velocità di deformazione assiale - tempo, perché in questo modo si ottiene, generalmente, una relazione lineare che è possibile esprimere attraverso il coefficiente angolare:

$$m = - \frac{\Delta \log \dot{\epsilon}}{\Delta \log t} \quad (3)$$

Singh e Mitchell (1969) utilizzarono questo parametro per proporre una relazione fenomenologica utile ad interpretare il fenomeno di creep nei terreni:

$$\frac{d\epsilon}{dt} = A e^{\alpha \sigma} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \quad (4)$$

in cui A è un parametro caratteristico del terreno, t_1 è un tempo di riferimento.

m è un parametro indipendente dal livello di sforzo deviatorico, rappresentato da α .

Altri autori, (Bishop e Lowenbury, 1969), ritrovarono, sempre eseguendo prove di creep in cella triassiale su argille normalconsolidate, che, non solo la relazione tra la velocità di deformazione e il tempo non era sempre lineare nel piano logaritmico, ma anche che m risultava dipendente dal livello tensionale deviatorico. Essi confermarono anche che la velocità di deformazione aumentava con il livello tensionale.

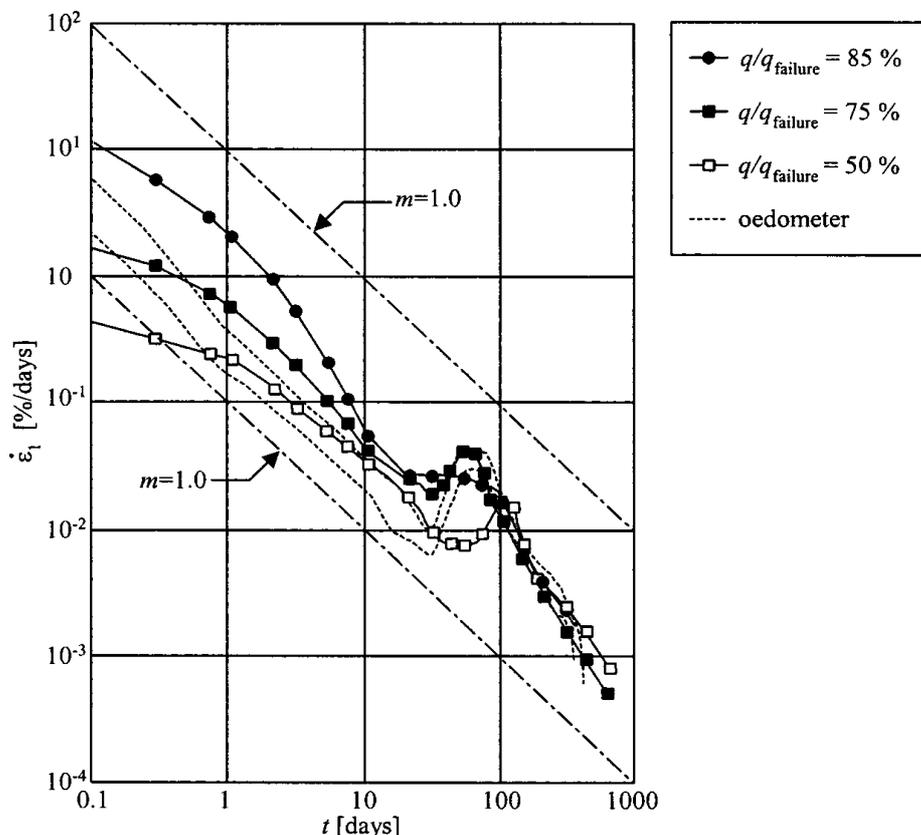


Figura 5.14
Risultati di prove triassiali drenate e prove edometriche (Bishop & Lowenbury, 1969)

5.3 2 Effetti della velocità di deformazione

Tavenas et al. (1978), indicano che gli effetti della velocità di deformazione sulla pressione di sovraconsolidazione possono essere generalizzati all'intera superficie di stato limite del terreno. A partire da questo presupposto, gli effetti che la velocità di deformazione produce sul valore della resistenza di picco di un'argilla possono essere spiegati così come già fatto per la pressione di sovraconsolidazione nel caso monodimensionale. La Figura 5.15 mostra i risultati di alcune prove triassiali non drenate condotte a velocità di deformazione diversa, costante durante la prova (Vaid et al. 1979):

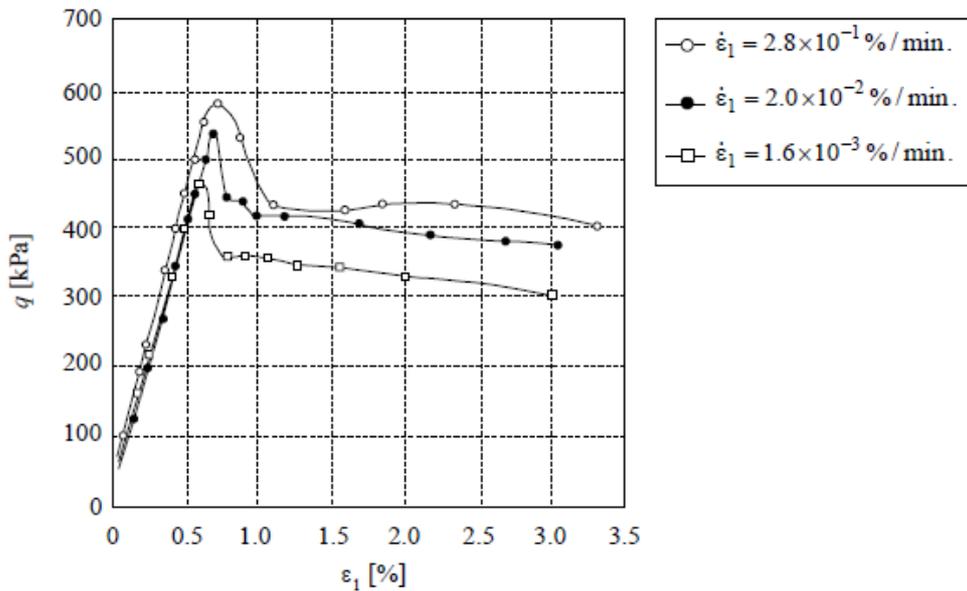


Figura 5.15
Comportamento tensio –deformativo dell’argilla di Saint-Jean-Vianny relativo a prove triassiali non drenate condotte a velocità di deformazione costante (Vaid et al. 1979)

I risultati sono chiari: ad una maggiore velocità di deformazione corrisponde un valore più alto della resistenza di picco del materiale. Osservazioni simili sono riportate da Tavenas et al. (1977), circa le argille sovraconsolidate di Saint-Alban, e da Zhu et al. (1999) per i depositi di argille marine di Hong Kong.

Alcune prove condotte a differente velocità di deformazione su argille normalconsolidate (Vaid & Campanella, 1977; Sheahan et al., 1996) non hanno mostrato alcun significativo effetto sul valore dell’angolo di attrito, la retta “di stato critico” sembrerebbe, dunque, non essere influenzata dai fenomeni viscosi.

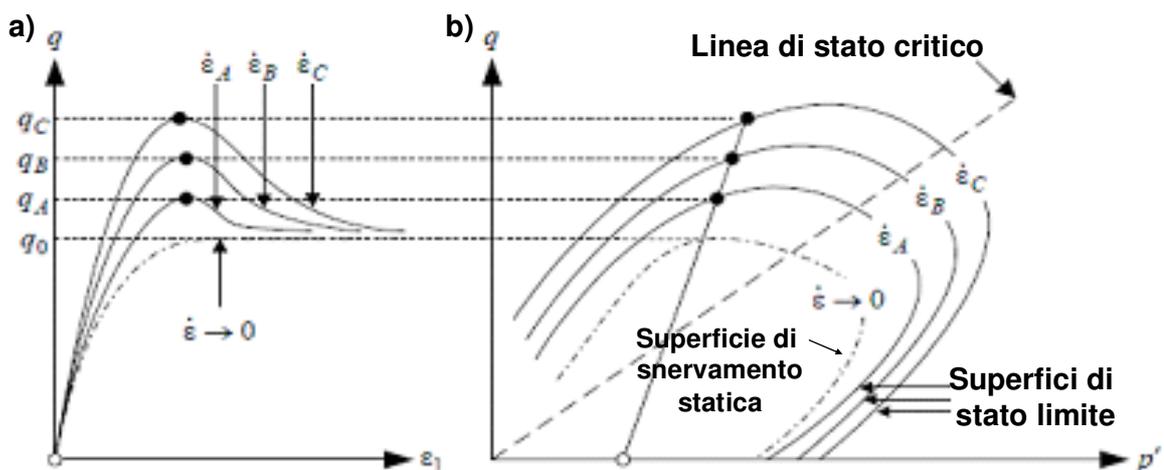


Figura 5.15
Schema degli effetti della velocità di deformazione sulla superficie di stato limite. a) Curve tensio-deformazioni per differenti velocità di deformazione: q_A , q_B e q_C sono le resistenze di picco. b) localizzazione della superficie di stato limite per le differenti velocità di deformazione. (Liingaard et al 2002)

CAPITOLO VI
Sperimentazione sulle argille di Masseria Marino

L'obiettivo della sperimentazione condotta nella presente tesi è investigare il comportamento tensio-deformativo e tempo-dipendente dei terreni del corpo della colata di Masseria Marino, per individuare una legge costitutiva adeguata a modellare il complesso meccanismo di frana in tutte le sue fasi di attività.

Il programma di prove è stato mutuato dalla letteratura scientifica illustrata brevemente nel capitolo precedente, ed è consistito in una serie di prove di compressione triassiale non drenate svolte a differenti velocità di deformazione, prove di rilassamento e prove di creep. L'obiettivo della sperimentazione non è la caratterizzazione meccanica dei terreni, per la quale già esistono due Tesi di Dottorato, quanto piuttosto ricavare il legame tensioni-deformazioni-tempo che consenta poi la scelta dell'opportuno legame costitutivo.

6.1 Il programma sperimentale

6.1.1 I materiali investigati

Come anticipato nella premessa, i terreni utilizzati nelle prove di laboratorio provengono dal sito di Masseria Marino. Poiché le fustelle a disposizione erano state prelevate in sito nel 2004 (Comegna, 2005), benchè conservate in camera umida, si è ritenuto opportuno ricostituire artificialmente il terreno in laboratorio, ciò anche perché si voleva condurre la sperimentazione su un terreno molle. Il contenuto delle fustelle, una volta estratto, è stato essiccato all'aria, ridotto in polvere con una dimensione massima delle particelle di 0,4 mm; quindi la polvere è stata mescolata con acqua distillata ad un contenuto d'acqua pari a $1,1 \div 1,2 w_L$ e consolidata in edometro flottante ($d=12,5\text{cm}$) con un carico verticale massimo di 65 kPa. La tensione di sovraconsolidazione è stata scelta in modo da compendiare i tempi necessari all'applicazione del carico (la bassa permeabilità e l'estrema deformabilità del materiale hanno richiesto un'attesa di circa cinque mesi per la conclusione del processo di consolidazione) e la consistenza richiesta per le operazioni di campionamento.



Figura 6.1

Fasi della ricostituzione del materiale in laboratorio. Preparazione della miscela terreno-acqua distillata e colamento nell'edometro; consolidazione in edometro flottante; fase di sfustellamento e campionamento

Nella preparazione dei provini si è prestata particolare attenzione al campionamento. I provini sono stati prelevati il più lontano possibile dalla superficie esterna per evitare il disturbo indotto dall'attrito sviluppatosi durante la fase di consolidazione, lungo le pareti dell'edometro.

6.1.2 Prove eseguite e procedure sperimentali

Sul materiale ricostituito artificialmente in laboratorio sono stati eseguiti quattro tipi di prove: prove di compressione triassiale non drenate, eseguite a gradini di velocità, con fasi di consolidazione sia isotropa sia anisotropa; prove triassiali di creep non drenato; prove triassiali di rilassamento non drenato.

Il programma sperimentale è mutuato, sostanzialmente, dallo studio della letteratura scientifica, esposta, in parte, nel capitolo precedente. L'articolazione e la scelta della tipologia di prove ha seguito, dunque, uno schema 'classico' in tema di comportamento tempo-dipendente di un'argilla: analisi della sensitività alla velocità di deformazione imposta in un processo di carico (prove a gradini di velocità), studio delle soglie di scorrimento viscoso e dei cedimenti differiti nel tempo (prove di creep), valutazione del decadimento tensionale sotto stati di deformazione costanti (prove di rilassamento)

6.1.2.1 Prove non drenate

Tutte le prove di compressione triassiale sono state eseguite in condizioni non drenate per quanto riguarda la fase di rottura. Per investigare il comportamento viscoso del terreno si sarebbe potuto ricorrere anche a prove drenate. La scelta è la conseguenza di due considerazioni.

La prima riguarda le caratteristiche idrauliche dei materiali esaminati, ed in particolare i bassi valori di permeabilità che li contraddistinguono (per i materiali ricostituiti di Masseria Marino l'ordine di grandezza della permeabilità è di 10^{-9} m/s)⁴. L'esecuzione di prove di compressione drenate richiederebbe velocità di carico tali da non indurre la generazione di sovrappressioni neutre all'interno del provino. Questo comporterebbe, per le prove eseguite a gradini di velocità, un campo molto più limitato, (il salto tra una velocità e l'altra è di circa un ordine di grandezza), ed un onere sperimentale aggiuntivo che consiste in tempi di prova molto lunghi. Inoltre, l'esecuzione di prove molto lunghe su terreni argillosi come quello in esame, può dar luogo ad alcune difficoltà d'interpretazione; la letteratura scientifica ne fornisce alcuni esempi (Leroueil, 1985, 1996). Succede infatti, che quando i tempi di sollecitazione del campione diventano particolarmente prolungati, si sviluppano fenomeni

⁴ Urciuoli G. (1994) 'Permeabilità di argilliti a scaglie'. In : Atti della Conferenza 'Il ruolo dei Fluidi nei Problemi di Ingegneria Geotecnica', Mondovì, vol 1. pp 285-304.

Comegna L. (2005) 'Considerazioni sulla meccanica delle colate in argilla' PhD Thesis, Seconda Università di Napoli.

cosiddetti di ‘strutturazione’, ovvero si formano dei legami tra le particelle, anche di natura chimica, che inducono nel materiale processi deformativi che non possono essere più interpretati con i tradizionali modelli viscosi.

La seconda considerazione, invece, concerne il particolare tipo di problema geotecnico che costituisce l’oggetto della tesi, ovvero il movimento della colata di Masseria Marino. Come spiegato nei capitoli introduttivi, le anomalie riscontrate nelle letture piezometriche in sito sembrano far ipotizzare la presenza di un processo di compressione non drenato all’interno del corpo della colata, ovvero parti del pendio (la zona di alimentazione) si spostano con velocità tali da indurre un caricamento non drenato nelle zone più a valle (canale di frana). La scelta di eseguire prove di compressione non drenata sui materiali di frana è sicuramente un modo veloce di indagare se, ed in che misura, la velocità di carico influenza la generazione delle sovrappressioni neutre, senza dover, prima, passare per la scelta di un modello costitutivo.

6.1.3 Strumentazione di laboratorio e prove eseguite

L’apparecchiatura utilizzata per le prove è stata una cella triassiale Bishop-Wesley per provini di diametro di 38 mm (**Figura 6.2**)

In Tabella 6.1 è riportato lo schema delle prove eseguite.



Figura 6.2
Cella Bishop-Wesley del laboratorio di Ingegneria Geotecnica del DIGA

N° prova	Fase di consolidazione	Fase di rottura	Tipologia prova	Tensione di cella p_0
1	Isotropa	Non drenata	Gradini di velocità $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$ $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$	65 kPa
2	Isotropa	Non drenata	Gradini di velocità $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$ $\dot{\epsilon}_a = 0,5\%/h$ $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$ $\dot{\epsilon}_a = 5\%/h$	85 kPa
3	Isotropa	Non drenata	Rilassamento	65 kPa
4	Isotropa	Non drenata	Creep	100 kPa
5	Anisotropa	Non drenata	Velocità di deformazione costante $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$	70 kPa
6	Anisotropa	Non drenata	Velocità di deformazione costante $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$	70 kPa

Tabella 6.1

Elenco delle prove eseguite sui terreni di Masseria Marino ricostituiti artificialmente in laboratorio

Le prove 1 e 2 sono di compressione triassiale consolidate isotropicamente, non drenate per quanto riguarda la fase di rottura e con storie deformative imposte per gradini di velocità. Il carico, in quest'ultima fase è stato applicato in modo indiretto, imponendo la velocità di deformazione, perché le prove reperibili in letteratura sulle caratteristiche meccaniche dei terreni di Masseria Marino (Guerriero, 1995; Comegna, 2005) ne mettevano in evidenza un comportamento piuttosto rigido per bassi livelli di deformazione.

Nella prova n°1 sono state alternate due velocità di deformazione: $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$ e $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$. In questa prova le velocità utilizzate sono state scelte in modo da imporre una variazione, tra esse, di un ordine di grandezza. Il passaggio da una velocità all'altra è repentino, ed è imposto manualmente, in quanto il software della macchina non prevede di programmare un percorso deformativo con differenti valori di velocità. Una conseguenza di questo limite è che i passaggi da una velocità all'altra non corrispondono ad intervalli di deformazione assiale ($\Delta\epsilon_a$) costanti, che peraltro non sarebbero adeguati allo studio di un materiale che, come anticipato, si presenta particolarmente rigido a bassi livelli deformativi. Il percorso deformativo imposto al campione è, infine, il giusto compromesso tra le caratteristiche di rigidità del materiale e i tempi tecnici di una giornata lavorativa di circa 10 ore.

Nella prova n°2, invece, le velocità applicate al campione sono state quattro: $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$; $\dot{\epsilon}_a = 0,5\%/h$; $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$; $\dot{\epsilon}_a = 5\%/h$. Lo scopo, in questo caso, era valutare quale

fosse la sensibilità del materiale a variazioni di velocità inferiori ad un ordine di grandezza. Le storie deformative imposte ai provini sono riportate nelle Figure 6.3 e 6.4, e nelle Figure 6.5 e 6.6 sono diagrammati i risultati delle prove.

La prova n°3 è una prova di rilassamento. In fase di rottura, dopo consolidazione isotropa ad una tensione di 65 kPa, il provino è sottoposto a fasi in cui la deformazione viene mantenuta costante e si registrano le cadute di tensione all'interno del campione. Nella Figura 6.7 viene rappresentata la storia deformativa imposta al provino, insieme ai risultati della prova.

La Figura 6.8 è relativa alla prova n°4 di creep triassiale non drenato: il provino è stato isotropicamente consolidato e, mantenendo una condizione non drenata, è stato sottoposto a fasi di carico totale costante. Di rigore, la prova non potrebbe essere definita di 'creep' in quanto lo stato tensionale efficace non si mantiene costante nel corso della prova, tuttavia, nella letteratura scientifica è denominata '*undrained creep test*'.

Infine, in Figura 6.9 sono proposti, insieme, i risultati delle prove consolidate anisotropicamente e condotte, ciascuna, a velocità di deformazione costante, la prima a $\dot{\epsilon}_a = 0,1\%/h$ e la seconda $\dot{\epsilon}_a = 1\%/h$. In questo modo è possibile comparare gli effetti delle differenti velocità di deformazione scelte per le due prove.

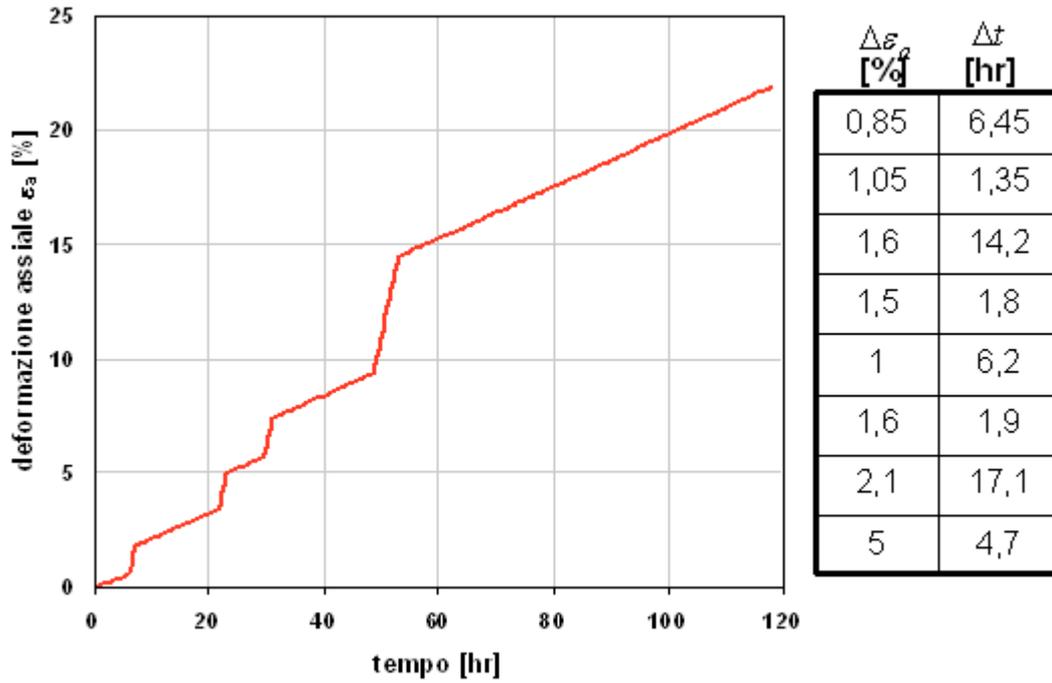


Figura 6.3
Storia deformativa imposta al campione della prova 1

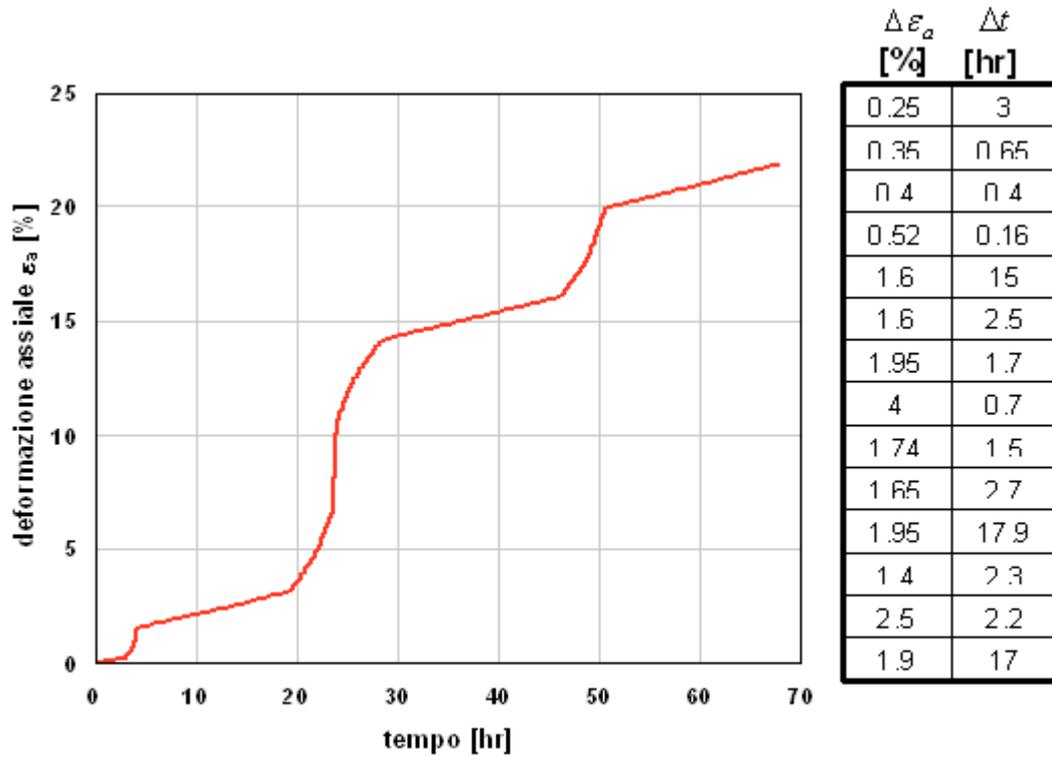


Figura 6.4
Storia deformativa imposta al campione della prova 2

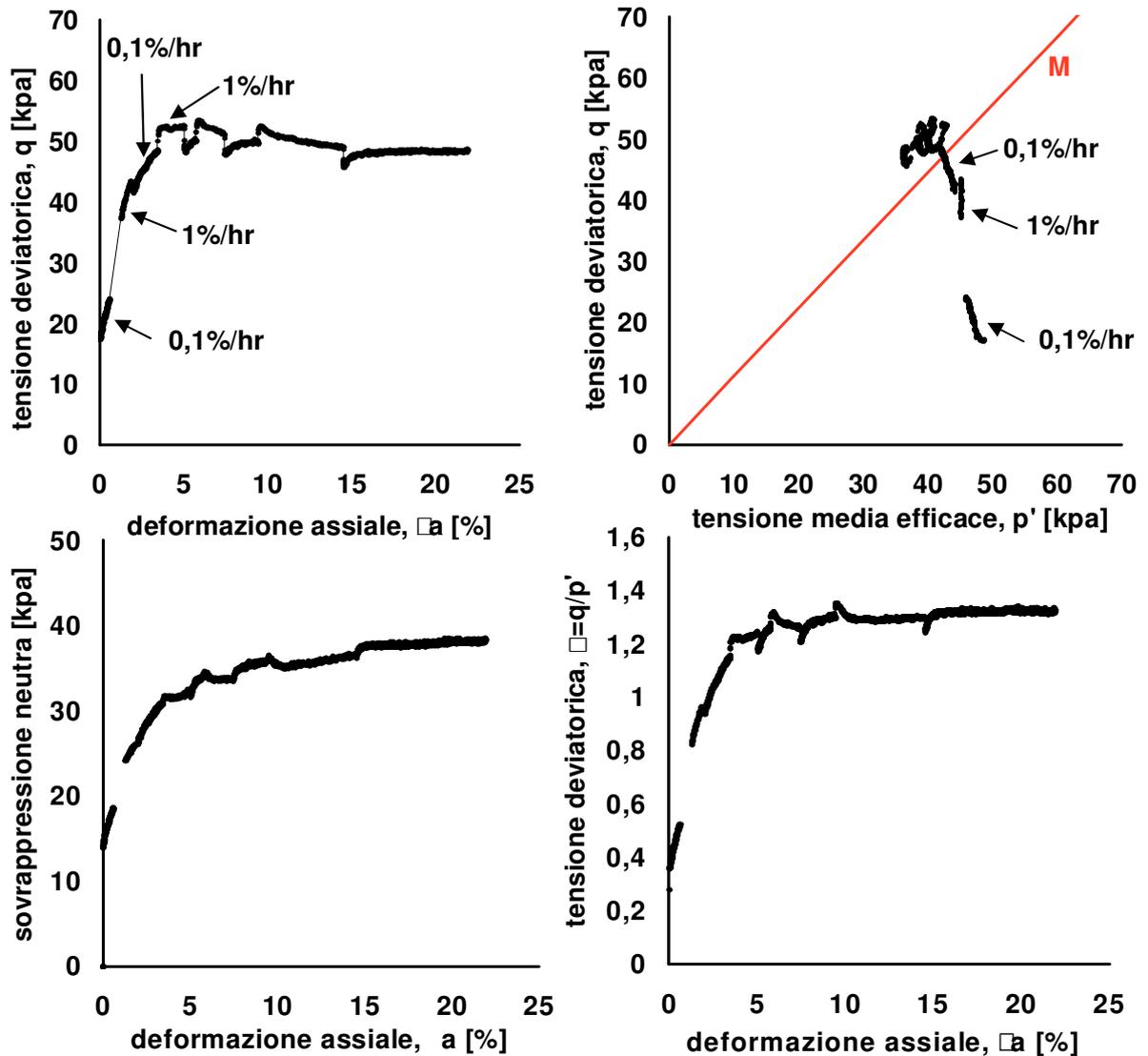


Figura 6.5
 Risultati prova n°1: prova isotropicamente consolidata, non drenata in fase di rottura, a velocità di deformazione imposta variata durante la prova

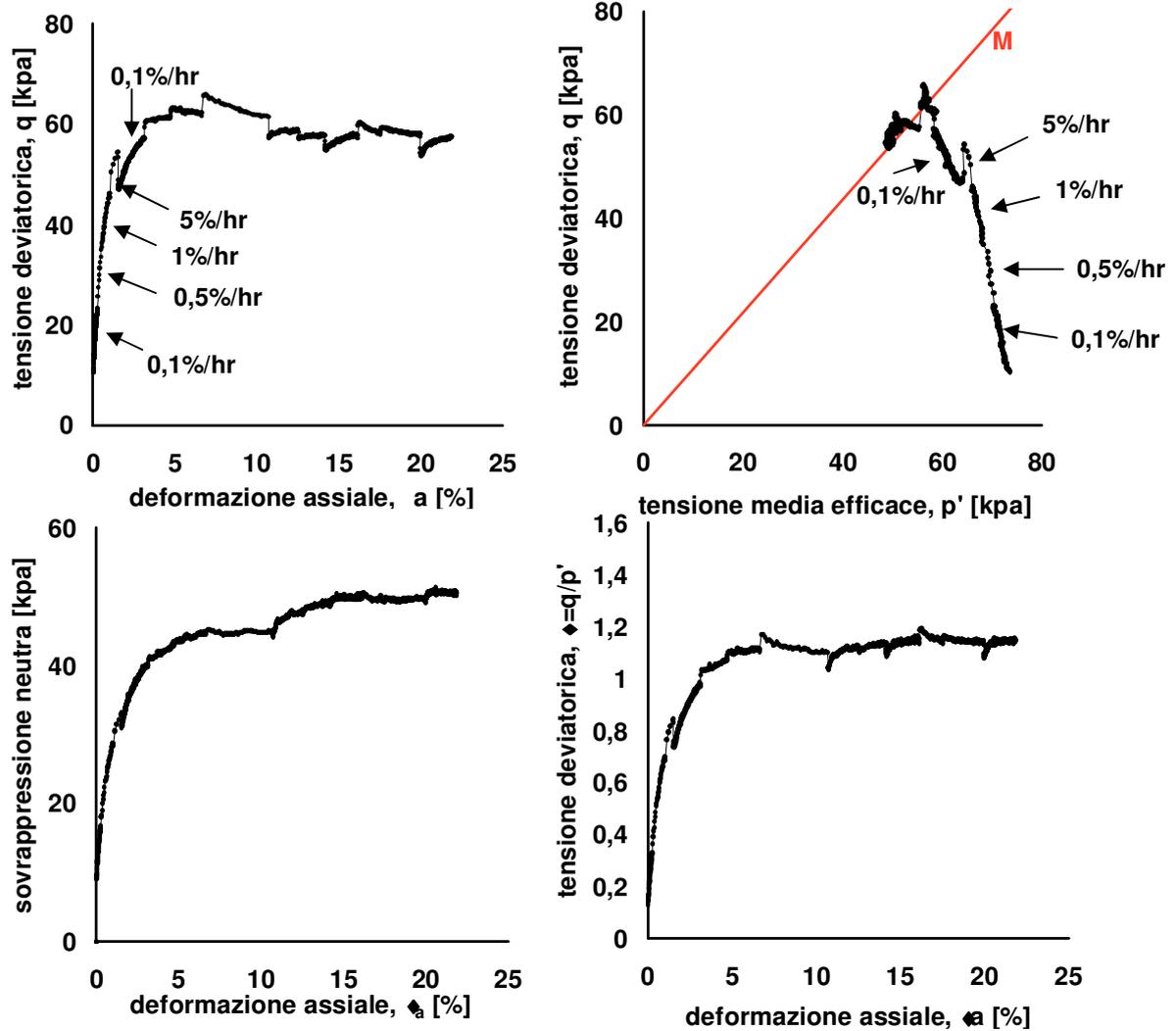


Figura 6.6
 Risultati prova n°2: prova isotropicamente consolidata, non drenata in fase di rottura, a velocità di deformazione imposta variata durante la prova

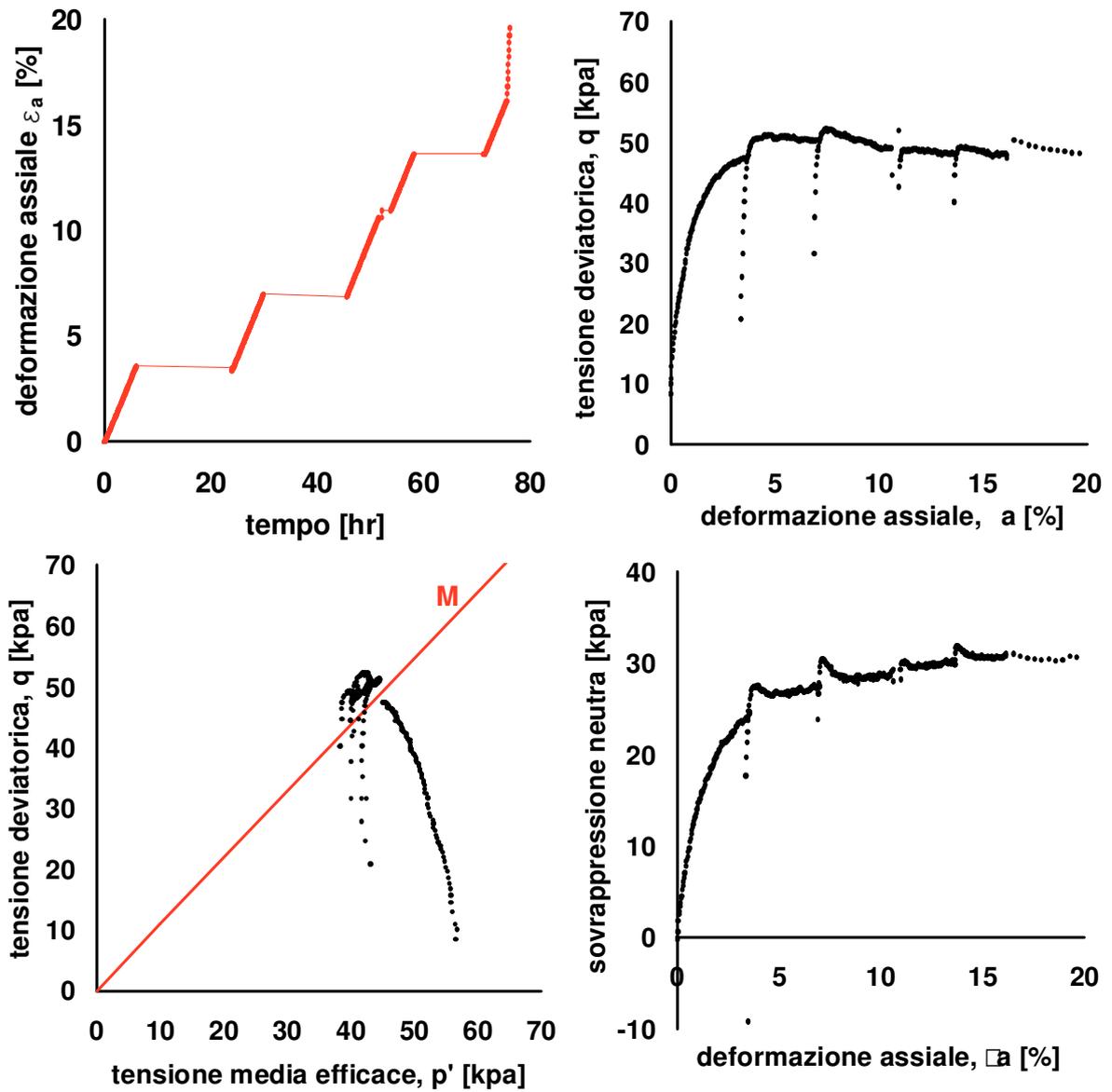


Figura 6.7
Risultati della prova n°3 di rilassamento

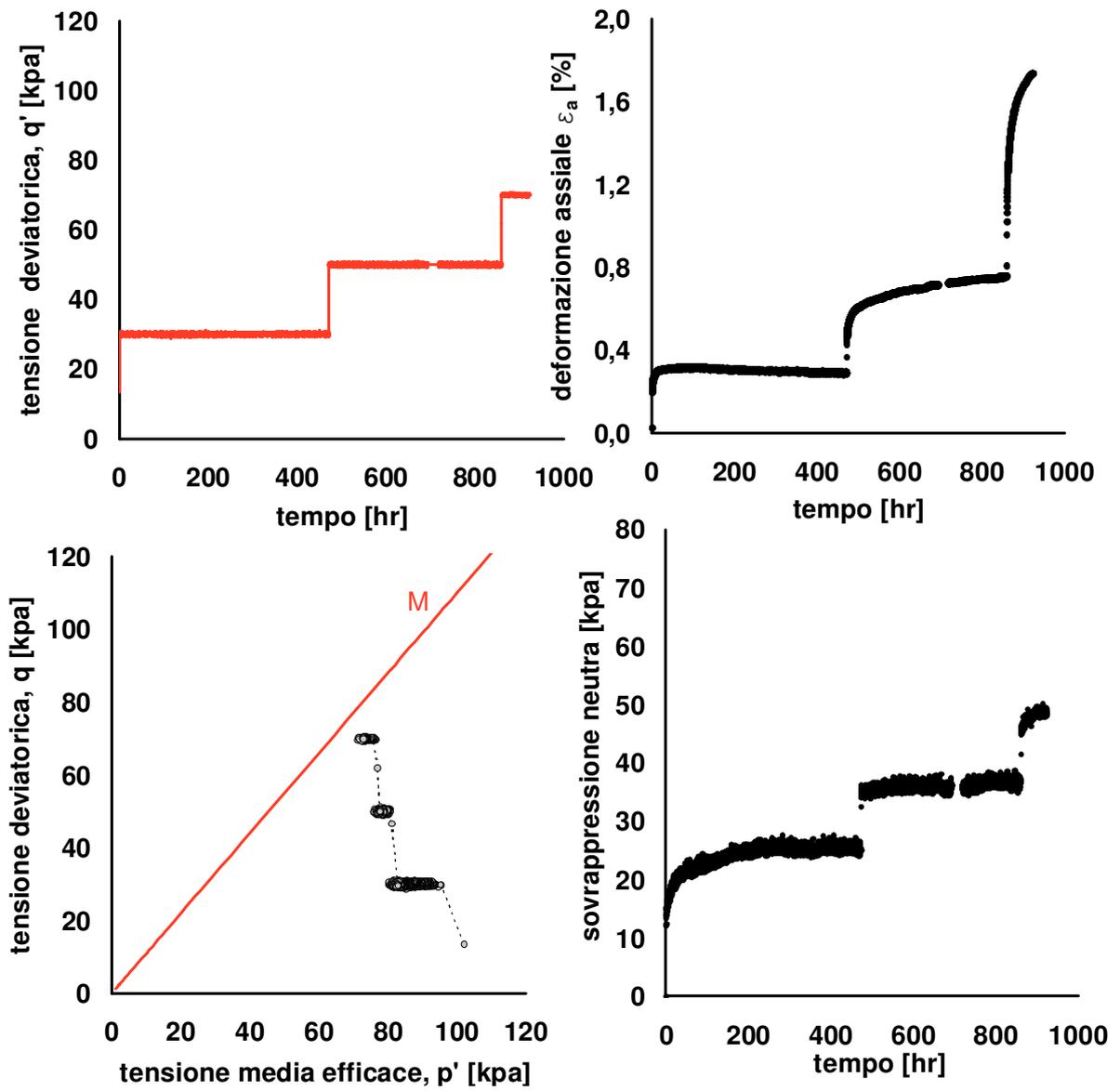


Figura 6.8
Risultati della prova n°4, di creep non drenato

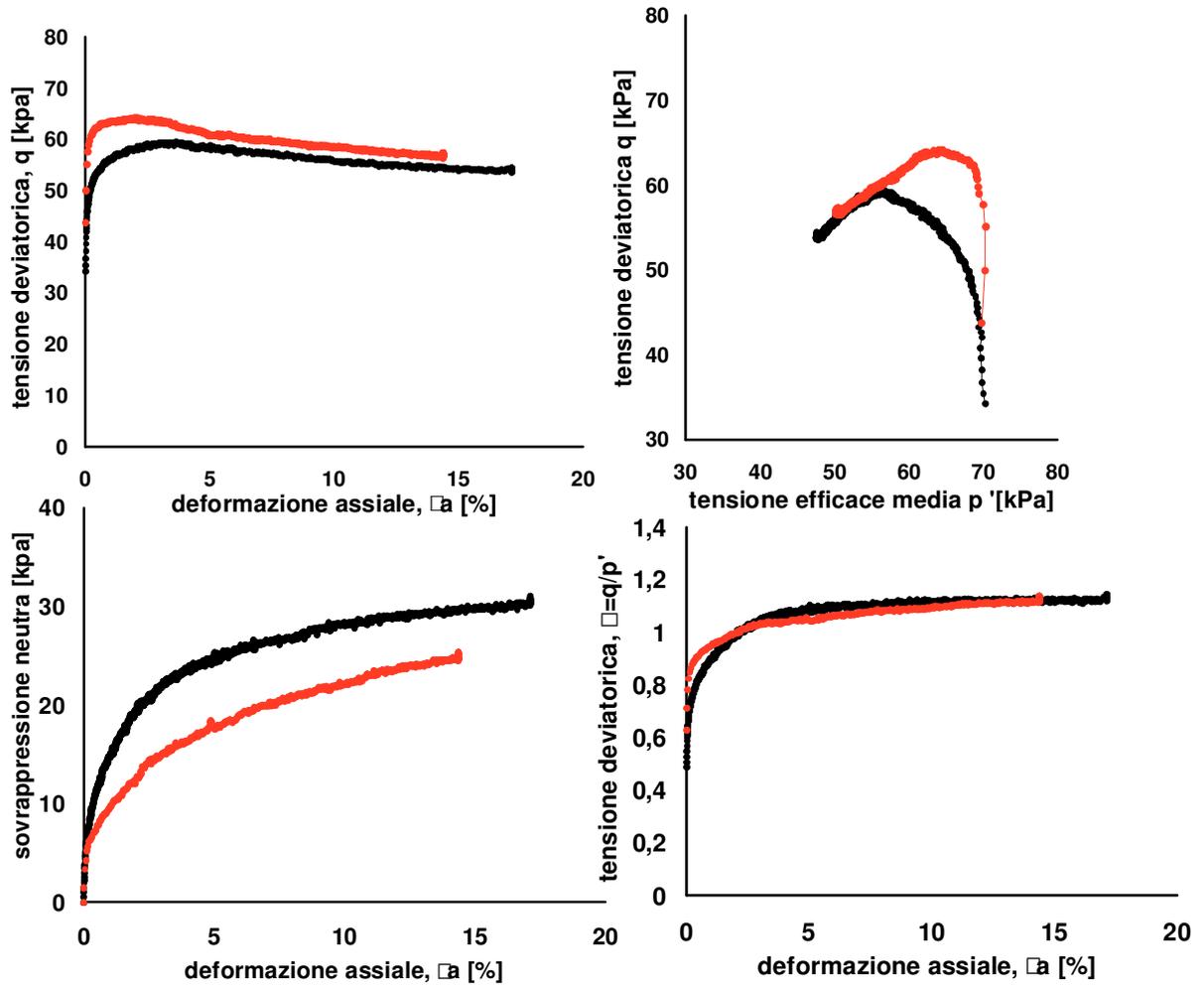


Figura 6.9

Risultati delle prove di compressione consolidate anisotropicamente e sollecitate con velocità di deformazione costante. Le velocità di deformazione scelte per le prove differiscono di un ordine di grandezza. La scelta di rappresentarle nel medesimo diagramma consente una comparazione tra i risultati

6.2 Discussione dei risultati sperimentali

6.2.1 Dipendenza dalla velocità di deformazione

I risultati delle prove di laboratorio svolte sui terreni di Masseria Marino confermano quanto ritrovato in letteratura in sperimentazioni simili condotte su argille particolarmente compressibili e plastiche.

Le prove di compressione non drenata condotte a differenti velocità mostrano effettivamente una dipendenza del percorso delle tensioni efficaci dalla velocità di deformazione imposta: per velocità più basse, il percorso tensionale efficace nel piano $q-p'$ verge a sinistra e ad esso corrisponde la generazione di sovrappressioni neutre più elevate. La spiegazione di questo fenomeno risiede nello sviluppo delle deformazioni viscosi. In un processo drenato e 'lento' (l'aggettivo ha evidentemente una connotazione comparativa) il materiale sviluppa deformazioni maggiori rispetto ad un percorso di carico 'veloce', in quanto le deformazioni viscosi crescono nel tempo. In modo duale, nella compressione non drenata, le sovrappressioni neutre che insorgono perché le deformazioni volumetriche sono impediti, sono maggiori quanto più lenta è l'applicazione del carico.

Naturalmente, la sensitività del campione di argilla alla velocità di carico (rate-sensitivity) dipende anche dalla localizzazione delle deformazioni di taglio all'interno del provino e dalla migrazione dell'acqua nei pori; tuttavia, molti autori (Adachi & Oka, 1982; Kodaka et al. 2003) sembrano concordare sulla natura prettamente viscosa di questo fenomeno. La questione viene approfondita nel paragrafo successivo, in cui si propongono alcune simulazioni numeriche di convenzionali prove di compressione triassiale non drenate. Lo scopo è valutare quali effetti induce la disomogeneità delle deformazioni nel provino sulla misura delle pressioni neutre che si generano durante il processo di carico.

I risultati delle prove, inoltre, evidenziano che per bassi livelli di deformazione (nella presente sperimentazione ciò significa circa il 3% della deformazione assiale) il legame $q - \varepsilon_a - \dot{\varepsilon}_a$ appare univoco per l'argilla considerata.

Il percorso tensionale si sviluppa, a seconda della velocità di deformazione imposta, su curve distinte e ben definite, il comportamento dell'argilla si definisce dunque, ragionevolmente isotachio⁵. Quando però si attinge il massimo valore della tensione

⁵ Il fatto che i fenomeni di creep, rilassamento e tutte le manifestazioni affini siano governati dallo stesso meccanismo temporale di base, prende il nome di comportamento 'isotachio'. Esiste, cioè, per un dato materiale, un'unica relazione tensioni-deformazioni-velocità di deformazione, come mostarto nella figura in basso:

deviatorica il comportamento cambia, ovvero le curve ad ugual velocità diventano meno definite e si confondono l'una con l'altra. Nel passaggio da una velocità di deformazione minore ad una maggiore, il valore del deviatore (grafico $q-\varepsilon_a$) inizialmente cresce, poi però tende a diminuire, quasi riportandosi sulla curva iniziale, dando conto di un comportamento transitorio. Nel piano $q-p'$ (**Figura 6.10**) il percorso appena descritto corrisponde ai caratteristici anelli che i percorsi tensionali descrivono in prossimità della retta di stato critico, la parte inferiore degli anelli corrisponde alle velocità di deformazione minori. Il passaggio da una velocità più alta ad una più bassa si ripropone in maniera duale.

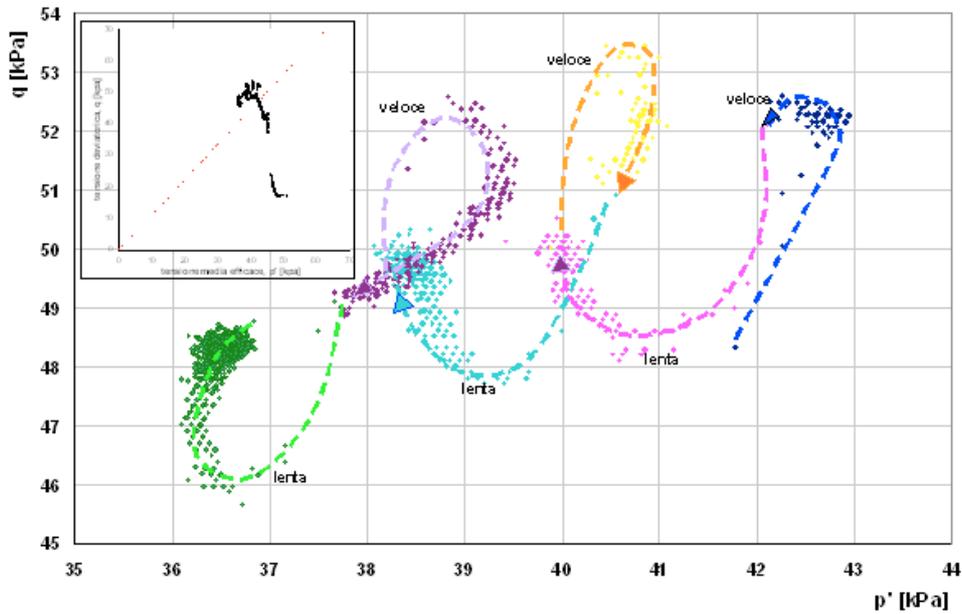
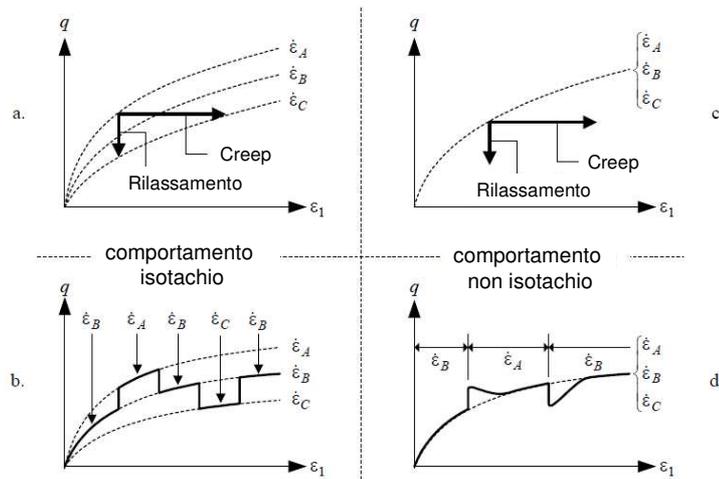
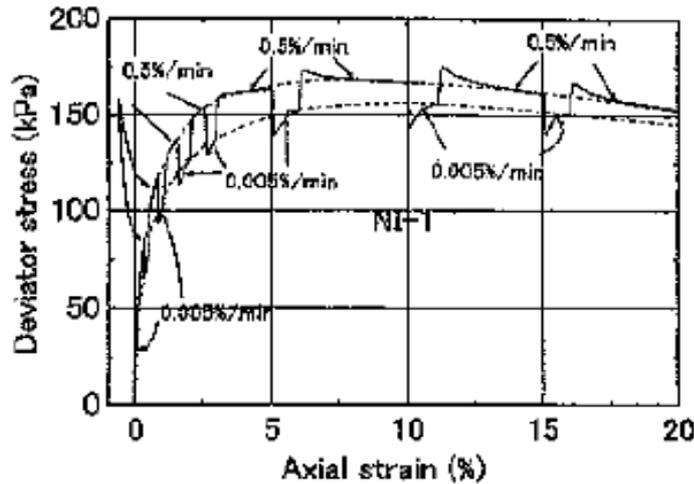


Figura 6.10
Particolare del percorso tensionale della fase di rottura della prova n°1 nel piano $q-p'$. Il grafico mostra gli effetti dell'alternanza delle velocità di deformazione ad elevate deformazioni



Una conseguenza di questo comportamento è che le proprietà del creep e del rilassamento possono essere dedotte da prove eseguite a velocità di deformazione costante e viceversa (Leroueil & Marques, 1996)

Si può supporre che, superato il livello delle basse deformazioni, la formazione e la propagazione della banda di taglio diventano i fenomeni dominanti del processo di rottura, relegando ad un ruolo secondario i fenomeni viscosi. Ad una conclusione del genere, peraltro, conducono prove sperimentali eseguite su argille naturali da Oka et al. (2003) i cui risultati sono proposti in Figura 6.11.



(a) Stress - strain relations

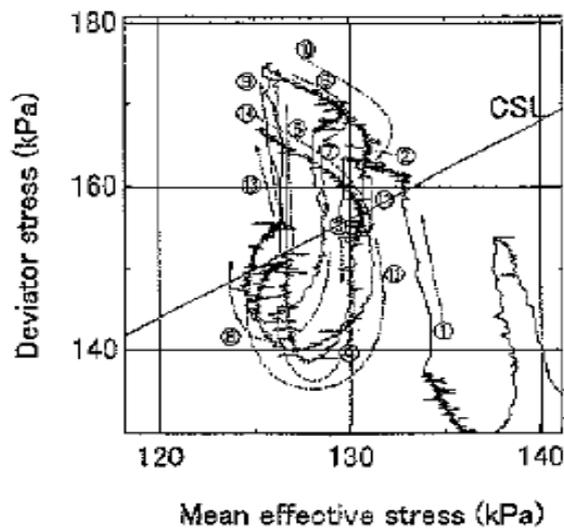


Figura 6.11

Risultati della sperimentazione di Oka sulle argille naturali di Fukakusa (Oka et al.2003)

Dai grafici $q-\epsilon_a$ delle prove condotte sull'argilla di Masseria Marino, inoltre, si nota che il materiale, attinto il valore indicato come limite delle basse deformazioni (circa il 3% della deformazione assiale), presenta un rammollimento, ovvero il deviatore, anziché aumentare o rimanere costante, inizia a decrescere, nonostante il terreno sia normalmente consolidato. L'instabilità è tanto più evidente quanto più alta è la velocità di deformazione applicata; al contrario, il valore asintotico cui tende il deviatore sembra essere comune a tutte

le fasi, e dunque indipendente dalla velocità di carico applicata. Kodaka et al. (2001), a valle di sperimentazioni in cella triassiale sull'argilla di Fukakusa, eseguite anch'esse sollecitando il provino con differenti velocità di deformazione, osservano anch'essi il fenomeno di rammollimento e lo interpretano come una conseguenza della formazione di bande di taglio all'interno del campione. L'ipotesi risulta, peraltro, consistente con la giustificazione del mancato comportamento isotachio nel regime delle grandi deformazioni cui si è accennato innanzi.

6.2.1.1 La misura delle pressioni neutre nelle prove di compressione triassiale

La prova di compressione triassiale è senza dubbio la procedura sperimentale più diffusa per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e del comportamento tensio-deformativo di un terreno. In genere si assume che il provino cilindrico, sollecitato da una tensione assiale e radiale, si deformi uniformemente nel corso della prova, in modo tale che le informazioni ottenute siano rappresentative del comportamento di un volume elementare del materiale investigato. Inoltre, si ipotizza che la tensione assiale sia una delle tre tensioni principali, e quella radiale le due restanti tensioni principali uguali fra loro. Tutto quanto premesso sarebbe senz'altro vero se le piastre che confinano superiormente ed inferiormente il provino fossero lisce. Nella realtà le condizioni ipotizzate si realizzano con una certa approssimazione. La deformazione assiale, assunta come deformazione principale, viene usualmente determinata basandosi sulla misura degli spostamenti assiali. Poiché la misura diretta risulterebbe piuttosto complessa la deformazione radiale viene calcolata, in genere, a partire dalle deformazioni di volume o dagli spostamenti assiali, con l'ipotesi, implicita, di uniformità delle deformazioni nel campione.

È chiaro, dunque, quanto l'ipotesi di uniformità delle deformazioni e delle tensioni sia importante per l'interpretazione concettuale di una prova di compressione triassiale. Tuttavia, quasi sempre, la deformazione del provino è tutt'altro che uniforme, a causa dei contatti non perfettamente lisci tra le estremità del campione e le piastre, e degli effetti che inducono la membrana e il peso proprio del provino. Molti autori⁶ hanno affrontato il problema, tentando di analizzare o almeno stimare quanto le disomogeneità che si manifestano nel provino cilindrico in cella triassiale influenzino il comportamento tensio-deformativo del terreno.

Il presente studio, invece, si focalizza sugli effetti che la non omogeneità delle deformazioni nel provino induce sulla distribuzione delle pressioni neutre che nascono in un processo di compressione non drenato. Il fatto che all'interno del provino si generino

⁶ Lee, K. L., End restraint effects on undrained static triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1978, **104**,687-703.

Bishop, A. W. and Green, G. E., The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. *Geotechnique*, 1965, **15**, 243-266.

Saada, A. S. and Townsend, F. C., Laboratory strength testing of soils, state of the art. In *Laboratory Shear Strength of Soil*, ASTM. Special Technical Publication 740, ed. R. N. Yong and F. C. Townsend. ASTM, Philadelphia, 1981, pp.7-77.

Airey, D. W., Finite element analyses of triaxial tests with different end and drainage conditions. *Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Vol. 1, ed. G. Beer, J. R. Booker and J. P. Carter. Balkema, Rotterdam, 1991, pp. 225-230.

sovrappressioni neutre non omogenee ha conseguenze importanti sulla significatività della misura che viene eseguita dal trasduttore. Infatti, poiché nella cella triassiale Bishop utilizzata nella sperimentazione di laboratorio i trasduttori di pressione sono posizionati in testa ed alla base del provino, la misura è rappresentativa solo se è verificata l'ipotesi di uniformità di distribuzione della sovrappressione neutra. Per valutare la validità di queste ipotesi nella tipologia di prove eseguite, si è simulato il problema con un codice di calcolo numerico, il Plaxis 2D, che consente di analizzare in regime di simmetria radiale la distribuzione delle tensioni e delle pressioni neutre all'interno del provino.

6.2.1.1.1 Le analisi numeriche

6.2.1.1.1.1 Il modello costitutivo per i terreni

Nel paragrafo precedente è stata presentata la sperimentazione svolta in cella triassiale sui terreni di Masseria Marino ed è stato mostrato l'effetto che la velocità di carico esercita, in prove di compressione non drenate, sul percorso tensionale efficace e, dunque, sull'entità delle pressioni neutre che nascono all'interno del provino. Per poter stimare quale sia il contributo della viscosità in questo processo, è necessario escludere le cause inevitabilmente concomitanti, prima fra tutte la non uniformità della distribuzione delle sovrappressioni neutre all'interno del provino che potrebbero oscurare il ruolo della viscosità.

Sono state eseguite, dunque, alcune analisi numeriche volte a simulare una prova di compressione triassiale non drenata sui terreni di Masseria Marino; il codice di calcolo utilizzato è stato il PLAXIS 2D.

Per le finalità enunciate è necessario utilizzare un modello costitutivo realistico, che tenga conto delle caratteristiche principali del comportamento tensio-deformativo dell'argilla. In genere il modello Cam Clay Modificato è considerato semplice e sufficientemente rappresentativo del comportamento dei terreni coesivi. Il modello è descritto da una superficie di snervamento ellittica nel piano p - q (tensione efficace media-tensione deviatorica), legge di flusso associata che definisce la velocità con cui si sviluppano le deformazioni plastiche, condizione di stato critico in corrispondenza della quale si sviluppano deformazioni plastiche puramente deviatoriche nello scheletro solido sotto uno stato tensionale efficace costante, ed, infine, teoria di incrudimento che determina le dimensioni della superficie di snervamento in funzione delle deformazioni volumetriche plastiche⁷.

In questa fase non è stata presa in considerazione l'eventualità di utilizzare modelli viscosi perché altrimenti non sarebbe risultato agevole distinguere tra gli effetti che il tempo e le deformazioni non omogenee nel provino inducono sulla risposta tensionale non drenata del materiale.

⁷ Una descrizione dettagliata del modello Cam Clay Modificato si può trovare nei testi di Roscoe & Burland (*'On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay'* In *Engineering Plasticity*, ed. J. Heyman and F. A. Leckie Cambridge University Press, Cambridge, 1968, pp. 535-609) e Muir Wood (*'Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, 1990)

6.2.1.1.1.2 Definizione della geometria e del problema dell'interazione terreno-piastre

Per simulare la fase di compressione non drenata è stato necessario eseguire un'analisi accoppiata idro-meccanica, in questo modo è possibile monitorare non solo la disomogeneità delle sovrappressioni neutre nel provino all'atto dell'applicazione del carico, ma anche i tempi necessari affinché i valori si egualizzino.

La causa principale delle deformazioni non omogenee nel provino triassiale sono gli attriti che si generano al contatto tra le basi del campione e le piastre che lo connettono al sistema di trasmissione di carico. Nelle analisi svolte le piastre sono state considerate come corpi rigidi (il programma consente di inserire differenze di rigidità tra due corpi a contatto fino a quattro ordini di grandezza) e porosi (la permeabilità delle piastre è di tre ordini di grandezza superiore a quella dei terreni rimaneggiati di Masseria Marino), invece, il contatto piastra-terreno è stato simulato con un'interfaccia, ovvero un elemento privo di spessore che consente spostamenti relativi tra i volumi a contatto (nel nostro caso terreno e piastra) e a cui è possibile attribuire anche un coefficiente di attrito.

Nelle simulazioni sono stati considerati tre differenti tipi di contatto terreno-piastra:

-contatti perfettamente lisci (a), per cui non c'è attrito tra le piastre e il terreno;

-contatti attritivi (b), all'interfaccia tra il terreno e le piastre è stato assegnato un angolo di attrito pari a quello del terreno;

-contatti completamente rugosi (c) che impediscono qualsiasi tipo di spostamento relativo tra le piastre e il provino.

6.2.1.1.1.3 Le procedure di prova e i parametri del materiale

Allo scopo di focalizzare l'attenzione sulle cause e sugli effetti della disomogeneità delle sovrappressioni neutre nel provino soggetto a compressione non drenata, le variabili del problema sono state ridotte al minimo. Le caratteristiche meccaniche ed idrauliche del terreno, le dimensioni geometriche del provino, in particolare il rapporto tra l'altezza e il diametro, la pressione di sovraconsolidazione e il valore finale della deformazione assiale totale sono stati assunti costanti in tutte le simulazioni effettuate. Inoltre, il provino è ipotizzato completamente saturo e non è stata considerata, nel presente studio, la fase di consolidazione, nel senso che l'analisi parte a valle di essa.

Le dimensioni del provino sono quelle dei campioni reali delle celle triassiali Bishop-Wesley, ma come già detto, il campione è rappresentato nel piano radiale x-y, per cui per si è posto $L=38\text{mm}$ e $d=19\text{mm}$, in altri termini grazie alla simmetria è stato possibile analizzare $\frac{1}{4}$ del provino. Gli assi x ed y dei lati interni del provino sono assi di simmetria, per cui sono impediti gli spostamenti ad essi ortogonali. Il bordo superiore del campione è a contatto con la piastra rigida attraverso la quale viene trasmesso il carico, che nell'analisi è simulato

imponendo uno spostamento verticale; gli spostamenti orizzontali sono consentiti quando il contatto piastra-terreno è perfettamente liscio o attritivo⁸, sono invece impediti nel terzo caso analizzato. Il bordo inferiore del provino invece è vincolato a non subire alcun tipo di spostamento verticale, ma sono consentiti quelli orizzontali.

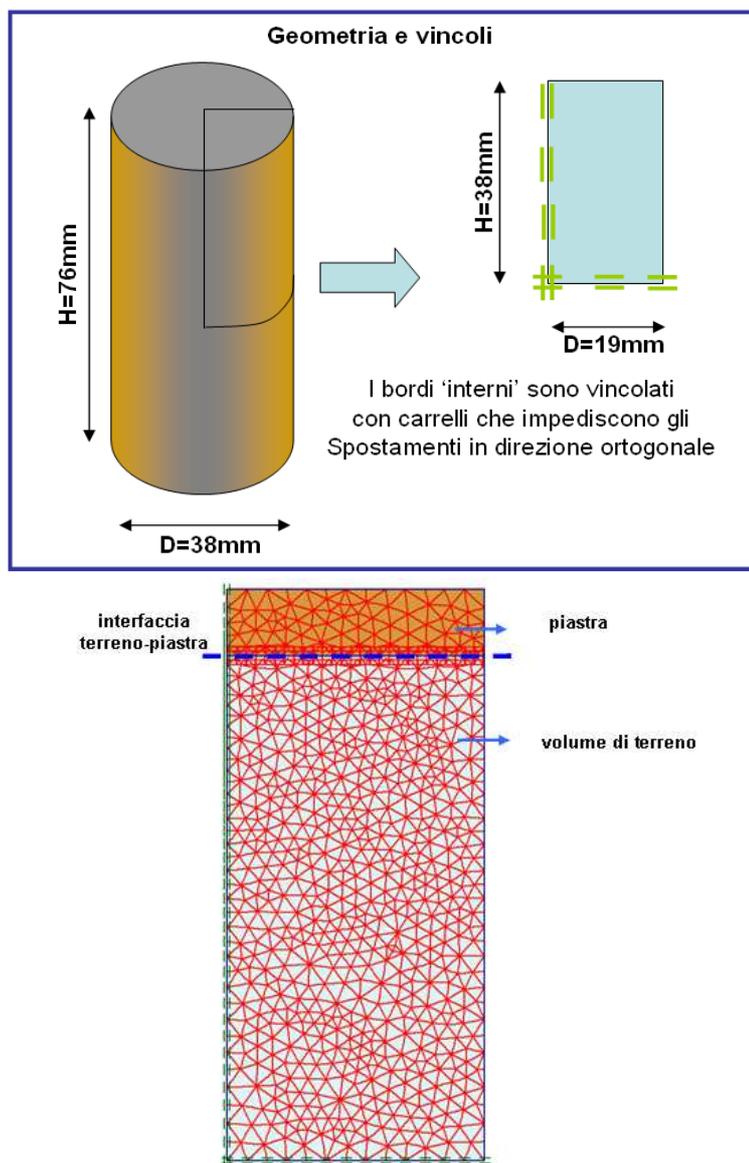


Figura 6.12
Schema di calcolo delle analisi numeriche

Il provino viene inizialmente sottoposto ad una pressione sferica di 65kPa, che rappresenta la tensione di confinamento (o pressione di consolidazione isotropa). La fase di compressione triassiale è condotta controllando la velocità e il valore totale dello spostamento

⁸ Nel primo caso gli spostamenti sono del tutto liberi, nel secondo essi sono consentiti una volta superata la resistenza di attrito all'interfaccia.

verticale applicati alla piastra porosa. In tutte le simulazioni è stato imposto uno spostamento in testa al provino tale da generare una deformazione assiale del 20% (dunque 8 mm), che è la deformazione imposta nelle prove sperimentali sui terreni di Masseria Marino; i tempi di applicazione sono stati di 0,01hr (un carico applicato praticamente in maniera istantanea), 0,1hr, 1hr e 10hr, per valutare quale fosse la velocità di carico opportuna affinché la lettura delle pressioni neutre in testa al provino (è infatti alle estremità del campione che sono posizionati i trasduttori della strumentazione di laboratorio) fosse rappresentativa del valore medio di pressione all'interno del provino.

6.2.1.1.4. I risultati delle analisi numeriche

La presenza delle piastre porose alle estremità del provino rappresenta un impedimento alla libertà di movimento dello stesso, gli attriti che si sviluppano al contatto con esse generano tensioni di taglio nel campione di terreno come si può vedere nella Figura 6.13:

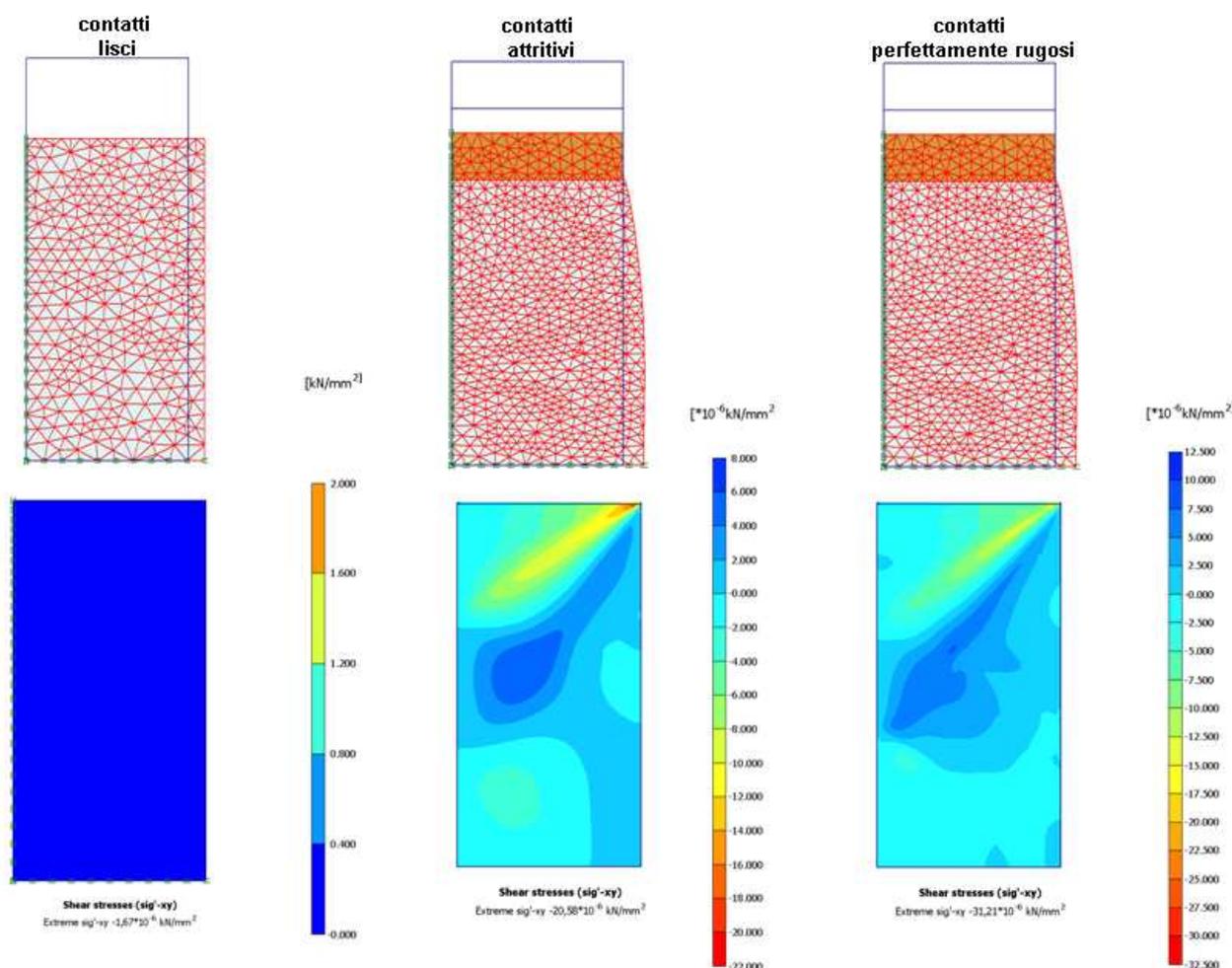


Figura 6.13
Tensioni di taglio nel provino deformato per diverse tipologie di contatti: perfettamente lisci, attritivi e completamente rugosi

Nel caso ideale di contatti perfettamente lisci, non si sviluppano tensioni di taglio nel piano x-y e questo significa che le tensioni assiale e radiale sono, per l'intera durata del processo deformativo, le tensioni principali. Nel caso, invece, di contatti attritivi o completamente rugosi (spostamenti orizzontali impediti alle estremità del provino), si sviluppano tensioni di taglio a partire dagli angoli laterali del provino fino alle zone centrali, tanto più grandi al progredire della deformazione assiale. La nascita delle tensioni di taglio induce anche una non uniformità delle tensioni assiale e radiale all'interno del provino.

In una prova di compressione non drenata la variazione del volume totale, per definizione, è nulla, tuttavia succede che, se il campione non si deforma in maniera uniforme ci siano delle variazioni locali di volume. Come si può vedere dalla Figura 6.14, quando si sviluppano attriti alle estremità del campione, alcune parti del provino sono soggette a compressione (nella convenzione del programma utilizzato le deformazioni volumetriche di compressione sono negative) mentre altre dilatano, mantenendo infine la variazione totale di volume nulla.

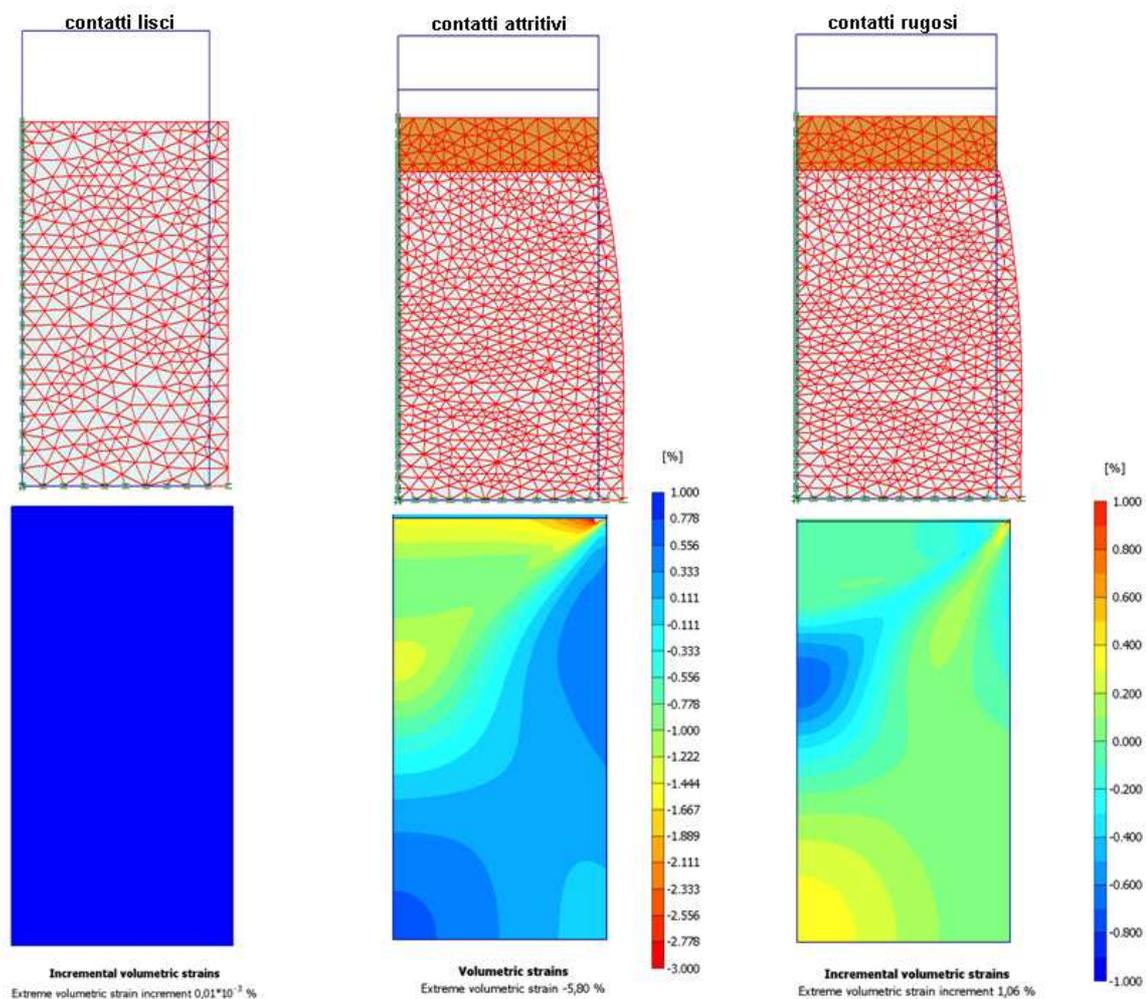


Figura 6.14
Deformazioni volumetriche locali nel provino cilindrico, per diverse tipologie di contatto piastra-terreno

La presenza di variazioni locali di volume induce nel provino una inevitabile non uniformità di pressioni neutre, tanto più evidente quanto più veloce è l'applicazione del carico. In Figura 6.15 è riportato il caso di contatti rugosi, che è quello più significativo:

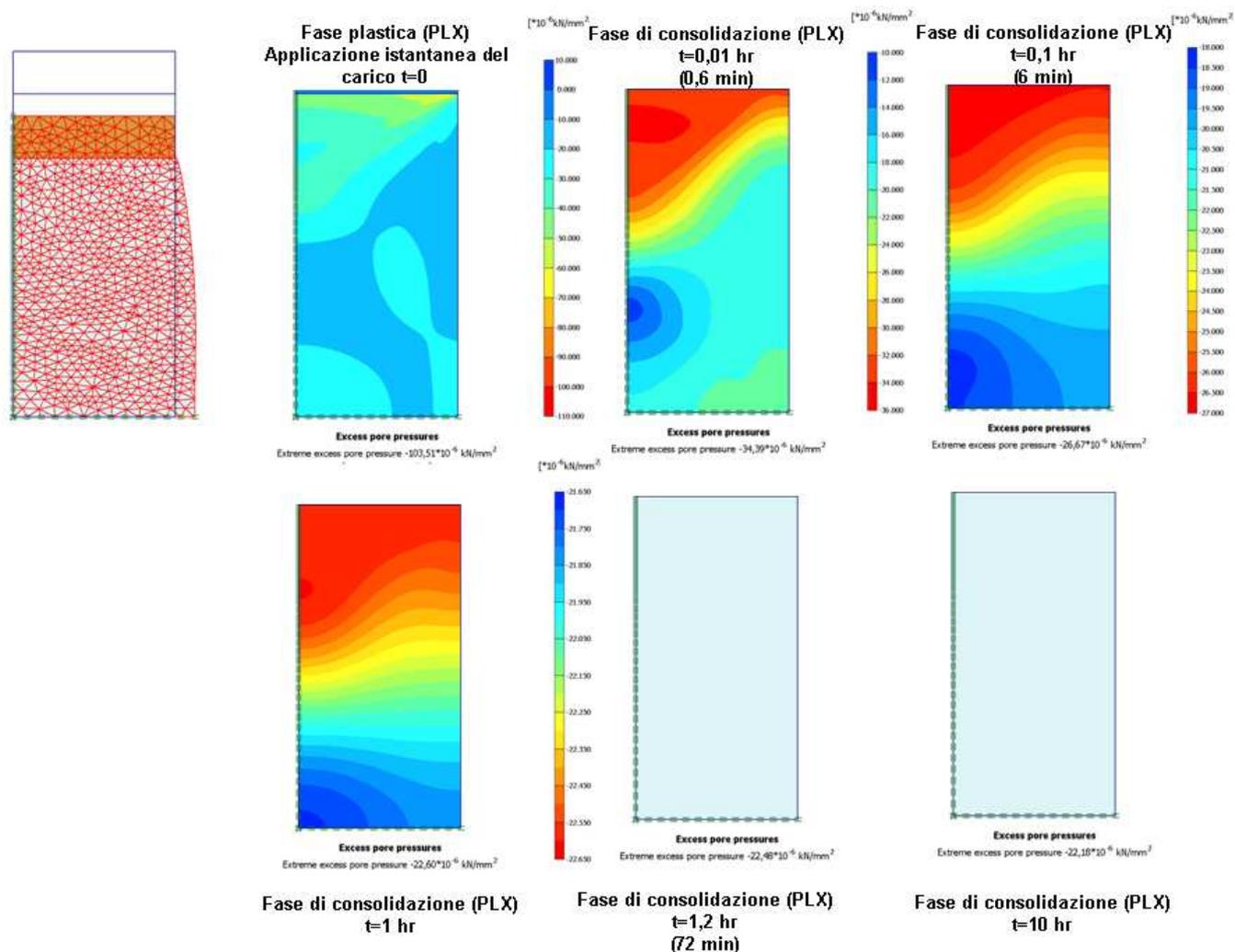


Figura 6.15

Distribuzione delle sovrappressioni neutre all'interno del provino per diverse velocità di applicazione del carico in condizioni non drenate (per contatto piastra-terreno rugoso)

Sono state eseguite analisi numeriche in cui la deformazione totale (20%) è stata applicata in tempi diversi allo scopo di simulare processi di carico a differente velocità, ed i risultati mostrano che per durate del processo di carico superiori ad un'ora, per i terreni simulati e per le geometrie utilizzate, è lecito assumere che il valore di pressione neutra misurato in testa (o alla base) al provino sia rappresentativo del valore medio di pressione all'interno del campione, in quanto differisce da esso solo di alcuni punti percentuali (circa il 3%).

Quanto ritrovato nelle analisi numeriche può essere utilizzato per alcune considerazioni sulla sperimentazione di laboratorio esposta nel presente capitolo. Nella prova

n°1, eseguita a gradini di velocità, l'applicazione delle deformazioni non è stata mai eseguita in tempi inferiori all'ora; è lecito quindi assumere che l'andamento dei percorsi tensionali, e dunque la sensibilità alla velocità di deformazione, sia ascrivibile completamente a fenomeni di natura viscosa, almeno per quanto riguarda i bassi livelli di deformazione. Infatti quando si supera la soglia delle piccole deformazioni, lo sviluppo non uniforme delle stesse all'interno del provino e la nascita delle bande di taglio inducono incrementi e decrementi delle tensioni efficaci che possono provocare fenomeni di incrudimento e rammollimento nel campione.

In definitiva si può concludere dicendo che per bassi valori di deformazione gli effetti che la velocità di deformazione produce sui percorsi tensionali efficaci in un terreno soggetto a compressione non drenata sono da attribuirsi alle caratteristiche viscosi del materiale; il comportamento tensio-deformativo dell'argilla può essere interpretato come isotachio. Quando si attingono, invece, valori di deformazione maggiori, la formazione delle bande di taglio, dovute agli attriti in testa e alla base del provino, produce una disomogeneità delle deformazioni e delle tensioni nel provino tali da non consentire una valutazione chiara del comportamento viscoso.

6.2.2 Le prove di creep

Nelle prove di creep triassiale, l'andamento delle deformazioni viscosi dipende dal livello del carico applicato: come mostrato nel capitolo precedente, in virtù dello sforzo deviatorico, la velocità con cui si sviluppano le deformazioni viscosi può decelerare, stabilizzarsi oppure accelerare fino a rottura.

Per i primi due livelli di carico applicati al campione ($q_1=33\% q_{rottura}$; $q_2=55\%q_{rottura}$) le deformazioni di creep rallentano gradualmente fino al termine della fase di prova, che corrisponde ad un tempo tale da rendere verosimile l'ipotesi di condizioni non drenate⁹. Per l'ultimo livello di carico assiale totale applicato ($q_3=70\% q_{rottura}$), la prova si è interrotta a causa di un guasto tecnico alla macchina, le registrazioni eseguite fino a quel momento rilevano solo la prima fase di rallentamento del fenomeno viscoso. In Figura 6.16 le curve tratteggiate propongono le estrapolazioni degli andamenti che è possibile ipotizzare: le deformazioni assiali potrebbero proseguire con velocità decrescente fino a stabilizzarsi, oppure, accelerare fino ad arrivare a rottura; in questo caso si sarebbe attinta la soglia di scorrimento viscoso del materiale.

⁹ Tavenas et al. Suggestiscono di considerare tempi non superiori ai 10^4 minuti ['Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay' *Can. Geotech. J.*, **15**, 402-423 (1978)]

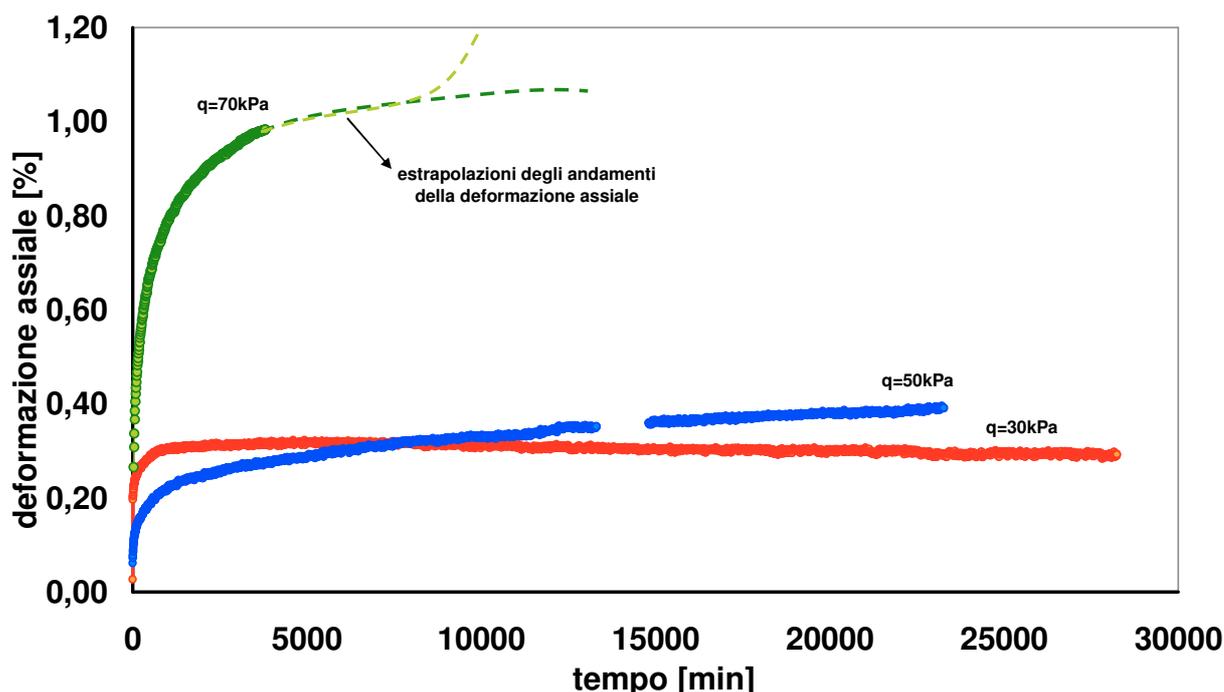


Figura 6.16

Curve di flusso ricavate dalla prova di creep non drenato. Per il livello di carico più elevato, le linee tratteggiate ipotizzano le due possibili evoluzioni della curva (la prova è stata interrotta per un guasto tecnico alla macchina): le deformazioni possono procedere decelerando e dunque stabilizzandosi, oppure accelerando e portando il materiale a rottura.

Il fenomeno richiede sicuramente un approfondimento maggiore, e dunque l'esecuzione di un maggior numero di prove. In letteratura si ritrovano vari risultati di prove di creep triassiale non drenato eseguite su argille naturali, e numerose sono le proposte di correlazioni per individuare una soglia di scorrimento limite a cui far corrispondere l'evoluzione verso la rottura del materiale (Vaid e Campanella, 1979; e Leroueil, 1985).

Vuailat (1980), invece, che nella sua tesi di dottorato ha indagato il comportamento viscoso dei terreni argillosi utilizzando la scatola di taglio diretto e quella di taglio anulare conclude dicendo che la rottura per creep terziario non si osserva se non su argille rimaneggiate e normalconsolidate, la rottura che si verifica nella sperimentazione eseguita dall'autore su argille naturali indisturbate è essenzialmente un fenomeno plastico e non viscoso.

Ciò che occorre sottolineare, per quanto riguarda l'argilla in esame, è che, effettivamente nonostante i carichi applicati nella fase di creep non drenato, non si è mai osservata un incremento delle velocità delle deformazioni assiali, e questo porta alla conclusione che se anche esistesse una soglia di scorrimento viscoso, che comporterebbe la possibilità di una rottura nel materiale per creep terziario, il suo valore sarebbe molto alto, prossimo a quello della resistenza di stato critico del materiale.

La conseguenza di questa affermazione è fondamentale per lo studio della frana di Masseria Marino. In una frana riattivata, in cui alla base del corpo di colata persistono superfici di scorrimento pregresse su cui la resistenza disponibile è quella residua, il meccanismo di collasso non può che essere di tipo plastico piuttosto che viscoso. Nonostante le prove eseguite sul materiale ne mettano in evidenza le importanti caratteristiche viscoso, le soglie di scorrimento necessarie per sviluppare un fenomeno di rottura viscoso (creep terziario) sono superiori alla resistenza disponibile sulla superficie di scorrimento e quindi alla tensione tangenziale agente. Questo, naturalmente, non esclude comunque un ruolo diverso della viscosità sul processo di riattivazione e sull'evoluzione della colata.

CAPITOLO VII

Interpretazione del comportamento tempo-dipendente dell’argilla di Masseria Marino: simulazioni numeriche delle prove sperimentali

Al fine di valutare quali possano essere gli effetti della scelta della legge costitutiva sull’interpretazione del comportamento tensio-deformativo dell’argilla che costituisce l’oggetto della presente tesi (l’argilla di Masseria Marino) sono state eseguite alcune simulazioni numeriche, alla scala dell’elemento di volume, che riproducono i percorsi tensionali delle prove sperimentali illustrate nella sezione precedente.

Lo strumento di calcolo utilizzato è il modulo ‘Soil Test’ incluso nella versione VIP del software agli elementi finiti Plaxis 2D. Con questo modulo è possibile riprodurre in maniera semplice i percorsi tensionali che si sviluppano durante le prove geotecniche standard alla scala dell’elemento di volume: prove edometriche, triassiali, di taglio diretto etc. E’ possibile pertanto valutare in maniera semplice e diretta se un modello costitutivo sia adeguato ad interpolare i dati sperimentali a diposizione, e se dunque possa essere adeguato a rappresentare il comportamento tensio-deformativo del materiale analizzato, anche in altre applicazioni.

Le leggi costitutive utilizzate nelle simulazioni che verranno presentate di seguito sono state tre:

- modello costitutivo elastico-perfettamente plastico (Mohr Coulomb model, MC);
- modello costitutivo elastico non lineare con incrudimento isotropo (Soft Soil model, SS);
- modello costitutivo elasto-viscoplastico (Soft Soil Creep model, SSC).
-

Ciascuna delle prove di laboratorio eseguite sui terreni di Masseria Marino (prove a gradini di velocità, prove di creep e di rilassamento) è stata riprodotta nelle analisi numeriche utilizzando tutti i modelli costitutivi elencati, per valutare comparativamente l’efficacia di

ognuno di essi. Le leggi costitutive scelte hanno un grado di complessità crescente. Il modello Mohr Coulomb è un modello costitutivo semplice che alla legge di Hooke associa il criterio di resistenza a taglio; esso viene regolarmente utilizzato nelle applicazioni ingegneristiche perché richiede la definizione di pochi parametri costitutivi e si presta ad interpretare una grande parte dei problemi di rottura che interessano i terreni. Il Soft Soil nasce per modellare i terreni compressibili, ed è mutuato dal più noto Cam Clay. L'idea di base è di prendere in considerazione l'effetto di incrudimento che sui terreni a grana fine è esercitata dalla pressione efficace media. Il Soft Soil Creep infine è un modello di secondo livello, in quanto inserisce tra i parametri costitutivi della legge tensio-deformativa anche il tempo. La scelta di considerare tra i modelli utilizzati una legge viscosa deriva dalla comprensione dell'effetto fondamentale che la viscosità produce sul comportamento dei terreni argillosi, come è stato messo in evidenza anche durante la sperimentazione eseguita sui terreni di Masseria Marino.

In letteratura esistono molteplici tipologie di leggi costitutive volte ad interpretare i fenomeni tempo-dipendenti dei terreni, tuttavia il modello Soft Soil Creep si presenta come uno strumento sufficientemente semplice nella sua formulazione, con pochi parametri da determinare per la caratterizzazione dei terreni, uno solo viscoso, e tutti, peraltro, con un chiaro significato fisico.

L'analisi del comportamento tensio-deformativo delle argille di Masseria Marino, ed in particolare, lo studio del contributo viscoso nelle prove di laboratorio eseguite sui campioni ricostituiti, rappresenta la premessa, indispensabile, all'applicabilità ad un problema al finito, come può essere una colata di argilla, delle leggi costitutive usate. Il fine ultimo del lavoro, come più volte ricordato, è riuscire a riprodurre la colata di frana Marino in tutte le sue fasi di attività; a questo fine la conoscenza del comportamento dei materiali risulta imprescindibile.

7.1 I modelli costitutivi utilizzati nelle simulazioni

Il terreno è un materiale complesso il cui comportamento tensio-deformativo è, in genere, non lineare, anisotropo e tempo-dipendente. Spesso il terreno esibisce comportamenti differenti a seconda che sia soggetto ad una fase di primo carico, di scarico o ricarico; la non linearità del percorso deformativo si manifesta ben al di sotto della soglia di snervamento.

Brinkgreve (2005) ha discusso in dettaglio gli aspetti del comportamento del terreno, individuando quattro fatti di importanza basilare¹⁰. Brevemente, il primo aspetto discusso è la natura polifase di questo materiale, ed in particolare l'influenza della presenza dell'acqua sul comportamento del terreno, in termini di tensioni efficaci e pressioni neutre. Il secondo aspetto concerne l'influenza di fattori differenti sulla rigidezza del terreno: livello tensionale, percorso tensionale (di carico, scarico o ricarico), livello deformativo, densità del terreno, permeabilità e anisotropia. Il terzo aspetto mette in evidenza la natura delle deformazioni irreversibili che si manifestano sotto carico. La quarta questione affrontata è la resistenza del materiale e i fattori da cui è condizionata, per esempio la velocità di applicazione del carico, la storia deformativa pregressa e il contenuto d'acqua del campione sottoposto a prova, il comportamento non drenato e l'anisotropia. Altri aspetti che potrebbero essere considerati sono la dilatanza, la memoria etc. Come si vede l'influenza della velocità di applicazione del carico entra in gioco al pari di altri fattori ritenuti fondanti nella Geotecnica classica.

Esiste una grande varietà di modelli costitutivi che possono interpretare il comportamento tensio-deformativo del terreno e la condizione di rottura. Ognuno di essi ha vantaggi e limiti che dipendono dall'applicazione che si intende fare. Chen (1985) individua tre criteri di base per la valutazione di un modello. Il primo criterio è la valutazione teorica della legge costitutiva rispetto ai principi della meccanica del continuo. In secondo luogo, occorre provare 'sperimentalmente' i modelli per comprendere se siano capaci o meno di interpolare dati sperimentali disponibili di prove reali e per valutare la facilità di determinazione dei parametri che utilizzano. L'ultimo criterio, infine, è quello numerico, che consiste nel valutare la complessità di un'eventuale implementazione del modello all'interno di un codice di calcolo.

In genere, il criterio di scelta di un modello costitutivo è un bilancio tra la necessità di rispettare le leggi della meccanica del continuo, quella di una rappresentazione realistica del comportamento del terreno, attraverso la comparazione con le prove di laboratorio, e la semplicità dell'implementazione numerica.

Come anticipato nella premessa, lo scopo delle simulazioni numeriche che verranno proposte in questo capitolo è valutare quale sia la legge costitutiva più idonea a rappresentare i terreni di Masseria Marino, ed in particolare, almeno per ora, quella che riesce meglio ad interpolare i risultati delle prove triassiali introdotte nel capitolo precedente. L'unico criterio di valutazione, dunque, che verrà utilizzato è il secondo di quelli enunciati da Chen, in quanto tutti i modelli utilizzati nelle analisi sono consolidati in letteratura e vengono

¹⁰ Si tratta di questioni ben note e già compendiate nella Geotecnica classica che l'Autore riprende nell'ambito di una trattazione sistematica.

convenzionalmente applicati ai terreni in disparate applicazioni ingegneristiche; inoltre tutti sono implementati nella medesima piattaforma di calcolo, il Plaxis 2D. Lo scopo dell’analisi è dunque comparativo, anche se particolare attenzione verrà rivolta a quello viscoso, soprattutto nella determinazione dei parametri materiali.

7.1.1 Il modello Mohr Coulomb

Il modello Mohr Coulomb è un modello elastico perfettamente plastico, che viene spesso utilizzato nelle applicazioni ingegneristiche ed è in genere considerato un legame costitutivo di primo livello. In campo elastico il comportamento tensio-deformativo previsto dal modello è lineare ed i parametri che caratterizzano il materiale sono quelli mutuati dalla legge di Hooke (il modulo di Young , E , ed il coefficiente di Poisson, ν). La condizione di snervamento, che indica lo sviluppo di deformazioni irreversibili (plastiche), è un’estensione del criterio di rottura di Coulomb ad uno stato tensionale generico. Essa, infatti, assicura che la legge attritiva di Coulomb sia rispettata su ogni piano interno all’elemento materiale. I due parametri plastici che il modello richiede per la definizione della legge di snervamento sono la coesione c' e l’angolo di attrito ϕ' del materiale. La superficie di snervamento, rappresentata in Figura 7.1, definisce nel piano delle tensioni principali un cono esagonale:

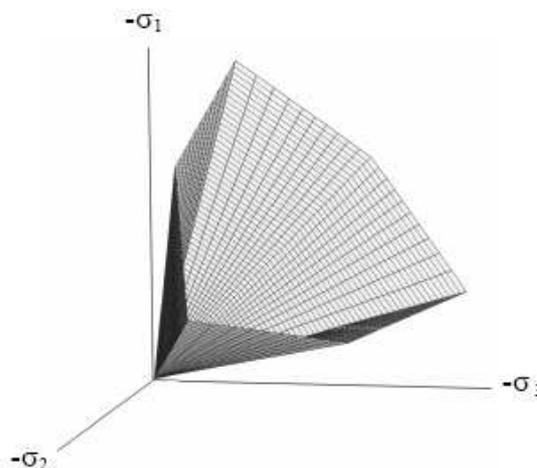


Figura 7.1
Superficie di snervamento del modello Mohr Coulomb nel piano delle tensioni principali per un materiale privo di coesione

In presenza di coesione la distanza tra l’apice del cono e l’origine degli assi è $\sqrt{3} \cdot \cot \phi' \cdot c'$.

In aggiunta alla funzione di snervamento, per il modello viene definita anche una funzione potenziale plastico. Nella formulazione classica della teoria della plasticità il potenziale plastico è associato, ovvero il vettore della velocità delle deformazioni plastiche è perpendicolare alla superficie di snervamento. Tuttavia per la tipologia di superficie di snervamento adottata dal modello, una legge di flusso associata comporterebbe la sovrastima della dilatanza. Per cui si definisce una funzione potenziale plastico, in linea di principio diversa dalla superficie di snervamento, e si parla di flusso non associato. La funzione potenziale plastico contiene un terzo parametro plastico, l'angolo di dilatanza, richiesto per modellare gli incrementi di deformazione volumetrica plastica (dilatanza) sotto sollecitazioni di taglio, che si osservano sperimentalmente, soprattutto per i terreni densi.

Il modello Mohr Coulomb è semplice e richiede solo tre parametri plastici per caratterizzare la resistenza del materiale; questo è il motivo per cui viene usato diffusamente nella pratica per la modellazione dei terreni. Alcuni ricercatori hanno peraltro messo in evidenza che i percorsi tensionali che conducono a rottura nelle prove triassiali sperimentali possono essere ben interpretati dal modello e dalla sua superficie di snervamento esagonale (Goldscheider, 1984). In letteratura si ritrovano esempi di applicazioni del modello ad analisi di stabilità di pendii naturali e artificiali, rilevati stradali ed anche fondazioni superficiali. Tuttavia, se il modello coglie bene il comportamento a rottura in condizioni di carico drenato, i percorsi tensionali che descrive in un processo di carico non drenato deviano in maniera significativa dalle osservazioni sperimentali. Inoltre il comportamento a basse deformazioni è modellato in maniera semplificata come linearmente elastica e poiché si fa l'ipotesi di plasticità perfetta, il modello non include né fenomeni di incrudimento né di rammollimento.

7.1.2 Il modello Soft Soil

Il modello Soft Soil viene proposto con l'intenzione di caratterizzare i terreni 'molliti', quelli cioè particolarmente compressibili (come le torbe o le argille normalmente consolidate); è un modello elastico non lineare con incrudimento isotropo. È mutuato dal noto modello Cam Clay, sviluppato a Cambridge negli anni sessanta da Roscoe e Schofield, la cui idea basilare è considerare l'effetto di incrudimento che la tensione efficace media esercita sul comportamento tensio-deformativo del terreno.

In particolare, la legge costitutiva è caratterizzata da una relazione lineare tra le deformazioni volumetriche ed il logaritmo della tensione sferica, come rappresentato nella Figura 7.2:

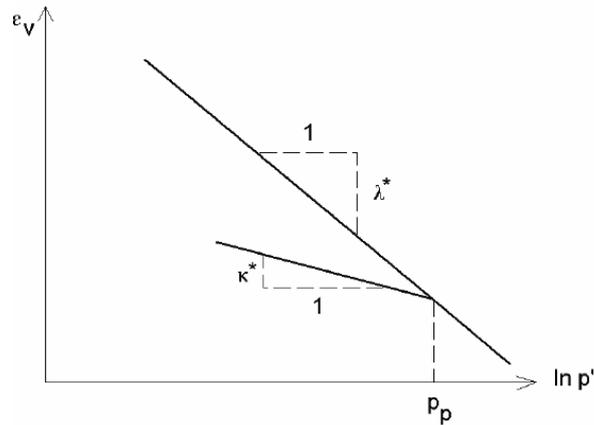


Figura 7.2
Relazione logaritmica tra le deformazioni volumetriche e la tensione efficace media

Il parametro λ^* è l'indice di compressione modificato, che descrive la compressibilità del materiale in un processo di primo carico. Differisce dal simbolo λ utilizzato da Burland (1965) perché, come si vede dalla figura, usa, non l'indice dei vuoti ma le deformazioni volumetriche. Il parametro κ^* è invece l'indice di rigonfiamento modificato, il quale descrive la compressibilità del materiale in un processo di scarico e ricarico. Anche in questo caso differisce dal simbolo k di Burland, anche se il rapporto λ^*/κ^* è uguale a quello di Burland λ/k .

L'equazione della superficie di snervamento nel piano q-p' è data da:

$$p'_p = p' + \frac{q^2}{M^2 \cdot (p' + c' \cot \phi')}$$

in cui p'_p rappresenta la tensione isotropa di snervamento. Nel piano q-p' l'equazione descrive un'ellisse.

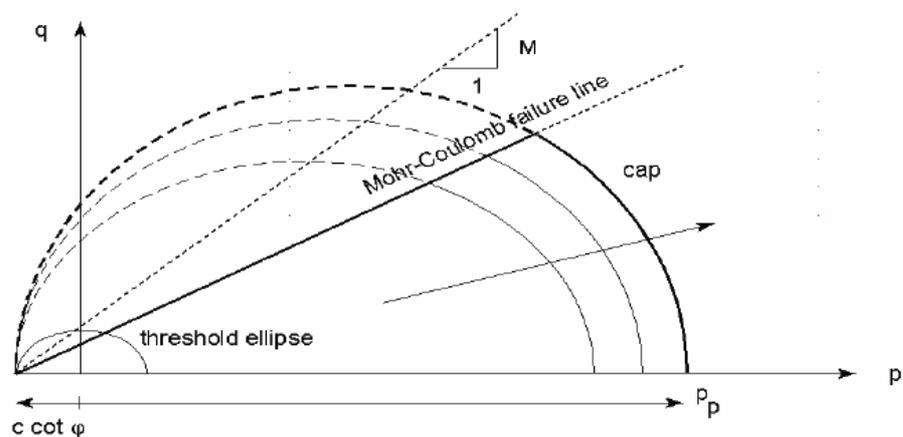


Figura 7.3
Superficie di snervamento nel piano q-p' del modello Soft Soil

Il parametro M determina il diametro minore dell'ellisse, che è responsabile del rapporto tra la tensione orizzontale e quella verticale in un processo di compressione primario unidimensionale. Dunque, il parametro M influenza in maniera significativa il coefficiente di spinta a riposo K_0^{NC} . In ragione di quanto appena detto il valore da assegnare al parametro M può essere scelto in modo da interpolare i dati di un processo di compressione monodimensionale per un valore noto del coefficiente di spinta a riposo. L'espressione proposta da Brinkgreve (1994) per il Soft Soil è riportata in basso:

$$M = 3 \cdot \sqrt{\frac{(1 - k_0^{NC})^2}{(1 + 2k_0^{NC})^2} + \frac{(1 - k_0^{NC}) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left(\frac{\lambda^*}{k^*} - 1\right)}{(1 + 2k_0^{NC}) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \frac{\lambda^*}{k^*} - (1 - k_0^{NC}) \cdot (1 + \nu)}}$$

in cui $k_0^{NC} = 1 - \sin\phi'$ (Jaky, 1936) rappresenta il coefficiente di spinta a riposo nelle condizioni di normalconsolidazione, ν è il coefficiente di Poisson, $\lambda^* = \lambda/1+e$ (“ λ ” è l'indice di compressione ed “e” l'indice dei vuoti), $k^* = k/1+e$ (“k” rappresenta l'indice di rigonfiamento).

L'interpretazione e l'utilizzo di M nel Soft Soil differisce sostanzialmente da quella del Cam Clay Modificato, in cui il parametro rappresenta la pendenza della linea di stato critico, e questo perché nel Soft Soil la rottura non è necessariamente associata al raggiungimento della condizione di stato critico. Il criterio di rottura utilizzato, infatti, è un criterio alla Mohr Coulomb rappresentato nel piano q-p' da una retta identificata da due parametri (la coesione e l'angolo di attrito del materiale, che può essere scelto pari a quello di stato critico). Gli apici superiori di tutte le possibili ellissi prodotte dall'incrudimento sono allineati su una retta inclinata proprio di M.

7.1.3 Il modello Soft Soil Creep

Il modello Soft Soil Creep riprende la formulazione del Soft Soil, ne mantiene le stesse caratteristiche, ovvero la capacità di modellare il comportamento dei terreni particolarmente compressibili, introducendo l'incrudimento regolato dalla tensione efficace media, e il criterio di rottura alla Mohr Coulomb, ma aggiunge a tutto questo la possibilità di modellare anche il comportamento viscoso.

7.1.3.1 Formulazione unidimensionale 1D

Buisman (1963) è stato probabilmente il primo autore ad interpretare la fase di consolidazione secondaria che si rileva in una prova edometrica, proponendo la seguente

relazione per definire il comportamento viscoso di un terreno sottoposto ad uno stato tensionale efficace costante (creep):

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t}{t_c} \quad t \geq t_c \quad (1)$$

in cui ε_c è la deformazione del provino al termine della consolidazione, t il tempo trascorso dall'inizio del caricamento e t_c il tempo in cui si è conclusa la fase di consolidazione primaria ed infine, C_B è un parametro che caratterizza il tipo di terreno.

La deformazione di compressione è considerata positiva, come di consueto nella meccanica delle terre, per cui la relazione può essere riscritta nel seguente modo:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t_c - t'}{t_c} \quad t' \geq 0 \quad (2)$$

con $t' = t - t_c$ che rappresenta il tempo effettivo in cui si sviluppa il creep.

A partire dal lavoro di Bjerrum (1967) sui fenomeni viscosi tipici dei terreni a grana fine, Garalanger (1972) propose un'equazione equivalente per il creep, ma utilizzando al posto della deformazione ε l'indice dei vuoti e :

$$e = e_c - C_\alpha \log \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \quad \text{con} \quad C_\alpha = C_B(1 + e_0) \quad \text{per} \quad t' \geq 0 \quad (3)$$

in cui τ_c è il parametro di tempo.

Le differenze tra le formulazioni di Buisman e Garalanger sono minime; la deformazione ε è sostituita dall'indice dei vuoti e , ed il tempo di consolidazione t_c , dal parametro di tempo τ_c . Le equazioni sono praticamente identiche quando $\tau_c = t_c$, mentre nel caso in cui l'uguaglianza non sia verificata, le differenze diminuiscono man mano che il tempo effettivo di creep t' aumenta.

Nella pratica corrente, in una prova di compressione edometrica il creep non viene preso in conto se non per fasi di carico di durata superiore alle 24 ore; tuttavia, si conserva l'ipotesi per cui la consolidazione secondaria inizia a svilupparsi a conclusione della fase di consolidazione primaria, e il tempo in cui si esaurisce questo fenomeno dipende dalle caratteristiche di permeabilità del terreno e dalla geometria del provino. Considerando le dimensioni di un edometro standard è possibile ipotizzare che la fase di consolidazione primaria, anche per terreni con permeabilità piuttosto basse, si concluda già dopo qualche ora, per cui le deformazioni che si registrano nelle 20÷22 ore successive sarebbero tutte ascrivibili a un fenomeno di puro creep.

Un altro modo per esprimere la fase di consolidazione secondaria è quella proposta da Butterfield (1979):

$$\varepsilon^H = \varepsilon^H_c - C \ln \left(\frac{\tau_c - t'}{\tau_c} \right) \quad (4)$$

in cui ε^H è la deformazione logaritmica definita come:

$$\varepsilon^H = \ln \left(\frac{v}{v_0} \right) = \left(\frac{1+e}{1+e_0} \right) \quad (5)$$

in cui v è il volume specifico.

Il pedice “0” indica un valore iniziale, mentre l’apice “H” denota una deformazione logaritmica, cioè espressa attraverso il logaritmo della grandezza considerata. Nel seguito verranno utilizzati questi simboli.

7.1.3.2 I parametri τ_c ed ε_c

Il parametro τ_c , introdotto nella sezione precedente, può essere definito adottando una procedura sperimentale. Vermeer et al. (1997) utilizzano l’espressione (4), e differenziandola rispetto al tempo (tralasciando l’esponente “H”, in questa sede, solo per semplificare la notazione), ottengono:

$$-\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad (6)$$

o inversamente:

$$-\frac{1}{\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C} \quad (7)$$

Nelle figure che seguono vengono illustrati due metodi per la determinazione dei parametri τ_c e C che compaiono nella relazioni precedenti: il primo è quello tradizionale basato sull’osservazione di un passo di carico, il secondo fu proposto da Janbu (1969); entrambi si basano sull’interpolazione dei dati ricavati da prove edometriche a carico costante:

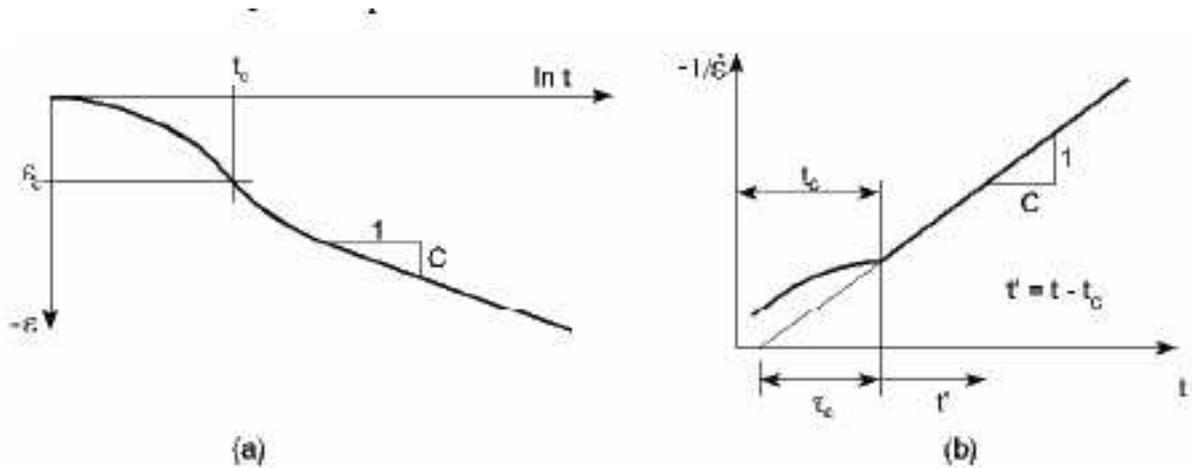


Figura 7.4

Fasi di consolidazione primaria e secondaria in una prova edometrica standard a velocità di carico costante (Vermeer et al. 1997)

Il metodo di Janbu è molto attraente perché nel piano $\left(\frac{1}{\dot{\epsilon}}, t\right)$ i punti sperimentali della prova edometrica a carico costante, relativi alla fase di consolidazione secondaria, si dispongono secondo una linea retta, il cui coefficiente angolare è proprio $1/C$, mentre l'intercetta con l'asse (non logaritmico) delle ascisse fornisce informazioni sul parametro tempo. La deviazione dall'andamento lineare che si riscontra per valori di t minori di t_c è dovuta al processo di consolidazione primaria.

Considerando la letteratura classica, la deformazione alla fine del processo di consolidazione primaria può essere espressa attraverso la relazione:

$$\epsilon_c = \epsilon_c^e + \epsilon_c^c = -A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right) - B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) \quad (8)$$

Nella relazione, σ_0 rappresenta la tensione efficace 'iniziale', ovvero prima del processo di carico, σ' invece è la tensione efficace alla fine del processo di carico. I valori σ_{p0} e σ_{pc} rappresentano la tensione di preconsolidazione, rispettivamente, all'inizio e alla fine del processo di consolidazione.

Nella maggior parte della letteratura sulle prove edometriche, nell'interpretazione dei risultati viene adottato l'indice dei vuoti e al posto della deformazione ϵ , il logaritmo decimale \log , anziché quello neperiano \ln , l'indice di rigonfiamento C_r in luogo di A , e quello di compressione C_c in luogo di B . Le relazioni tra quest'ultimi sono:

$$A = \frac{C_r}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (9)$$

$$B = \frac{(C_c - C_r)}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (10)$$

combinando le equazioni si ottiene:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c = -A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) - B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (11)$$

in cui, ε_c è la deformazione logaritmica totale dovuta all'incremento dello stato tensionale da σ'_0 a σ' , e alle deformazioni viscosi che si sviluppano nel periodo di tempo $t_c + t'$ (Figura 7.5).

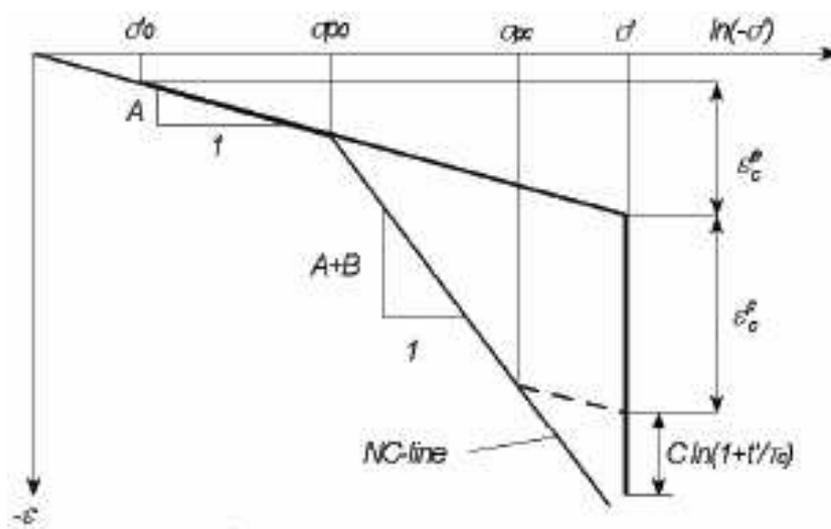


Figura 7.5

Curva ideale sforzi-deformazioni di una prova edometrica con divisione tra incrementi di deformazione elastici e di creep. (Vermeer et al. 1997)

7.1.3.3 Legge differenziale per il creep in condizioni unidimensionali

Le equazioni introdotte nei paragrafi precedenti descrivono la relazione tra le deformazioni ed il tempo in un campione sottoposto ad uno sforzo efficace costante (creep). Per risolvere problemi in cui i carichi sono transitori, o aumentano costantemente nel tempo, è necessario formulare una legge costitutiva in forma differenziale.

Il primo passo consiste nel ricavare un'espressione differenziale per il parametro di tempo τ_c . La questione relativa al significato fisico di questo parametro è ancora aperta, le

uniche informazioni disponibili in letteratura sono le indicazioni sperimentali di Janbu, di cui si è detto, e poco altro.

Al fine di ricavare l'espressione ad essa relativa, si adotta l'idea che tutte le deformazioni che non sono elastiche, sono tempo-dipendenti. La deformazione totale è, dunque, somma di un contributo elastico ε^e e di una parte di creep, tempo-dipendente ε^c . In una condizione come quella edometrica, in cui gli sforzi di carico non conducono alla rottura, non si assume una componente inelastica della deformazione istantanea, come d'uso nella teoria classica dell'elasto-plasticità.

Oltre a questo concetto di base, si adotta l'idea di Bjerrum per cui la tensione di preconsolidazione dipende interamente dalle deformazioni di creep accumulate nel tempo. Per cui, in aggiunta all'espressione (11), possiamo introdurre la seguente relazione, che esprime la dipendenza della tensione di preconsolidazione dalle deformazioni di creep:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = -A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right) - B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) \quad (12)$$

$$\sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{-\varepsilon^c}{B}\right) \quad (13)$$

La dipendenza dal tempo della pressione di preconsolidazione può essere espressa combinando l'ultima equazione con la (11):

$$\varepsilon^c + \varepsilon_c^c = -B \ln\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{pc}}\right) = -C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (14)$$

Questa equazione può essere utilizzata per una migliore comprensione del parametro τ_c , quantomeno per una prova edometrica standard. Infatti, in una prova di questo tipo, il carico viene incrementato per fasi, ed ognuna di esse ha una durata di tempo costante pari a $t_c + t' = \tau$, in cui τ è, precisamente, un giorno. Procedendo per passi di carico, si ottiene la cosiddetta linea di normal-consolidazione, con $\sigma_p = \sigma'$.

Introducendo nell'equazione (14) $\sigma_p = \sigma'$ e $t_c = \tau - t'$, si ottiene:

$$B \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}}\right) = C \ln\left(\frac{\tau_c + \tau - t_c}{\tau_c}\right) \quad (15)$$

per OCR=1

Si supponga ora che valga la condizione: $(\tau_c - t_c) \ll \tau$ questa quantità può dunque essere trascurata rispetto a τ , e l'equazione (15) diventa:

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} \right)^{\frac{B}{C}} \quad (16)$$

oppure:

$$\tau_c = \tau \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma'} \right)^{\frac{B}{C}} \quad (17)$$

Dunque, il parametro di tempo τ_c dipende sia dallo stato tensionale efficace che dal valore della pressione di preconsolidazione.

Gli autori, (Vermeer et al. 1997) fanno notare che l'ipotesi $(\tau_c - t_c) \ll \tau$ è tanto più reale in una prova edometrica standard quanto più brevi sono i tempi di consolidazione primaria, e nello specifico se questi sono inferiori ad 1h.

Considerando un singolo passo del processo di carico per le fasi di una prova edometrica, sulla curva di normal-consolidazione si ha un grado di sovraconsolidazione unitario, OCR=1, sia all'inizio che alla fine della fase di carico; la pressione di preconsolidazione σ_p aumenta da un valore iniziale σ_{p0} ad un valore σ_{pc} durante il breve processo della consolidazione primaria; successivamente continua a crescere, da σ_{pc} fino a σ' , durante un periodo di creep relativamente lungo. Dunque, dopo un giorno, il campione è ancora in uno stato di normalconsolidazione, tuttavia, alla fine del breve processo di consolidazione primaria, esso si troverà in una condizione di sotto-consolidazione poiché $\sigma_p < \sigma'$.

Dopo aver ricavato l'espressione per il parametro di tempo τ_c , è possibile procedere con la formulazione della legge differenziale per il creep, differenziando l'equazione (14) si ottiene:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^c = -A \left(\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \right) - \frac{C}{\tau_c + t'} \quad (18)$$

la quantità $\tau_c + t'$ può essere sostituita utilizzando l'espressione (17):

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^c = -A \left(\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \right) - \frac{C}{\tau_c} \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_p} \right)^{\frac{B}{C}} \quad \text{con:} \quad \sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{-\epsilon^c}{B} \right) \quad (19)$$

L'equazione (19) può essere utilizzata per eliminare τ_c e σ_{pc} :

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = -A \left(\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \right) - \frac{C}{\tau} \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p} \right)^{\frac{B}{C}} \quad \text{con:} \quad \sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{-\varepsilon^c}{B}\right) \quad (20)$$

7.1.3.4 Formulazione del modello tridimensionale

Il modello 3D che verrà esposto nel seguito è una generalizzazione della trattazione 1D su cui si è discusso nei paragrafi precedenti.

Verranno adottati gli invarianti per la pressione media $p = \sigma_{oct}$ e per lo sforzo deviatorico $q = \frac{3\tau_{oct}}{\sqrt{2}}$, con σ_{oct} e τ_{oct} , rispettivamente, la tensione normale ottaedrale e la tensione tangenziale ottaedrale.

Questi invarianti sono utilizzati per definire una nuova tensione media equivalente:

$$p^{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (21)$$

con:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \quad (22)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2} \quad (23)$$

La Figura 7.6 mostra che la tensione espressa da p^{eq} è costante sulle ellissi nel piano p-q:

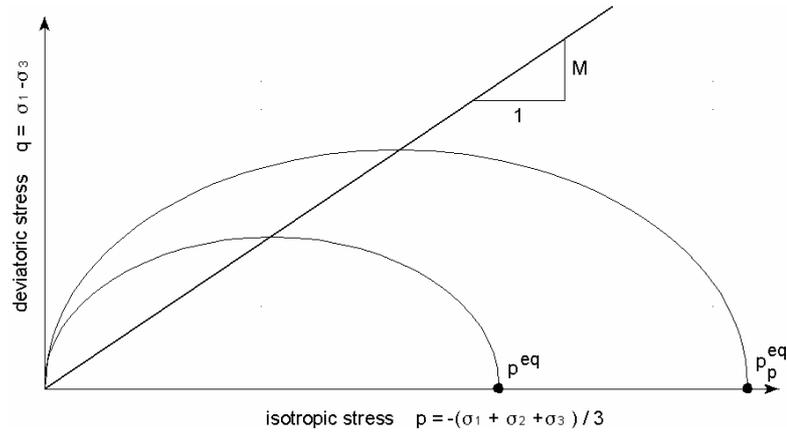


Figura 7.6

Diagramma dell'ellisse p^{eq} nel piano p - q (Vermeer et al.1997)

In effetti si tratta delle ellissi del modello Cam Clay Modificato (Roscoe & Burland, 1968). Il parametro caratteristico del terreno M rappresenta la pendenza della cosiddetta linea di Stato Critico, e l'espressione che si usa è:

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}}$$

in cui ϕ_{cv} rappresenta l'angolo di attrito di stato critico (o a volume costante).

Per estendere quanto ritrovato nella teoria unidimensionale prima esposta al caso tridimensionale, ci si concentrerà, per il momento, sul caso di un terreno normal-consolidato sottoposto ad una prova edometrica.

In questo caso, $\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0^{NC} \sigma'_1$, per cui:

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (24)$$

$$p_p^{eq} = \sigma_p \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (25)$$

in cui, $\sigma' = K_0^{NC} \sigma'_1$ e p^{eq} è la pressione di preconsolidazione generalizzata (proporzionale a quella relativa al caso 1D). Per un valore noto di K_0^{NC} , p^{eq} si può calcolare da σ' , mentre p_p^{eq} da σ_p .

Omettendo le deformazioni elastiche che comparivano nell'equazione 1D, introducendo le espressioni di p^{eq} e p_p^{eq} , e scrivendo ε_v in luogo di ε si ottiene:

$$-\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{C}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{B}{C}} \quad \text{con} \quad p_p^{eq} = p_0^{eq} \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^c}{B}\right) \quad (26)$$

Si fa notare che il pedice "0" viene usato, ancora una volta, per denotare una condizione iniziale, e che $\varepsilon_v^c = 0$ per $t=0$.

Al posto dei parametri A , B e C del modello 1D, ora vengono impiegati i parametri k^* , λ^* e μ^* , definiti dalle relazioni:

$$k^* = \frac{3(1-\nu_{ur})}{(1+\nu_{ur})} A \quad , \quad B = \lambda^* - k^* \quad , \quad \mu^* = C$$

l'equazione (26) diviene:

$$-\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - k^*}{\mu^*}} \quad \text{con} \quad p_p^{eq} = p_0^{eq} \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^c}{\lambda^* - k^*}\right) \quad (27)$$

Il modello 3D è ancora incompleto, perché l'equazione proposta innanzi consente esclusivamente di calcolare le deformazioni volumetriche di creep, tuttavia i terreni coesivi, in particolare quelli molto compressibili (normalconsolidati) esibiscono anche deformazioni viscosi deviatoriche.

Per introdurre una deformazione di creep generale, si assume l'ipotesi che tutte la deformazione di creep siano, semplicemente, deformazioni plastiche tempo-dipendenti. È logico, dunque, assumere una legge di flusso per la velocità delle deformazioni viscosi, come si fa usualmente nella teoria della plasticità. Per formulare una tale legge di flusso, è opportuno adottare una notazione vettoriale:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)^T \quad e \quad \underline{\varepsilon} = (\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3)^T$$

in cui il simbolo T denota l'operatore trasposto.

Come nel modello 1D, la deformazione viene scomposta in un contributo elastico ed in uno di creep. Utilizzando la legge di Hooke per la parte elastica, ed una legge di flusso per quella di creep, si ottiene:

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^c = \underline{\underline{D}}^{-1} \underline{\dot{\sigma}}' + \lambda \frac{\partial g^c}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (28)$$

in cui la matrice di elasticità e la funzione del potenziale plastico sono date da:

$$\underline{\underline{D}}^{-1} = \frac{1}{E_{ur}} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_{ur} & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & 1 & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & -\nu_{ur} & 1 \end{bmatrix} \quad e \quad g^c = p^{eq}$$

Quindi la pressione equivalente è utilizzata come funzione di potenziale plastico, la quale permette di ricavare le componenti della velocità delle deformazioni di creep. Il pedice “ur” indica che sia il modulo di elasticità che il rapporto di Poisson si riferiscono ad un percorso di scarico-ricarico.

Si può scrivere ora la seguente relazione:

$$\dot{\varepsilon}_v^c = \dot{\varepsilon}_1^c + \dot{\varepsilon}_2^c + \dot{\varepsilon}_3^c = \lambda \left(\frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_1} + \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_2} + \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_3} \right) = \lambda \frac{\partial p^{eq}}{\partial p'} = \lambda \alpha \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{\partial p^{eq}}{\partial p'} \quad (29)$$

le equazioni (28) e (29) conducono a :

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\underline{D}}^{-1} \underline{\dot{\sigma}}' + \frac{\dot{\varepsilon}_v^c}{\alpha} \frac{\partial p^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'} = \underline{\underline{D}}^{-1} \underline{\dot{\sigma}}' - \frac{1}{\alpha} \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - k^*}{\mu^*}} \frac{\partial p^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (30)$$

in cui:

$$p_p^{eq} = p_0^{eq} \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^c}{\lambda^* - k^*}\right) \quad \text{o inversamente:} \quad -\varepsilon_v^c = (\lambda^* - k^*) \ln\left(\frac{p_p^{eq}}{p_0^{eq}}\right)$$

7.1.3.5 Formulazione delle deformazioni elastiche 3D

Fino ad ora si è visto che, per quanto concerne le deformazioni di creep , il modello 1D è suscettibile di essere esteso anche al caso tridimensionale; nulla, però, è ancora stato detto circa le deformazioni elastiche.

Al fine di ottenere un modello 3D anche per le deformazioni elastiche, si inizia col definire un modulo elastico E_{ur} che risulti dipendente dallo stato tensionale

$$E_{ur} = 3(1 - 2\nu_{ur})K_{ur} = 3(1 - 2\nu_{ur})\frac{p'}{k^*}$$

E_{ur} non è, dunque, un nuovo parametro da introdurre, perché risulta, semplicemente una quantità variabile con lo stato tensionale e dipendente dal parametro di input k^* . In maniera simile, anche il modulo di volume risulta dipendente dallo stato tensionale in accordo con la legge $K_{ur} = -p'/k^*$. È ora possibile definire le deformazioni elastiche di volume:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{p'}{K_{ur}} = -k^* \frac{\dot{p}'}{p'} \quad o, \text{ integrando:} \quad -\varepsilon_v^e = k^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right)$$

Quindi, la deformazione elastica, nel modello 3D è controllata dalla tensione efficace media, e non dalla tensione principale σ' come accadeva nel modello unidimensionale.

Per una compressione unidimensionale che abbia luogo lungo la linea di normal-consolidazione, si ha che: $3p' = (1 + 2K_0^{NC})\sigma'$ e $3p_0' = (1 + 2K_0^{NC})\sigma_0'$, da cui consegue che $p'/p_0 = \sigma'/\sigma_0$. Si deduce facilmente la semplice relazione: $-\varepsilon_v^e = k^* \ln(\sigma'/\sigma_0')$, che nel modello 1D era: $-\varepsilon_v^e = A \ln(\sigma'/\sigma_0')$.

Per i materiali sovra consolidati si può dimostrare che:

$$\frac{\dot{p}'}{p'} = \frac{1 + \nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \frac{1}{1 + 2K_0} \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'}$$

e dunque:

$$-\dot{\varepsilon}_v^e = k^* \frac{\dot{p}'}{p'} = \frac{1 + \nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \frac{k^*}{1 + 2K_0} \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'}$$

Il parametro K_0 dipende dal grado di sovraconsolidazione. Per diverse situazioni, è ragionevole assumere $K_0 \approx 1$ e $\approx \nu_{ur} \approx 0,2$, ottenendo: $-2\varepsilon_v^e = k^* \ln(\sigma'/\sigma_0')$.

Per i terreni sovra consolidati un buon accordo tra la formulazione 1D e quella 3D si ottiene assumendo $k^* \approx 2A$.

7.2 Le analisi numeriche

Come anticipato nei paragrafi precedenti le prove di compressione triassiale eseguite presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Idraulica Geotecnica Ambientale dell'Università di Napoli Federico II, sui terreni di Masseria Marino sono state simulate con uno strumento di calcolo commerciale, il Soil Test, che mette a disposizione la versione Vip del programma ad elementi finiti Plaxis2D.

Le prove sono state riprodotte utilizzando per i terreni le leggi costitutive esposte brevemente nella sezione precedente, allo scopo di verificare quale fosse la più idonea ad interpolare i dati sperimentali.

7.2.1 Le caratteristiche dei materiali

I parametri richiesti dai vari modelli costitutivi sono stati ricavati sia dalle prove eseguite direttamente sul materiale ricostituito, sia recuperando in letteratura dati disponibili sui terreni analizzati; si è già detto, infatti, che i terreni di Masseria Marino sono stati, negli anni passati, caratterizzati sia da un punto di vista meccanico che idraulico in due Tesi di Dottorato.

Nella tabella sono riportati i parametri materiali utilizzati nelle analisi:

Parametri	Mohr Coulomb (MC)	Soft Soil Model (SS)	Soft Soil Creep Model (SSC)
γ_{sat} [KN/m ³]	19	19	19
k_x [m/s]	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
k_y [m/s]	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
E [KN/m ²]	2000	-	-
ν [-]	0,35	-	-
λ^* [-]	-	0,058	0,058
κ^* [-]	-	0,034	0,034
μ^* [-]	-	-	0,0015
φ [°]	25	25	25
c' [KN/m ²]	0	0	0
ψ [°]	0	0	0
OCR [-]	-	1	1

Tabella 6.1

Parametri materiali utilizzati nelle simulazioni numeriche per caratterizzare le argille di Masseria Marino

I parametri di rigidità (modulo di Young, E, e coefficiente di Poisson, ν), e quelli di compressibilità (indice di compressibilità modificato λ^* , indice di rigonfiamento modificato κ^* e indice di compressione secondaria) richiesti dai modelli costitutivi sono stati

ricavati dalle prove svolte sul materiale e descritte nei paragrafi precedenti e dalle sperimentazioni condotte sulle medesime argille da Guerriero (1995) e Comegna (2005). Le permeabilità, invece sono state ottenute dalla sperimentazione eseguita da Urciuoli (1994).

I parametri di resistenza, identici per i tre modelli, poiché in ognuno il criterio di resistenza utilizzato è quello di Mohr Coulomb, invece, sono stati ottenuti interpolando in un unico piano q-p' le coppie tensione efficace di consolidazione-deviatore allo stato critico, ricavate da tutte le prove triassiali eseguite sul materiale ricostituito (quelle della presente sperimentazione, quelle di Guerriero e Comegna).

7.2.2 Le prove eseguite a gradini di velocità

Il Soil Test è uno strumento di calcolo che consente di riprodurre prove geotecniche di laboratorio in maniera semplice e veloce. Tuttavia essendo uno strumento semplificato, ha alcuni limiti. Le prove triassiali che consente di riprodurre possono essere drenate o non drenate, il processo di carico può essere condotto solo con controllo di deformazione (ovvero introducendo l'incremento di deformazione e non quello di tensione), e soprattutto ad un'unica velocità di deformazione. Quest'ultima limitazione rende impossibile simulare i percorsi tensionali delle prove sperimentali eseguite a gradini di velocità. In alternativa alla prova triassiale standard, è possibile usufruire dell'opzione 'general' che consente di riprodurre percorsi di sollecitazione generali imposti all'elemento di volume, controllando le condizioni al contorno in termini di deformazione o di tensione. In questo caso però non è possibile impostare automaticamente le condizioni non drenate per la prova, ma è possibile simularle imponendo che la deformazione radiale ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$) sia di segno opposto a quella assiale e pari alla metà del suo valore:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\frac{1}{2} \varepsilon_1$$

In questo modo è possibile ricreare una prova triassiale non drenata a controllo di deformazione, accontentandosi però di ottenere esclusivamente i percorsi tensionali efficaci e non l'andamento delle sovrappressioni neutre che si sviluppano nel processo di carico.

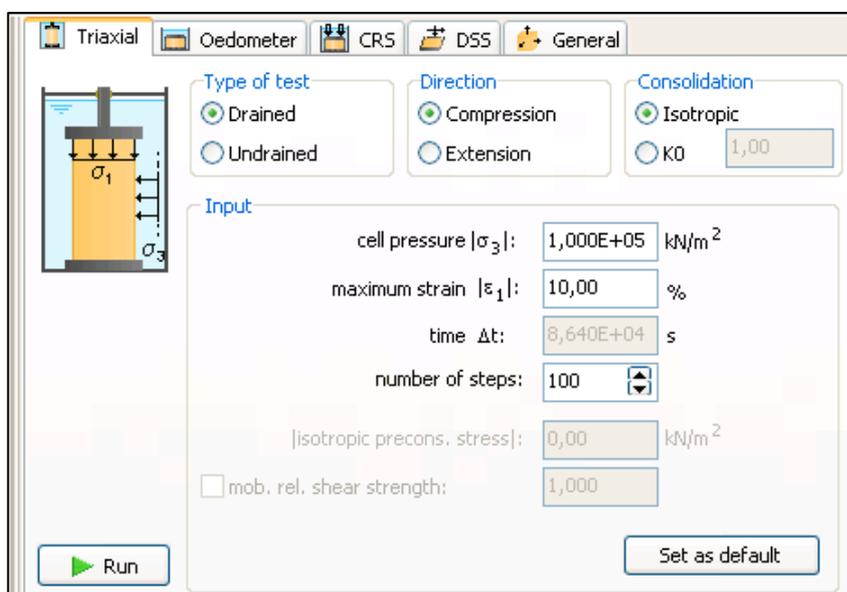


Figura 7.7

Esempi delle simulazioni delle prove geotecniche che il Soil Test consente di riprodurre. In particolare sono state riportate la prova triassiale e l'opzione 'general' per la riproduzione di percorsi tensionali e deformativi più complessi.

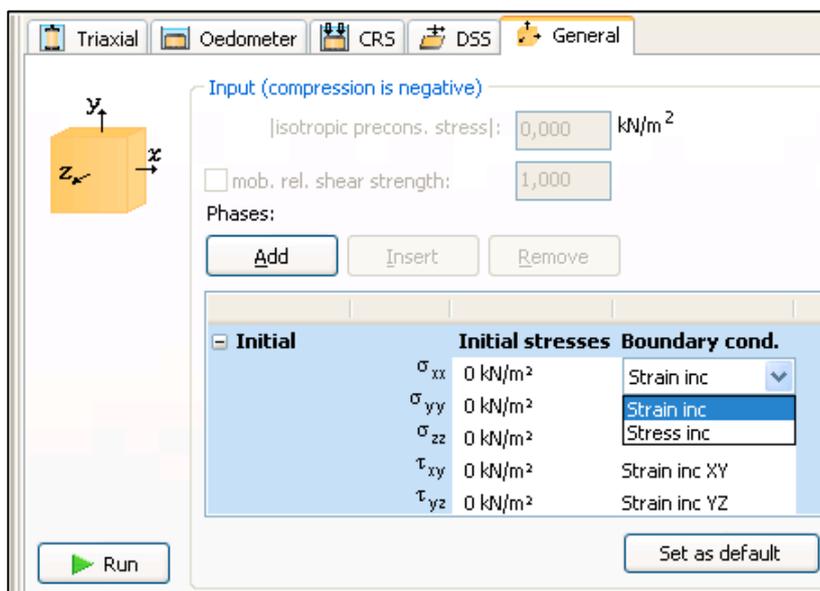


Figura 7.8

Esempi delle simulazioni delle prove geotecniche che il Soil Test consente di riprodurre. In particolare sono state riportate la prova triassiale e l'opzione 'general' per la riproduzione di percorsi tensionali e deformativi più complessi.

7.2.3 I risultati delle simulazioni numeriche

Nelle Figure 7.9 e 7.10 vengono riportati i risultati delle riproduzioni delle prove sperimentali triassiali eseguite a gradini di velocità:

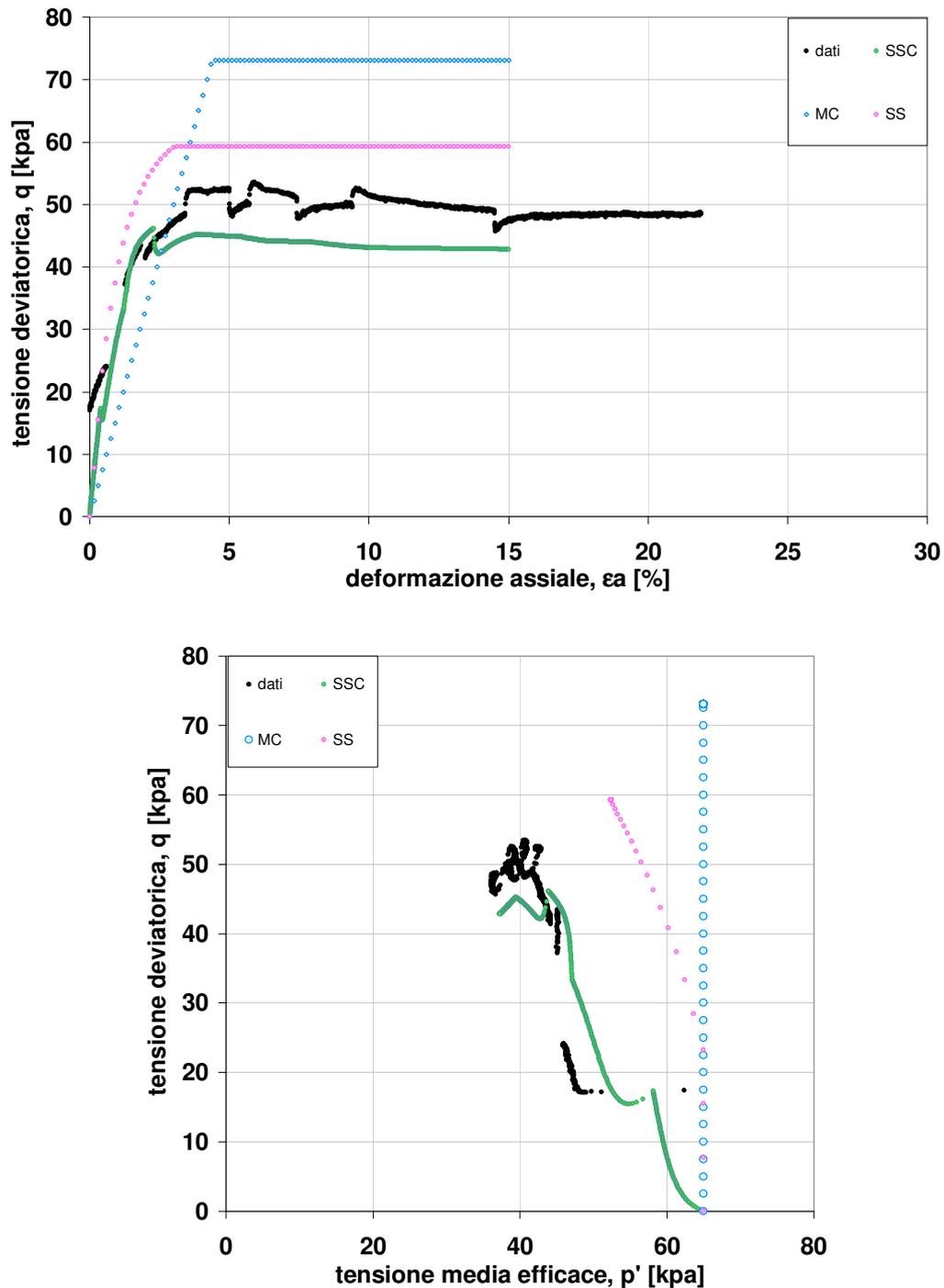


Figura 7.9

Confronto tra i dati sperimentali della prova a gradini di velocità eseguita sull'argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale tre differenti modelli costitutivi: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC).

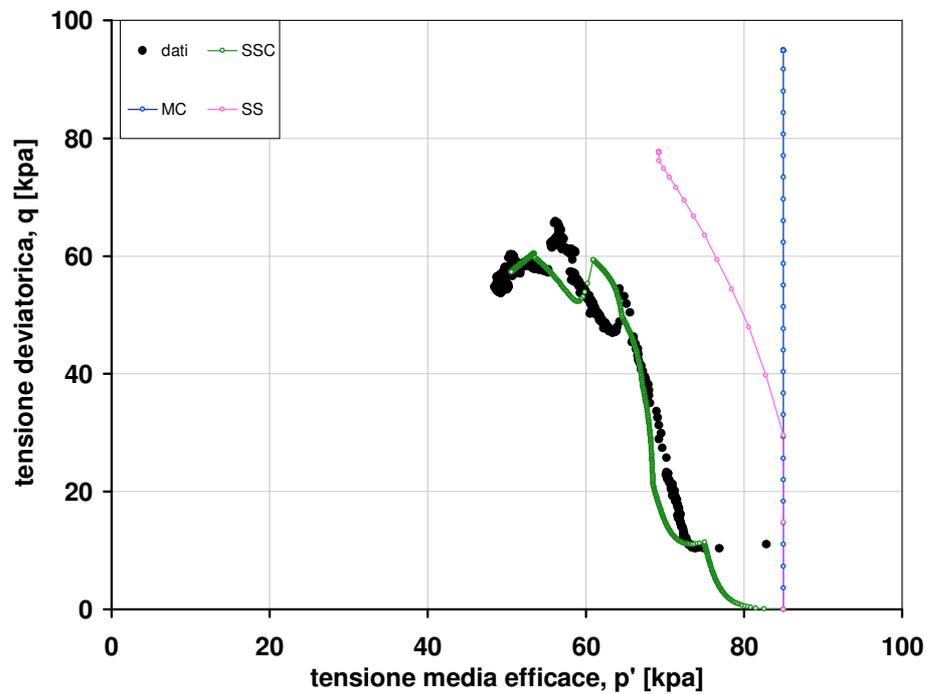
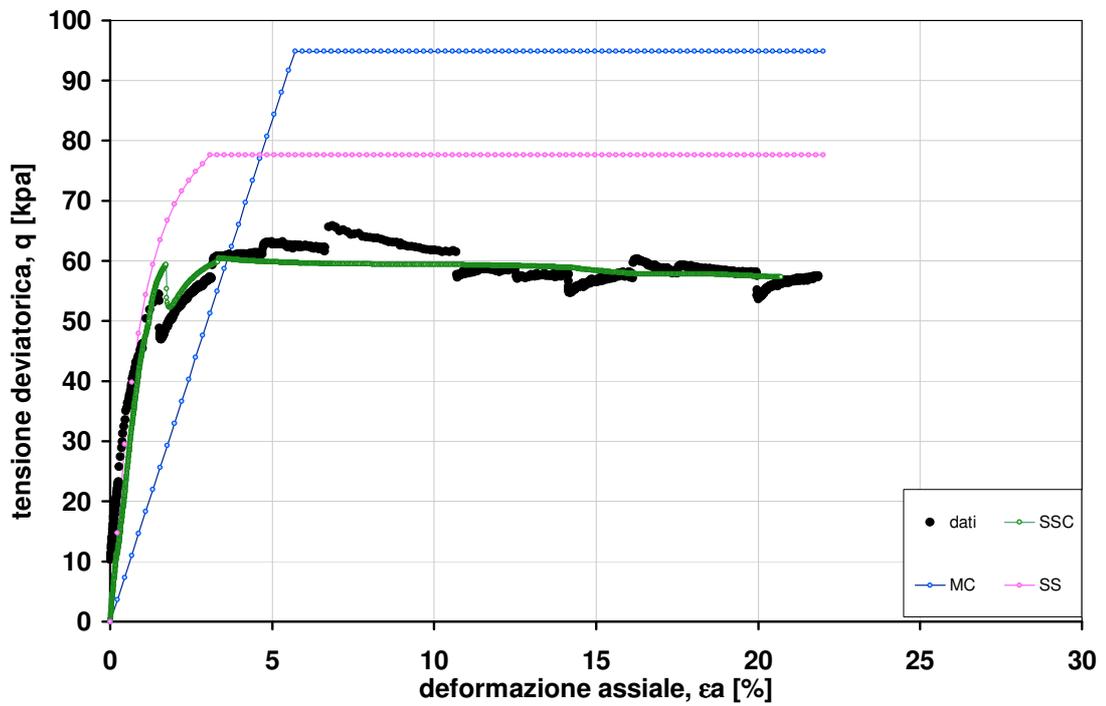


Figura 7.10

Confronto tra i dati sperimentali della prova a gradini di velocità eseguita sull'argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale tre differenti modelli costitutivi: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC).

I percorsi tensionali riportati consentono di fare alcune considerazioni.

Il modello elastico lineare con criterio di rottura alla Mohr Coulomb non riesce a rendere il percorso in tensioni efficaci che si sviluppa nel processo di carico non drenato e, non tenendo in conto il parametro tempo, non coglie in nessun modo gli effetti dei cambiamenti repentini di velocità di deformazione imposti. Nel piano $q-p'$ il percorso tensionale efficace si sviluppa verticalmente, fino ad intercettare la retta di stato critico, che rappresenta il criterio di rottura del modello. Le pressioni neutre che si sviluppano e, che non è possibile diagrammare a causa della particolare metodologia di simulazione della prova non drenata, corrispondono ad un terzo del carico a rottura, così come previsto dalla formula di Skempton per un mezzo elastico. Questo naturalmente si ripercuote nel piano $q-\varepsilon_a$ con una sovrastima del deviatore massimo a rottura.

Il modello Soft Soil, mutuato dal Cam Clay, riesce a riprodurre un percorso tensionale più realistico: il punto rappresentativo dello stato tensionale, poiché il campione è normalconsolidato, verge a sinistra. Tuttavia, non essendo quello in esame un modello che porta in conto il parametro tempo, non coglie l'effetto dell'imposizione del cambio di velocità di deformazione. Sottostima, dunque, anch'esso le sovrappressioni neutre generate nel processo di carico, e di conseguenza sovrastima il deviatore massimo a rottura.

Il Soft Soil Creep, invece, essendo un modello viscoso, consente di riprodurre sufficientemente bene il percorso tensionale del materiale ed in particolare le curve differenti su cui si sviluppano i percorsi tensio-deformativi nei piani $q-p'$ e $q-\varepsilon_a$ e che corrispondono alle diverse velocità di deformazione imposte.

Durante il processo di carico non drenato sono impedito le deformazioni volumetriche, di conseguenza, tenendo in conto la formulazione elasto-viscoplastica del modello può scriversi:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^c = 0$$

o equivalentemente:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = -\dot{\varepsilon}_v^c$$

e quindi, le deformazioni viscoso di compressione sono compensate da deformazioni elastiche di segno opposto. Una fase di deformazione condotta con una velocità più bassa, induce deformazioni viscoso maggiori e un maggiore rigonfiamento elastico. L'espressione:

$$\dot{p}' = K_{ur} \dot{\varepsilon}_v^e$$

in cui K_{ur} è il modulo volumetrico elastico, mostra che il rigonfiamento elastico implica una riduzione della tensione media efficace. Nel caso di una deformazione imposta in tempi tanto brevi da non consentire alcuna deformazione viscosa, si avrà $\dot{\epsilon}_v^c = 0$ e di conseguenza $\dot{\epsilon}_v^e = 0$. In questo caso non manifestandosi deformazioni volumetriche elastiche di rigonfiamento non interverranno diminuzioni della tensione efficace media, e dunque il percorso non drenato delle tensioni efficaci si svilupperà nel piano q-p' secondo una retta pressoché verticale.

Il modello sembra anche riuscire a riprodurre il rammollimento che si produce dopo il raggiungimento del deviatore massimo a rottura, e che risulta evidente nel piano q- ϵ_a . In realtà l'effetto deriva dalla particolare formulazione del modello ed in particolare dal fatto di utilizzare per la definizione dell' altezza delle ellissi di snervamento un coefficiente M differente dalla pendenza della retta stato critico e che dipende sostanzialmente dal coefficiente di spinta a riposo. Questo comporta che, al momento dell'attingimento della condizione di rottura, sulla retta di Mohr Coulomb, il punto rappresentativo dello stato tensionale non ha ancora raggiunto lo stato critico; quindi non sono ancora nulle le potenziali deformazioni volumetriche viscosi, la cui nascita dunque induce un rigonfiamento elastico ed una conseguente diminuzione della tensione efficace media e del deviatore.

7.2.3.1 La prove di rilassamento e le prove consolidate anisotropicamente

I risultati delle simulazioni svolte sono riportate nelle Figure da 7.11 a 7.12:

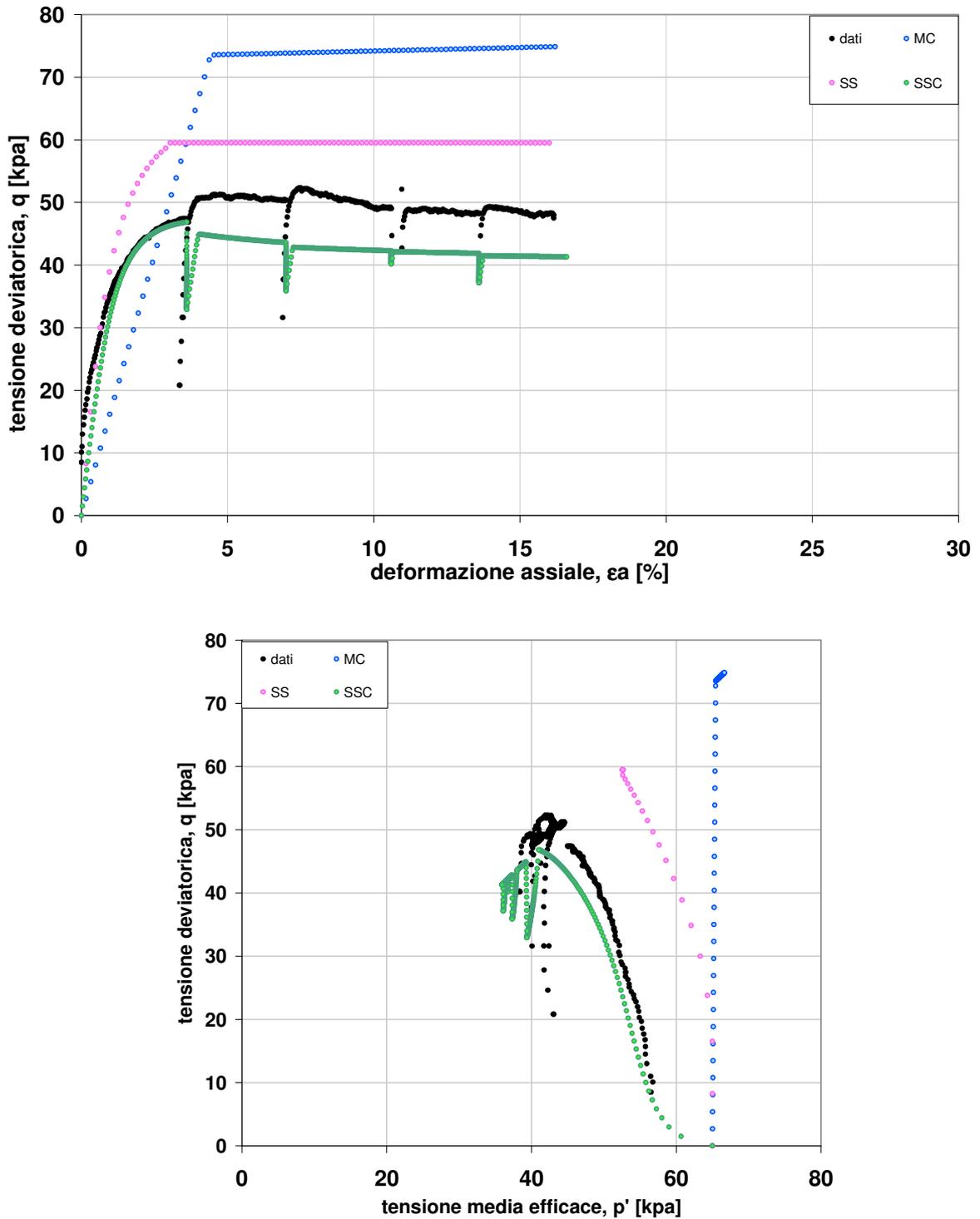


Figura 7.11

Confronto tra i dati sperimentali di una prova di rilassamento eseguita sull'argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale tre differenti modelli costitutivi: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC).

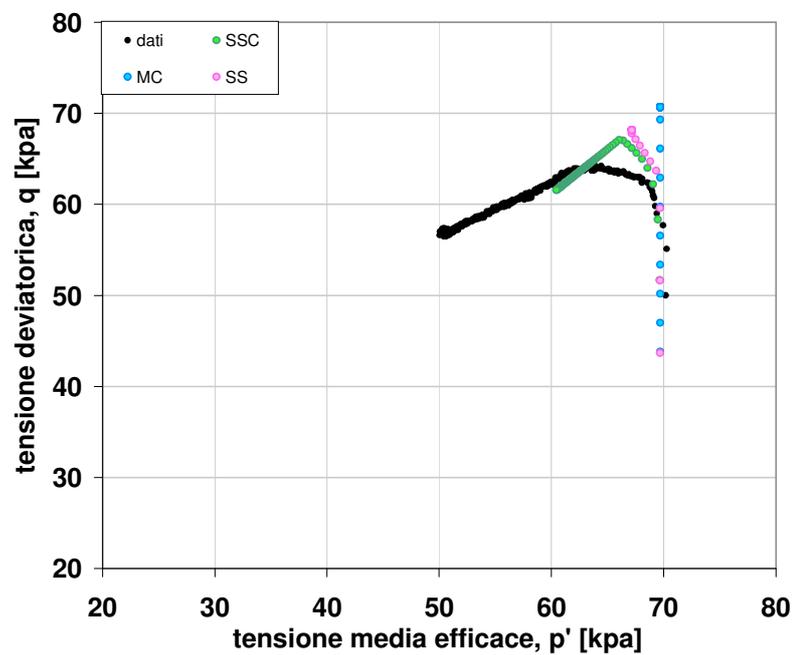
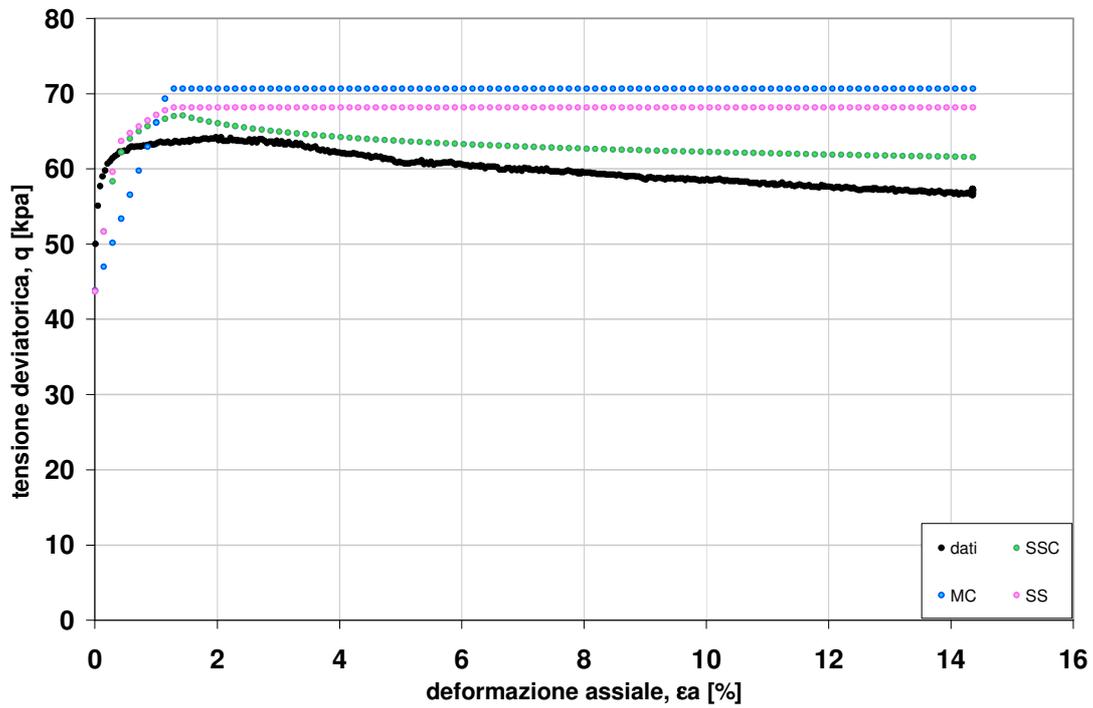


Figura 7.12

Confronto tra i dati sperimentali di una prova triassiale consolidata anisotropicamente, ‘veloce’ eseguita sull’argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale tre differenti modelli costitutivi: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC).

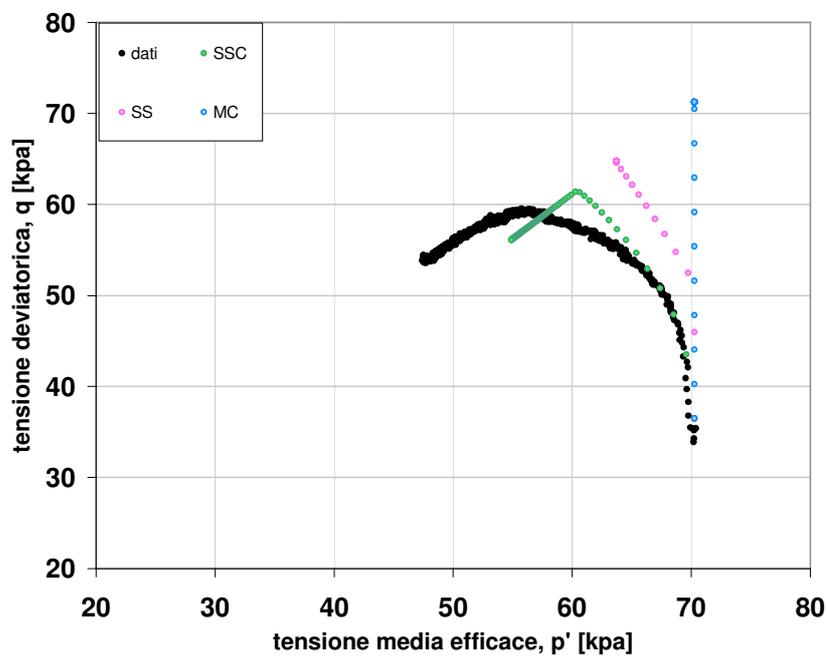
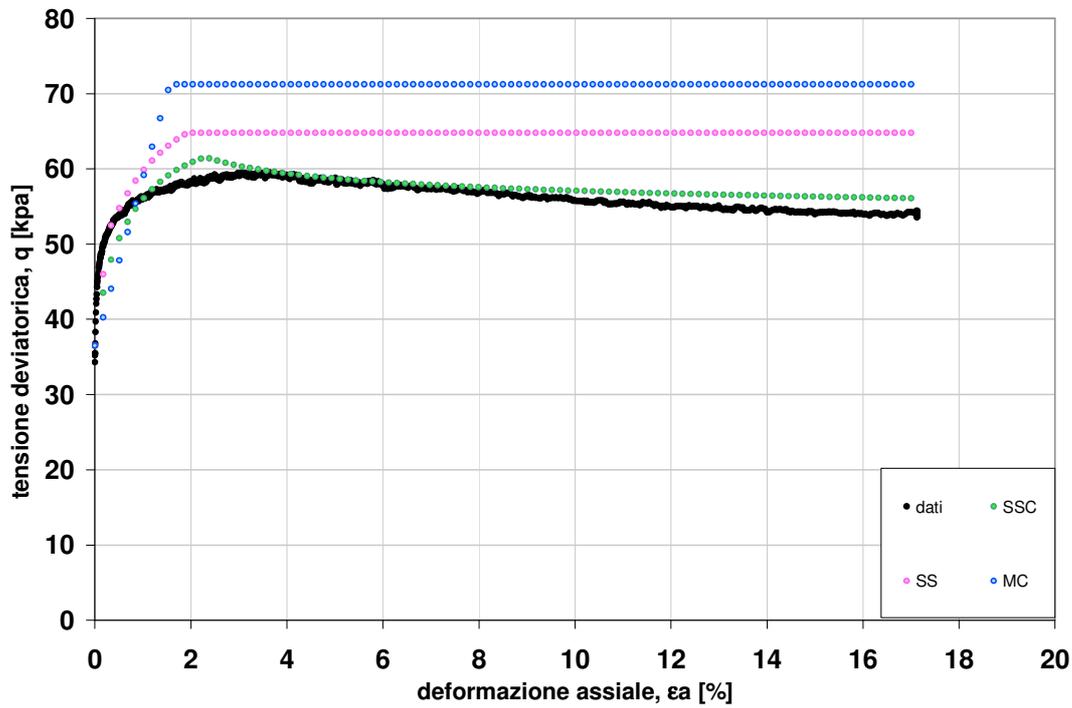


Figura 7.13

Confronto tra i dati sperimentali di una prova triassiale consolidata anisotropicamente, 'lenta' eseguita sull'argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale tre differenti modelli costitutivi: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC).

Per la prova di rilassamento e le prove consolidate anisotropicamente è possibile fare le stesse considerazioni già presentate a proposito delle prove a gradini di velocità, affermando che solo il modello viscoso riesce a rendere i fenomeni tempo dipendenti che discendono dalle proprietà viscoso delle argille di Masseria Marino, ovvero il rilassamento e la sensibilità alla velocità di deformazione imposta nel processo di carico. Si può notare, inoltre che nella prova consolidata anisotropicamente, classificata come 'veloce' (semplicemente con una connotazione comparativa con la seconda, svolta ad una velocità di deformazione inferiore di un ordine di grandezza rispetto alla prima), i percorsi tensionali che si sviluppano a seconda del modello costitutivo utilizzato sono molto prossimi, e questo perché i tempi di carico brevi influenzano poco il processo deformativo di creep.

7.2.3.2 La prova di creep non drenato

La simulazione della prova di creep non drenato non è stata possibile con il Soil Test, in quanto essa richiedeva un doppio controllo sulle condizioni al bordo: sulle deformazioni per simulare la condizione non drenata e sulle tensioni per imporre le fasi di creep. Per questo motivo è stato necessario riprodurre il provino con il programma Plaxis 2D, con la stessa procedura utilizzata per simulare gli effetti delle disomogeneità interne al provino sulle letture delle pressioni neutre e già riportata nel capitolo delle prove sperimentali. Questa volta però l'attenzione è stata rivolta ad evitare qualsiasi particolare che potesse indurre nel provino disomogeneità (attriti all'interfaccia con la testa di carico, presenza della piastra porosa ecc...).

Le simulazioni questa volta sono state eseguite utilizzando per il terreno la sola legge costitutiva viscosa. Le analisi condotte per interpolare i dati sperimentali delle prove a gradini di velocità e di rilassamento hanno evidenziato le caratteristiche viscoso dei terreni di Masseria Marino. Attestata, dunque, la necessità di un modello costitutivo che tenga conto, nella relazione sforzi-deformazioni, del parametro tempo, si è approfondita la conoscenza del modello viscoso utilizzato nelle simulazioni, il Soft Soil Creep, allo scopo di metterne in luce sia le potenzialità che i limiti.

La prova di creep non drenato è una prova particolare, che solo impropriamente può essere definita di creep, benché tale terminologia sia molto diffusa nella letteratura scientifica. Infatti la procedura sperimentale consiste nell'imporre al provino un carico deviatorico totale costante nel tempo, in condizioni non drenate; quindi sono le tensioni totali a rimanere costanti nel tempo e non quelle efficaci. In definitiva, dunque, la prova di creep non drenato può essere riguardata come una prova mista, in cui si impone un carico totale costante e contemporaneamente si consente il rilassamento, in quanto la condizione non drenata implica variazioni di volume nulle nel tempo, con lo sviluppo di deformazioni viscoso compensate da quelle elastiche.

I risultati delle simulazioni sono riportate in Figura 7.14:

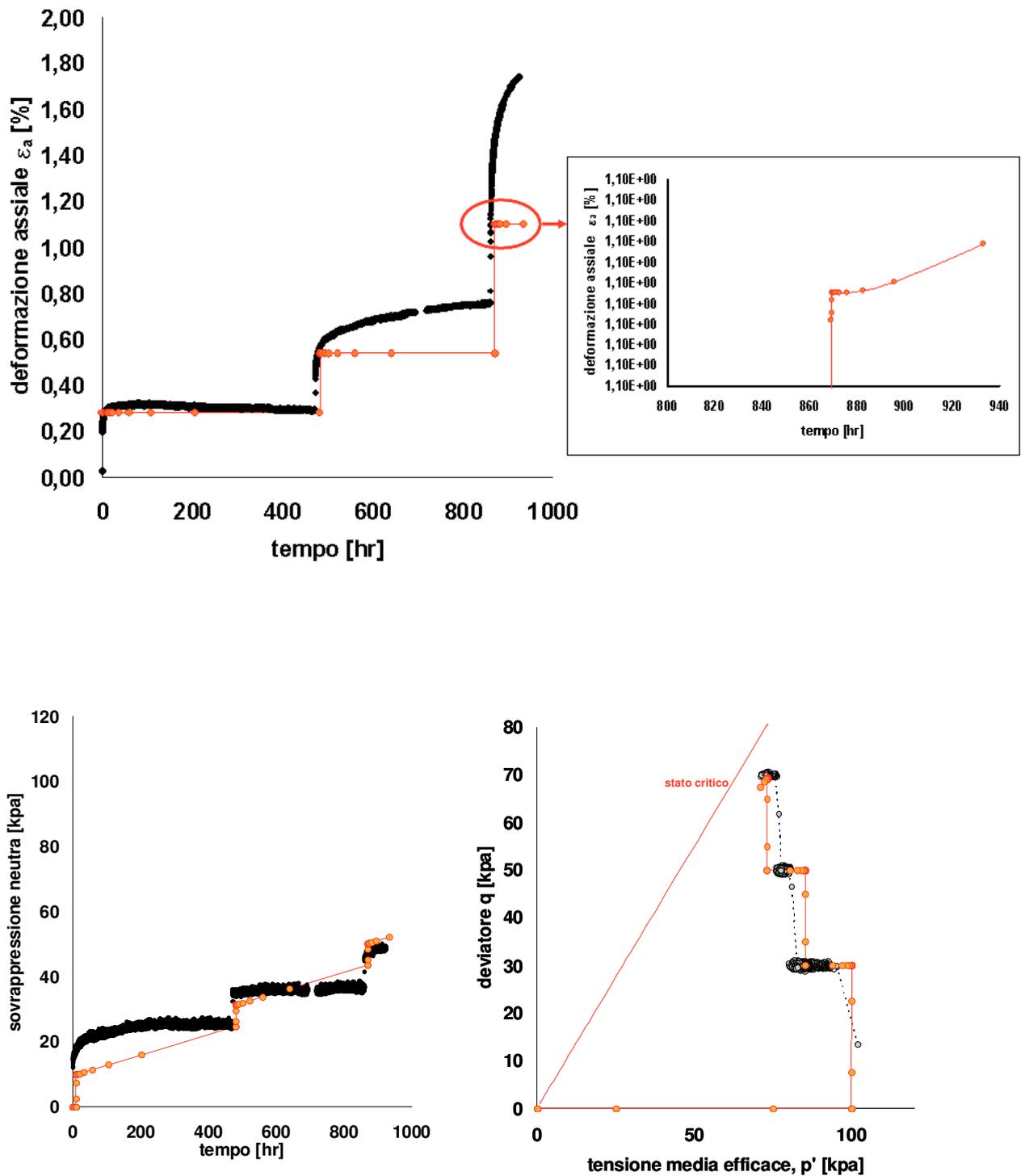


Figura 7.14

Confronto tra i dati sperimentali di una prova di creep non drenato eseguita sull'argilla ricostituita di Masseria Marino ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte utilizzando per la caratterizzazione del materiale il modello costitutivo viscoso Soft Soil Creep

Nell'interpolazione della prova di creep non drenato in cui la sollecitazione è completamente deviatorica e le deformazioni volumetriche sono impedito, il Soft Soil Creep evidenzia alcuni limiti.

Nell'introduzione ai modelli costitutivi utilizzati nelle analisi è stato sottolineato che il modello viscoso scelto, simula il comportamento tempo-dipendente dei terreni a partire dai fenomeni di consolidazione secondaria che si osservano nelle prove edometriche, ed infatti l'unico parametro viscoso richiesto dal modello è il coefficiente di consolidazione secondaria C_{α} . Quindi, perlomeno nella formulazione unidimensionale, il Soft Soil Creep modella esclusivamente il cosiddetto creep volumetrico, ovvero le deformazioni volumetriche che insorgono in un campione di terreno sottoposto nel tempo ad uno stato tensionale efficace costante. Nella generalizzazione tridimensionale, poi, con la scelta della legge di flusso e della funzione potenziale plastico, che coincide con le ellissi individuate dalla pressione equivalente e dal coefficiente M , fornisce evidentemente anche un contributo deviatorico alle deformazioni di creep, che risulta però una conseguenza della formulazione del potenziale plastico, e non è mutuato da osservazioni sperimentali, come accade invece per il creep volumetrico.

Nel confronto tra i risultati delle simulazioni e i dati sperimentali il modello non coglie l'entità delle deformazioni assiali durante le fasi di creep. La deformazione assiale che si registra all'atto dell'applicazione repentina del carico deviatorico resta praticamente costante nelle fasi di creep (**Figura 7.14**), almeno per i primi due valori del deviatore applicato ($q=30\text{kPa}$ e $q=50\text{kPa}$), mentre nell'ultima fase, quella in cui è stato applicato un carico deviatorico di 70kPa , e per il quale le registrazioni dello strumento sono state interrotte da un guasto tecnico, sembrerebbe che la deformazione assiale inizi ad aumentare, ed anzi anche ad accelerare, come è possibile osservare dall'ingradimento dell'ultima soglia del grafico ε_a-t .

Il fenomeno di accelerazione della deformazione assiale non è da interpretare come il raggiungimento di una fase di creep terziario, in quanto, come spiegato nei capitoli sullo studio della reologia dei terreni a grana fine, ciò presupporrebbe che il modello introducesse delle soglie di sforzo tali da definire i regimi tensionali che regolano le varie fasi di creep (primario, secondario e terziario). Invece, per la formulazione del Soft Soil Creep, l'accelerazione delle deformazioni assiali nella fase che corrisponde all'ultimo livello deviatorico applicato, corrisponde all'inizio della rottura del campione per effetto delle sovrappressioni neutre generate nelle fasi di creep, e la cui entità è legata al parametro di compressione secondaria che regola i processi viscosi. Il modello, infatti, prevede il raggiungimento della rottura per creep qualsiasi sia il valore dello sforzo di taglio applicato, il parametro che varierà sarà, evidentemente il tempo di rottura.

CAPITOLO VIII

La colata di Masseria Marino: analisi del meccanismo di frana con un codice di calcolo agli elementi finiti

I numerosi dati raccolti negli anni nel sito sperimentale di Masseria Marino hanno fornito interessanti dati riguardanti in particolare il regime delle pressioni neutre nel pendio, le sue relazioni con quello delle piogge ed il meccanismo di frana. Tuttavia, come è stato messo in evidenza nel capitolo dedicato ai risultati del monitoraggio svolto a Masseria Marino, se le fasi ‘lente’ della colata vengono opportunamente monitorate attraverso la strumentazione in sito (piezometri, picchetti topografici, inclinometri ed elettrolivelle), per le fasi ‘veloci’ è possibile solo fare considerazioni a posteriori, per gli inevitabili danneggiamenti riportati dalla strumentazione.

Complementare, dunque, all’analisi dei dati del monitoraggio svolto negli anni dal dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell’Università di Napoli Federico II (attuale DIGA), è sembrata opportuna un’elaborazione numerica di tali dati, attraverso la riproduzione della colata di Masseria Marino in un codice di calcolo agli elementi finiti. L’obiettivo delle simulazioni è riprodurre, ricreando nel modello la reale geometria del pendio, le pressioni neutre indotte dall’infiltrazione a partire dalle registrazioni pluviometriche eseguite in sito, e analizzare il meccanismo di frana. Nella costruzione del modello numerico risulta di fondamentale importanza l’assegnazione della legge costitutiva ai terreni del corpo di colata. Nelle analisi eseguite sono stati utilizzati tre differenti modelli costitutivi, che saranno enunciati nel seguito, allo scopo di verificare quanto l’utilizzo dell’uno piuttosto che dell’altro possa influenzare non solo la riproduzione degli spostamenti e del regime delle pressioni neutre, ma in definitiva anche la tipologia del meccanismo di frana.

8.1 Geometria del problema

La frana di Masseria Marino è stata riprodotta in un codice di calcolo agli elementi finiti bidimensionale (Plaxis 2D) e la sezione longitudinale di riferimento è quella riportata in Figura 8.1: essa si estende per una lunghezza di circa 400 metri, in modo da comprendere l'intera area di alimentazione a monte e quella di accumulo a valle. In Figura 8.2 è riportato il reticolo di elementi finiti automaticamente generato dal programma, esso è costituito da 4612 elementi del tipo triangolare a 15 nodi. In Figura 8.3 è riportata invece una sezione stratigrafica del pendio, estrapolata dai profili inclinometrici rilevati a Masseria Marino in differenti periodi di attività della frana. Gli strati individuabili trasversalmente al pendio sono tre: il corpo della colata, la zona di taglio, in cui si concentrano deformazioni distorsionali elevate, e la formazione di base, la quale non risulta coinvolta nei processi gravitativi; al contatto tra quest'ultima e la zona di taglio è presente, inoltre, una superficie di scorrimento pregressa, lungo la quale si sviluppano i movimenti relativi tra la massa instabile e la formazione di base.

Nella costruzione del modello geometrico da inserire nel codice di calcolo numerico FEM è stata rispettata la stratigrafia rilevata in sito, in modo da poter caratterizzare i differenti strati di terreno, individuati nel modello come volumi, con parametri meccanici adeguati. Per i primi due strati, corpo della colata e zona di taglio, la caratterizzazione meccanica discende dalla letteratura¹¹, la formazione di base, invece, è stata ipotizzata infinitamente rigida. La zona di taglio alla base del corpo di colata, che ha spessore variabile, ma comunque ridotto rispetto a quello della sovrastante massa in frana, è stata simulata mediante un elemento interfaccia: il programma consente di attribuire a questi elementi un modello costitutivo proprio, indipendente da quelli dei volumi di terreno circostanti, ed anche di caratterizzarli attraverso uno spessore virtuale (il parametri richiesto dal programma è il *Virtual thickness factor*), e cioè una dimensione immaginaria, calcolata dal programma moltiplicando la dimensione media degli elementi del reticolo di elementi finiti e il valore attribuito dall'utente al parametro '*Virtual thickness factor*' (che di default è imposto pari a 0,1), quindi lo spessore dell'interfaccia sarà più piccolo dove il reticolo nodale è più fitto e viceversa. Maggiore è lo spessore virtuale, maggiori sono le deformazioni elastiche generate. In generale si suppone che gli elementi interfaccia generino deformazioni elastiche molto piccole e per questo anche lo spessore virtuale deve essere piccolo; d'altro canto, se lo spessore virtuale è troppo piccolo è possibile che si verifichi un cattivo condizionamento della matrice delle rigidezze. Nelle analisi eseguite il valore assegnato è stato 0,5.

Il contorno di base del reticolo è vincolato lungo le direzioni orizzontale e verticale mediante l'inserimento di cerniere. I contorni laterali, invece, sono vincolati allo spostamento

¹¹ Guerriero G. (1995). *Modellazione sperimentale del comportamento meccanico dei terreni in colata*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.

Comegna L. (2005). *Proprietà e comportamento delle colate in argilla*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.

solo lungo l'asse orizzontale, tramite carrelli ad asse orizzontale, in modo che fenomeni quali il rigonfiamento e la consolidazione lungo la direzione verticale siano liberamente consentiti.

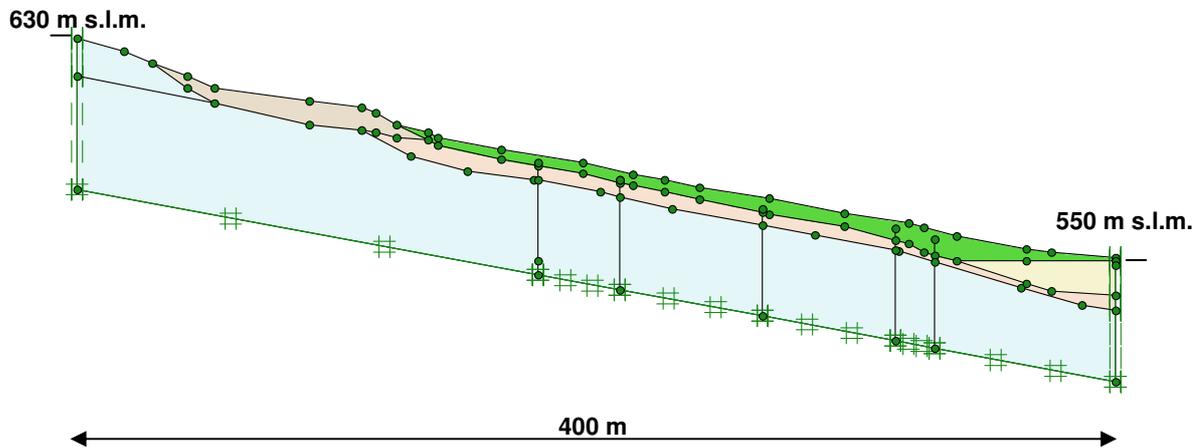


Figura 8.1

Sezione bidimensionale della colata di Masseria Marino riprodotta nel codice di calcolo Plaxis 2D

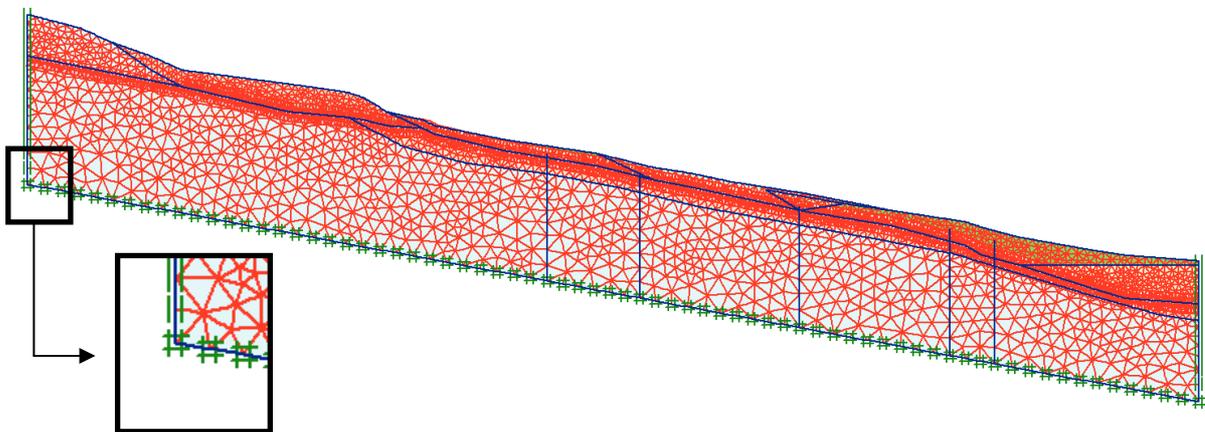


Figura 8.2

Reticolo nodale generato nel programma di calcolo Plaxis 2D e particolare dei vincoli allo spostamento assegnati al contorno geometrico del modello

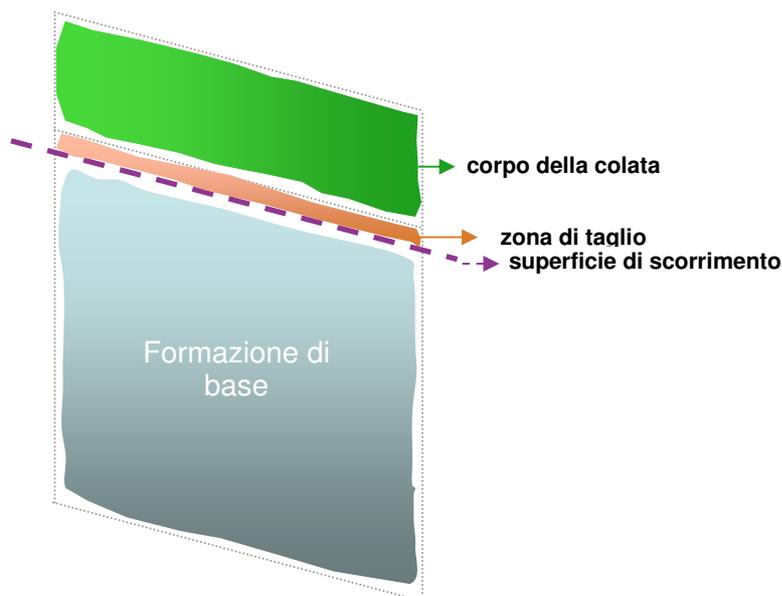


Figura 8.3
Sezione stratigrafica della colata di Masseria Marino

8.2 I modelli costitutivi utilizzati nelle simulazioni

Come anticipato nella premessa al capitolo, lo scopo delle simulazioni è verificare la possibilità di riprodurre l'andamento stagionale delle pressioni neutre del sito per cogliere le relazioni tra il regime idrico del pendio ed i cinematismi del corpo di frana, sia nella fasi lente che in quelle prossime alla riattivazione. Proprio in queste ultime fasi, quando le velocità con cui il movimento si propaga lungo il corpo della colata sono tali da innescare processi di compressione non drenata, la scelta di una legge costitutiva adeguata risulta fondamentale per una riproduzione corretta delle sovrappressioni neutre che si generano¹². Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando tre differenti modelli costitutivi per caratterizzare i terreni del corpo della colata. Le leggi costitutive scelte sono le medesime utilizzate nella riproduzione delle prove di laboratorio eseguite sul materiale ricostituito di Masseria Marino, e riportate nel capitolo 7:

- Modello Mohr Coulomb (elastico lineare perfettamente plastico);
- Modello Soft Soil (elastico non lineare con incrudimento isotropo);
- Modello Soft Soil Creep model (elasto-viscoplastico).

Il modello costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb è stato utilizzato per la semplicità della legge costitutiva, in modo da evidenziare

¹² Si rimanda al paragrafo 2.7 del capitolo 2 per una maggiore esplicitazione del concetto esposto.

chiaramente il ruolo esercitato dai differenti fattori (geometria della frana, proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni)

Il modello Soft Soil consente di portare in conto la non linearità del comportamento elastico del terreno, conferendogli anche una legge di incrudimento. La legge costitutiva è caratterizzata da una relazione lineare tra le deformazioni volumetriche ed il logaritmo delle tensioni (alla maniera del più noto Cam Clay). Anche per questo modello il criterio di rottura implementato è quello di Mohr Coulomb.

Il Soft Soil Creep, infine, è un modello elasto-viscoplastico, l'unico che consenta di considerare anche il parametro 'tempo' nelle analisi numeriche, parametro che potrebbe essere affatto trascurabile in fenomeni franosi il cui ciclo di attività è più che decennale, come per la frana di Masseria Marino¹³.

Tutti i modelli adottano per il terreno il medesimo criterio di rottura, ovvero quello alla Mohr Coulomb, e dunque i parametri di resistenza richiesti sono la coesione, c , e l'angolo di attrito, φ , (di picco, di stato critico o residuo, a seconda delle necessità richieste dal problema in studio). Tuttavia per caratterizzare il comportamento tensio-deformativo il primo modello (MC) utilizza il modulo di Young, E , ed il coefficiente di Poisson, ν , mentre gli altri due (SS e SSC) gli indici di compressibilità (indice di compressione C_c , ed indice di rigonfiamento C_s).

La letteratura, cui si è già fatto riferimento, fornisce per tutti i tre strati di terreno individuati nella sezione stratigrafica di Masseria Marino, prove di compressione edometrica e prove di compressione triassiale, dalle quali è stato possibile ricavare gli intervalli di variazione dei parametri materiali richiesti dai differenti modelli, come sarà descritto nel seguito.

8.3 Parametri meccanici utilizzati nelle simulazioni

Dalle prove di compressione triassiale eseguite da Guerriero e Comegna è stato ricavato l'intervallo di valori in cui ricade il modulo di rigidezza dei terreni di Masseria Marino, in particolare le prove cui si fa riferimento sono differenziate a seconda della zona di prelievo dei terreni investigati, e quindi, corpo della colata, zona di taglio e formazione di base. Il modulo di Young utilizzato per rappresentare i terreni è quello secante al 50% del deviatore a rottura. Dalle prove di compressione edometrica sono stati ricavati, invece, i parametri di compressibilità.

¹³ Per una descrizione dettagliata dei modelli costitutivi utilizzati si rimanda al capitolo 7

8.3.1 Formazione di base e corpo di frana

La scelta dei parametri meccanici del terreno dipende dal tipo di percorsi di sollecitazione che hanno luogo e dai livelli di deformazione indotti. Lo scopo delle simulazioni, come anticipato, è quello di riprodurre la variazione dello stato tensionale dovuta all'oscillazione della falda, che, dunque, resterebbe limitata al campo delle tensioni lontane dallo snervamento o dallo stato critico. Tuttavia, nel caso in studio, è proprio l'oscillazione stagionale dei livelli di falda che riattiva il movimento traslativo della frana, facendo attingere al corpo di colata la soglia delle grandi deformazioni.

La formazione di base, come già detto, è stata ipotizzata infinitamente rigida, in quanto non coinvolta nel fenomeno franoso; per il corpo di colata i parametri di rigidità e quelli di resistenza sono stati ricavati dall'elaborazione di prove sperimentali tratte dalla letteratura. Per il modello elastico-perfettamente plastico, in particolare, per quanto detto sopra, il parametro di deformabilità inserito nel modello, è stato il modulo di rigidità assiale secante corrispondente al 50% del deviatore a rottura ricavato dalle prove triassiali drenate eseguite da Guerriero e Comegna sul materiale prelevato dalla frana di Masseria Marino.

Per ottenere i parametri materiali richiesti invece dai modelli Soft Soil e Soft Soil Creep sono state utilizzate le prove di compressione edometrica eseguite ancora da Guerriero e Comegna.

Per verificare che i risultati delle analisi svolte attribuendo ai terreni del corpo di colata le differenti leggi costitutive fossero effettivamente confrontabili, sono state eseguite numerose analisi parametriche alla scala dell'elemento di volume. In particolare era importante che i parametri di compressibilità richiesti dai modelli Soft Soil e Soft Soil Creep fossero in qualche modo equivalenti al modulo di rigidità utilizzato dal modello Mohr Coulomb. A partire dai valori dei parametri materiali (indici di compressibilità e modulo di rigidità assiale) ricavati dalle prove sperimentali, sono state simulate con lo strumento Soil Test, introdotto nel capitolo precedente, alcune prove di compressione edometrica. I livelli tensionali scelti per il confronto della risposta tensio-deformativa dei modelli sono stati individuati in base a quelli che erano ipotizzabili per il corpo della colata. In considerazione delle profondità modeste della superficie di scorrimento, che si trova a circa 4 m dal piano campagna, si è deciso di imporre nelle simulazioni un carico assiale massimo di 200kPa.

I valori definitivi dei parametri utilizzati per la caratterizzazione della risposta tensio-deformativa dei terreni del corpo della colata sono proposti nella Tabella 8.1 e sono differenziati a seconda del modello costitutivo.

Parametri terreni Corpo di colata	Mohr Coulomb	Soft Soil	Soft Soil Creep
γ_{sat} [KN/m ³]	19	19	19
γ_{sat} [KN/m ³]	19	19	19
E [KN/m ²]	2000	-	-
V [-]	0,35	-	-
λ^* [-]	-	0,058	0,058
κ^* [-]	-	0,034	0,034
μ^* [-]	-	-	0,0015
c' [KN/m ²]	8	8	8
ϕ [°]	25	25	25
ψ [°]	0	0	0

Tabella 8.1

Parametri utilizzati nelle simulazioni numeriche per i terreni del corpo della colata, differenziati a seconda del modello costitutivo utilizzato

8.3.2 La superficie di scorrimento e la zona di taglio

La superficie di scorrimento e la zona di taglio sono state schematizzate nel modello numerico come elementi interfaccia, differenziati tra loro per lo spessore virtuale adottato e i parametri di resistenza assegnati.

8.3.2.1 L'angolo di attrito residuo mobilitato lungo la superficie di scorrimento

Lungo la superficie di scorrimento si concentrano spostamenti relativi tra il corpo di frana e la formazione di base; trattandosi di una superficie preesistente, il terreno è allo stato residuo. A tal proposito il valore minimo dell'angolo di attrito assegnato, $\phi_r'=14^\circ$, è di alcuni gradi superiore a quello sperimentalmente misurato in laboratorio, $\phi_r'=11,4^\circ$, (Guerriero, 1995): l'impossibilità operativa di simulare un moto di filtrazione diretto verso il basso (osservato da Giusti et al.,1996) che consentirebbe di adottare un valore minore di resistenza residua, ha reso necessaria l'adozione di un valore maggiore che impedisce l'attivazione dell'intera superficie di scorrimento già in fase di inizializzazione dell'analisi.

Nella scelta del valore dell'angolo di attrito residuo da assegnare alla superficie di scorrimento si è tenuto conto, inoltre, della schematizzazione bidimensionale implicita nella scelta del software (Plaxis2D). In una condizione di questo tipo le forze resistenti di taglio che si mobilitano nel processo di scorrimento sono soltanto quelle alla base, mentre vengono

trascurati gli sforzi di taglio sulla superficie laterale, che rappresentano una resistenza ulteriore al moto della frana.

Nella sua Tesi di Laurea, Ronconi¹⁴ ha investigato, attraverso una serie di back analysis sui tre siti sperimentali dell’Alta Valle del Basento (Masseria Marino, Acqua di Luca e Masseria de Nicola), l’opportunità di considerare in un’ analisi di stabilità, eseguita con i metodi classici dell’equilibrio limite, i contributi alla resistenza allo scorrimento offerti dagli sforzi di taglio che si mobilitano lateralmente al corpo di frana (**Figura 8.4**). Un’analisi di questo tipo ha senso, evidentemente, ogni volta che le dimensioni trasversali del corpo di frana sono minori del suo sviluppo longitudinale. La colata di Masseria Marino, per esempio, presenta un canale di frana che si sviluppa per una lunghezza di circa 200 m ed ha una larghezza media di 30 m.

L’Autore ha eseguito una serie di analisi di stabilità con lo scopo di ricavare l’angolo di attrito mobilitato sulla superficie di scorrimento nel momento dell’innesco del fenomeno di colata. Adottando, dunque, la tecnica back analysis ha assegnato un coefficiente di sicurezza unitario (ipotizzando la colata attiva) ed ha utilizzato, per eseguire l’analisi di stabilità, il metodo di Janbu. In questo modo ha ottenuto l’angolo di attrito residuo mobilitato sulla superficie di scorrimento (relativo, dunque, allo schema di frana bidimensionale).

Successivamente ha introdotto nell’analisi le resistenze attritive che si mobilitano lateralmente al corpo di frana.

A partire dallo schema tridimensionale di una sezione della colata (**Figura 8.4**), l’Autore, da semplici considerazioni sull’equilibrio delle forze in gioco, ricava la relazione tra l’angolo di attrito relativo alla schematizzazione bidimensionale della frana e quello ‘reale’, relativo allo schema che porta in conto anche le resistenze attritive ai lati del corpo della colata:

$$\tan \varphi_{3D} = \tan \varphi_{2D} \cdot \frac{L}{L+h} \quad (1)$$

¹⁴ Ronconi A. (2004). *Monitoraggio ed analisi di frane di colata in Argille Varicolori*. Tesi di Laurea. Università degli Studi di Napoli Federico II.

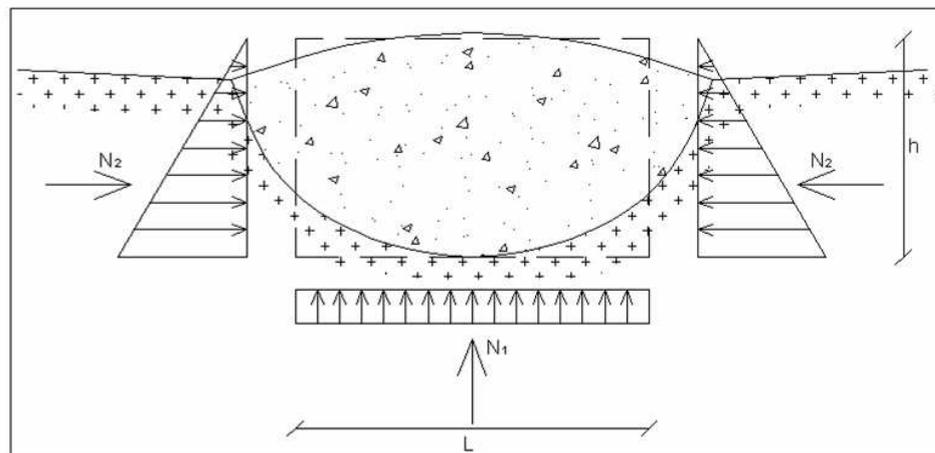


Figura 46
Schema tridimensionale delle resistenze attrittive mobilitate in un fenomeno di scorrimento (Ronconi, 2004)

Il valore definitivo dell'angolo di attrito che è stato assegnato alla superficie di scorrimento nelle simulazioni svolte in questa sede, è stato scelto a valle di una serie di analisi parametriche in cui è stato fatto variare tra un valore minimo di 14° (valore minimo necessario per l'inizializzazione del pendio) ad un valore massimo di 17° (ricavato dalle analisi di stabilità con *back analysis* di Ronconi sulla frana di Masseria Marino, in base alla relazione 1). La Tabella 8.2 riassume i valori assegnati ai parametri della superficie di scorrimento.

8.3.2.2 Caratterizzazione meccanica della zona di taglio

La zona di taglio è la zona alla base del corpo della colata in cui si concentrano le maggiori deformazioni distorsionali. I parametri di resistenza sono prossimi, seppur inferiori a quelli del corpo di colata. Per la scelta dei valori da inserire nel modello numerico, sia per le resistenze che per i parametri di rigidezza, anche in questo caso, ci si è riferiti alle sperimentazioni di laboratorio di Guerriero e Comegna.

Il modello costitutivo adottato per la zona di taglio, così come per la superficie di scorrimento, è stato esclusivamente quello elastico-perfettamente plastico (Mohr Coulomb), in quanto si ritengono trascurabili, per gli spessori ridotti delle due zone, i processi deformativi volumetrici e distorsionali che comportano, invece, nel corpo di colata la necessità di far ricorso a leggi costitutive più avanzate.

Parametri terreni Superficie di scorrimento	Mohr Coulomb
γ_{sat} [KN/m ³]	19
γ_{sat} [KN/m ³]	19
E [KN/m ²]	1500
ν [-]	0,35
λ^* [-]	-
κ^* [-]	-
μ^* [-]	-
c' [KN/m ²]	0
φ [°]	16
Ψ [°]	0

Tabella 8.2

Parametri utilizzati nelle simulazioni numeriche per la superficie di scorrimento

Parametri terreni Zona taglio	Mohr Coulomb
γ_{sat} [KN/m ³]	19
γ_{sat} [KN/m ³]	19
E [KN/m ²]	1500
ν [-]	0,35
λ^* [-]	-
κ^* [-]	-
μ^* [-]	-
c' [KN/m ²]	4
φ [°]	23
Ψ [°]	0

Tabella 8.3

Parametri utilizzati nelle simulazioni numeriche per i terreni della zona di taglio

8.3.3 La caratterizzazione idraulica

Nei paragrafi precedenti sono stati descritti i modelli costitutivi e i parametri di rigidità e di resistenza attribuiti ai diversi strati di terreno della colata inseriti nel modello numerico. La caratterizzazione è stata effettuata sulla base di prove sperimentali eseguite sui materiali del sito e mutate dalla letteratura. La medesima letteratura fornisce informazioni dettagliate sulle caratteristiche idrauliche dei terreni coinvolti dalla frana: uno studio di Urciuoli (1994)¹⁵ che consiste in una serie di prove di permeabilità condotte in laboratorio ed in sito individua lungo la direzione trasversale al pendio di frana Marino tre strati di terreno differenziabili in base al parametro di permeabilità (**Figura 8.5**): il corpo della colata, le argille alterate e la formazione di base:



Figura 8.5

Valori di permeabilità delle argille di Masseria Marino ricavati da prove di permeabilità svolte in laboratorio sui terreni prelevati in sito da Urciuoli (1994)

Le prove in sito, svolte sempre da Urciuoli (1994), mettono in evidenza un'eterogeneità idraulica che si sviluppa anche in direzione longitudinale al pendio (**Figura 8.6**):

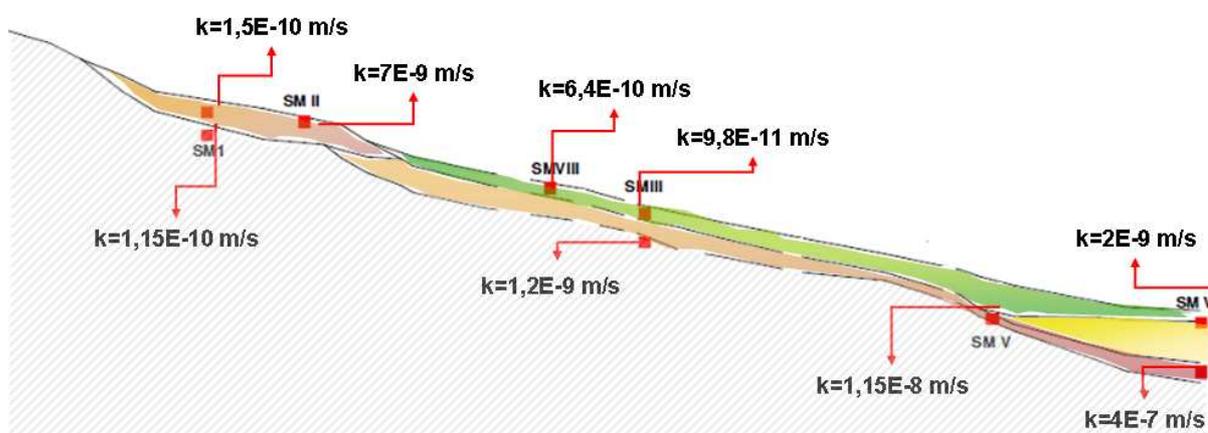


Figura 8.6

Sezione stratigrafica della frana di Masseria Marino e valori di permeabilità puntuali ricavati da prove svolte in sito da Urciuoli (1995)

¹⁵ Urciuoli G. (1994). *Permeabilità di argilliti a scaglie*. Atti del Convegno "Il ruolo dei fluidi nei problemi di Ingegneria Geotecnica", Mondovì, vol. 1, 168-185

Come emerge dal confronto tra la Tabella in Figura 8.5 e i dati puntuali di permeabilità in Figura 8.6, i valori del coefficiente di permeabilità misurati in sito sono sistematicamente maggiori di quelli ottenuti in laboratorio. Tale variabilità può essere spiegata dalla presenza di un esteso quadro fessurativo che tende a creare una rete di drenaggio preferenziale, meno significativa nelle prove di laboratorio che in sito. Per tali ragioni, la permeabilità assegnata ai terreni esaminati è interna all'intervallo di valori misurati in sito.

8.4 Condizioni iniziali

8.4.1 Inizializzazione del modello numerico del pendio

La determinazione dello stato tensionale iniziale in un pendio soggetto a movimenti franosi è un'operazione molto delicata, in quanto le tensioni sono in continua evoluzione per effetto degli spostamenti, a loro volta variabili lungo il pendio. Le incertezze nella valutazione assumono, pertanto, proporzioni talmente vaste che nell'ambito di un'analisi numerica è lecito fare solo alcune ipotesi.

Il codice numerico utilizzato (Plaxis2D) calcola lo stato tensionale iniziale imponendo, in una prima fase, l'equilibrio sotto il peso proprio (la procedura adottata è riconosciuta nel programma numerico come '*Gravity loading*') di tutto il pendio. I risultati sono condizionati dal valore del coefficiente di Poisson ν , che deve comunque garantire il rispetto del criterio di resistenza adottato (Mohr Coulomb). Tali considerazioni hanno portato all'assegnazione a ν di un valore pari a 0,35, peraltro in linea con i valori tipici dei materiali a grana fine.

8.4.2 Condizioni idrauliche al contorno iniziali

Il pendio è stato considerato completamente saturo d'acqua e limitato inferiormente da un contorno impermeabile. Sui contorni laterali è stata assegnata una distribuzione lineare di pressioni neutre tale da generare un flusso stazionario praticamente parallelo al piano campagna.

Per quanto concerne la condizione idraulica iniziale, sono stati utilizzati i dati piezometrici relativi alle misure effettuate nel corpo di frana il 4 Dicembre 1994. I piezometri considerati quali riferimento per i livelli di falda iniziali, e poi anche per i periodi successivi simulati nelle analisi, sono stati : PA, SM6, SM4, SMV, SMIV, interni al corpo in frana, e SMIV esterno alla colata; l'ubicazione planimetrica dei piezometri è riportata in Figura 8.7. Il piezometro PA è automatico (del tipo Mahiak), gli altri sono, invece, di tipo Casagrande, per cui le letture relative al 4 Dicembre 1994 sono state estrapolate sulla base di quelle immediatamente precedenti e successive.

La riproduzione delle pressioni neutre iniziali all'interno del modello numerico è stata realizzata assegnando al contorno esterno superiore del modello (il piano campagna) un

valore di suzione che consentisse di riprodurre le letture dei piezometri relative alla data d’inizio del periodo da simulare, il 4 Dicembre 1994.

A valle di numerose analisi parametriche il valore di suzione più appropriato, applicato uniformemente a piano campagna è stato di -40 kPa

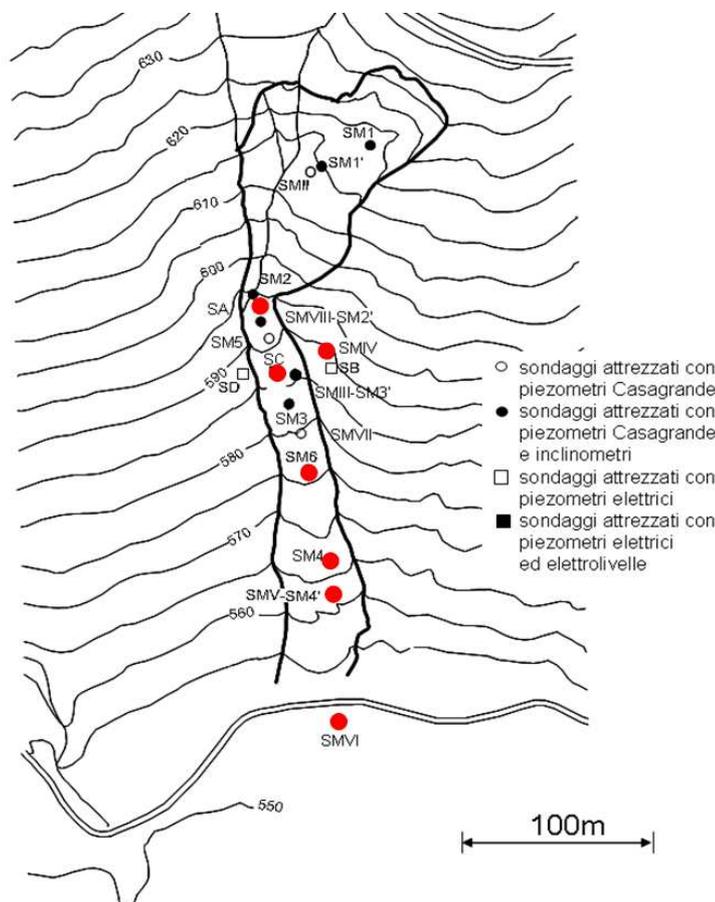


Figura 8.7

Ubicazione planimetrica lungo la colata di Masseria Marino dei piezometri usati come riferimento per la determinazione delle condizioni idrauliche nel pendio nelle analisi numeriche

8.5 Le analisi numeriche

Come anticipato all’inizio del capitolo, le analisi numeriche che verranno presentate di seguito, sono state eseguite allo scopo di approfondire la conoscenza dei meccanismi che regolano il processo di riattivazione della colata di Masseria Marino. È stato mostrato infatti, che benché la frana sia stata a lungo monitorata negli anni, con l’installazione in sito di piezometri, inclinometri, picchetti topografici etc., le velocità che caratterizzano le fasi di riattivazione impediscono di registrare gli spostamenti e l’andamento delle pressioni neutre nel pendio, a causa dell’inevitabile danneggiamento che subiscono gli strumenti in queste fasi.

L'analisi numerica diventa, dunque, in questa prospettiva complementare al monitoraggio svolto in sito per la comprensione del meccanismo di colata in tutte le fasi di attività previste per questo tipo di fenomeni da Guida e Iaccarino (1991).

Nelle analisi numeriche si è tentato di riprodurre il fenomeno di riattivazione che si è verificato a Masseria Marino nel periodo '97-'99, a partire dal regime pluviometrico registrato in sito. Il codice di calcolo utilizzato, tuttavia, non consente di imporre ai contorni del modello geometrico flussi in uscita od in entrata, per cui le condizioni meteorologiche sono state ricreate assegnando opportuni valori di pressione neutra ai contorni stessi, come verrà spiegato nel paragrafo successivo.

8.5.1 Variazione delle condizioni idrauliche al contorno

Le variazioni delle condizioni idrauliche imposte al contorno del modello numerico sono state associate ai fenomeni meteorologici, e nello specifico, ai dati pluviometrici di cui si disponeva.

Durante il periodo piovoso il piano campagna è bagnato, pertanto le pressioni neutre sono nulle lungo l'intero contorno superiore del modello: il passaggio dal preesistente valore di suzione, che corrisponde alla condizione idraulica iniziale o ad un periodo asciutto, a zero determina un moto di filtrazione diretto verso il basso, che causa un incremento delle pressioni neutre ed il rigonfiamento del terreno.

Al contrario, durante i periodi secchi dell'estate, si sviluppa un fenomeno di evapotraspirazione, che comporta una riduzione delle pressioni neutre nel tempo causando, quindi, un fenomeno di consolidazione: in tale fase al piano campagna nascono valori negativi di pressione neutra.

La simulazione delle variazioni delle condizioni meteorologiche, pertanto, viene effettuata intervenendo esclusivamente sul valore di pressione neutra al contorno superiore del modello, dando così il via a fasi di consolidazione, o rigonfiamento, eseguite dal programma di calcolo. Durante la fase di rigonfiamento l'unica superficie drenante coincide con il contorno superiore del modello geometrico.

Nel periodo di osservazione esaminato, le condizioni meteorologiche sono risultate in continua evoluzione. I dati pluviometrici (**Figura 8.8**) mostrano un andamento piuttosto regolare, per cui è stato possibile individuare periodi asciutti e periodi umidi e organizzare una procedura sistematica per riprodurli all'interno del modello numerico.

La scelta dei valori di suzione da applicare al piano campagna durante i periodi asciutti è stata eseguita a valle di un'analisi parametrica svolta su un periodo di due anni di registrazioni pluviometriche in sito. Proprio per questo motivo le simulazioni numeriche riproducono un periodo di circa 4 anni: nonostante l'evento di riattivazione che si intende simulare si sviluppi negli anni 1997-1998, le analisi numeriche simulano anche i due anni precedenti, 1995 e 1996, i quali sono stati utilizzati per parametrizzare le modalità di

inserimento delle condizioni idrauliche al contorno per la riproduzione dei regimi idrici del pendio in base alle piogge registrate.

A valle delle analisi parametriche i valori di suzione che hanno consentito di riprodurre al meglio le letture piezometriche di riferimento sono stati di -50kPa per i periodi asciutti estivi e di -30kPa per i periodi asciutti che si verificano durante la stagione invernale.

La suddivisione dei periodi di pioggia individuati in base alle letture pluviometriche e i valori di pressione neutra associati ad ognuno sono riportati nella Tabella 8.4.

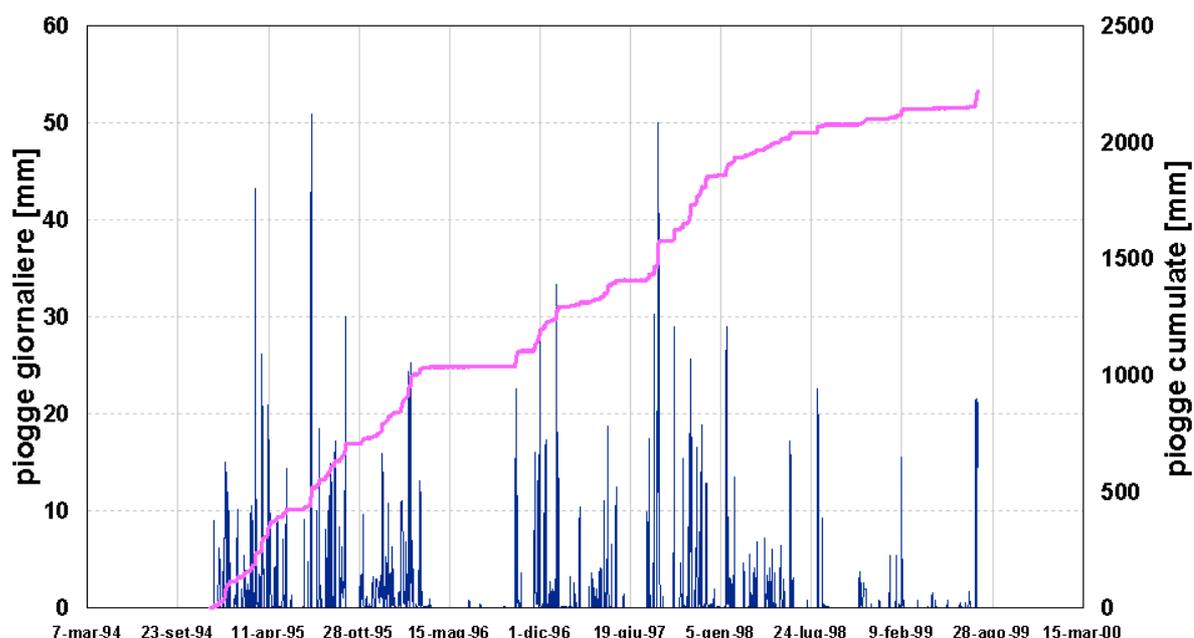


Figura 8.8
Piogge giornaliere e cumulate registrate a Masseria Marino

periodo di riferimento	suzione imposta a p.c.
(04/12/1994)-(20/05/1995)	0
(20/05/1995)-(13/07/1995)	-50
(13/07/1995)-(28/09/1995)	0
(28/09/1995)-(30/10/1995)	-30
(30/10/1995)-(19/03/1996)	0
(19/03/1996)-(8/10/1996)	-50
(08/10/1996)-(20/10/1996)	0
(20/10/1996)-(17/11/1996)	-30
(17/11/1996)-(20/01/1997)	0
(20/01/1997)-(01/04/1997)	-30
(01/04/1997)-(18/05/1997)	0
(18/05/1997)-(30/07/1997)	-50
(30/07/1997)-(31/08/1997)	0
(31/08/1997)-(21/09/1997)	-50
(21/09/1997)-(31/12/1997)	0
(31/12/1997)-(16/01/1998)	-30
(16/01/1998)-(13/06/1998)	0

Tabella 8.4
Variazione della pressione neutra imposta al piano campagna, in funzione delle condizioni meteorologiche

Nelle Figure 8.9 e 8.10 sono riportate due immagini relative alla modalità con cui il programma di calcolo consente di imporre le condizioni idrauliche al contorno del modello numerico.

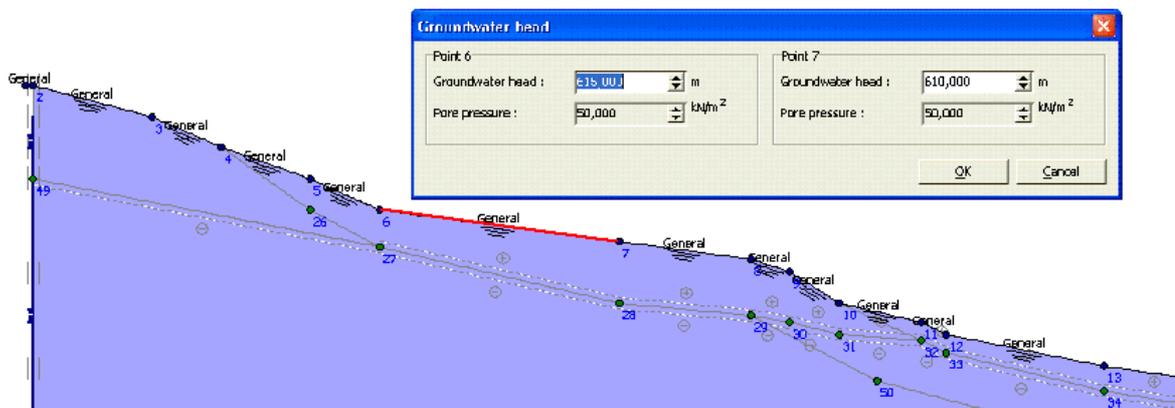


Figura 8.9

Dettaglio della sezione di Masseria Marino nel modello numerico e particolare della modalità di attribuzione delle condizioni idrauliche al contorno superiore del modello. L'immagine si riferisce alla simulazione di un periodo asciutto estivo, come si evince dal valore di pressione neutra assegnata: 50kPa; da notare che per la convenzione dei segni adottata dal programma le pressioni neutre di trazione sono assunte positive.

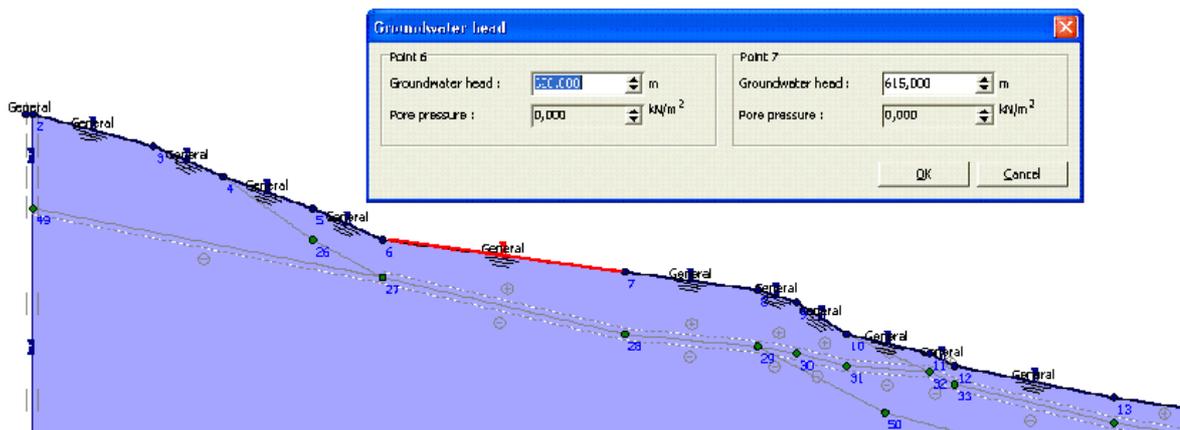


Figura 8.10

Dettaglio della sezione di Masseria Marino nel modello numerico e particolare della modalità di attribuzione delle condizioni idrauliche al contorno superiore del modello. L'immagine si riferisce alla simulazione di un periodo umido, come si evince dalla presenza della lama d'acqua a piano campagna (pressione neutra corrispondente a 0kPa)

8.5.2 Le analisi accoppiate idro-meccaniche con il PLAXIS2D

Le analisi numeriche condotte nel presente lavoro sono consistite esclusivamente nella riproduzione del regime pluviometrico registrato in sito, a Masseria Marino, allo scopo di valutare come ed in che misura il regime idrico del sottosuolo regola il processo di riattivazione della colata in studio.

Date le premesse, l'esecuzione di analisi accoppiate, idro-meccaniche, risultava una scelta obbligata.

Il codice di calcolo utilizzato, Plaxis2D, consente di eseguire analisi accoppiate attraverso la procedura denominata 'Analisi di consolidazione' (*Consolidation analysis*). Questo tipo di calcolo viene consigliato ogni qual volta risulti necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un 'calcolo plastico'¹⁶, non drenato, e cioè a valle di un'analisi di deformazione elasto-plastica, in cui non viene preso in considerazione il tempo e il comportamento del terreno è simulato come perfettamente non drenato.

Il limite di questo tipo di calcolo è l'impossibilità di imporre una variazione di condizioni idrauliche al contorno nel corso dell'analisi, ciò rende dunque impossibile simulare l'alternanza di periodi umidi e periodi asciutti. Per ovviare a questo inconveniente ogni periodo individuato dall'osservazione dei dati meteorologici e schematizzato come umido o asciutto nella tabella 4, è stato simulato in due fasi di calcolo: una prima fase di calcolo 'plastico' (secondo la terminologia del programma) in cui è stata assegnata la condizione idraulica al contorno ed è stato imposto al terreno un comportamento perfettamente non drenato, una seconda fase di calcolo del tipo 'analisi di consolidazione' in cui è stato assegnato il tempo di durata della fase di consolidazione o rigonfiamento. La Figura 8.11 ripropone quanto appena detto ed esplica la procedura di calcolo utilizzata nelle simulazioni:

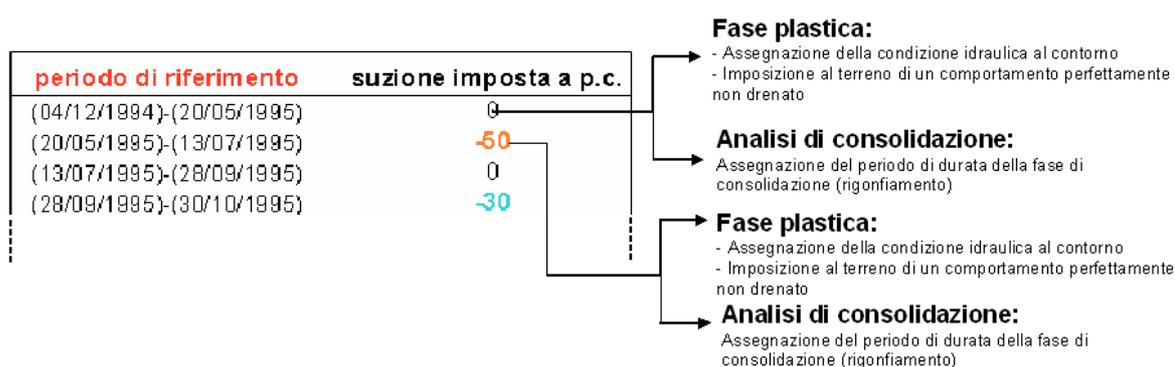


Figura 8.11
 Schema della procedura di calcolo usata nel codice numerico per la riproduzione dei periodi umidi e asciutti individuati in base alle registrazioni pluviometriche.

¹⁶ Il termine 'calcolo plastico' è riportato fra virgolette perché riprende esclusivamente la denominazione di una tipologia di fase di calcolo prevista dal codice numerico Plaxis2D. Nello specifico, essa consiste in un calcolo nel quale non si prende in considerazione il parametro tempo. Dunque la terminologia non rimanda in alcun modo alla scelta di un modello costitutivo utilizzato nell'analisi numerica.

8.6 I risultati delle analisi numeriche

Le considerazioni svolte nei paragrafi precedenti hanno consentito di ottenere i risultati di seguito riportati.

Le Figure da 8.12 a 8.17 mostrano i valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza dei piezometri SMVI, SMV, SM4, SM6, SMIV e PA, i primi cinque del tipo Casagrande e l'ultimo automatico del tipo Mahiak. A tal proposito è bene considerare che tali confronti sono del tutto leciti, in quanto il tempo di risposta del piezometro Mahiak è praticamente nullo, mentre quello dei piezometri Casagrande è inferiore al giorno per le permeabilità adottate.

I risultati delle simulazioni numeriche, in termini di riproduzione delle pressioni neutre nel pendio sono soddisfacenti, per tutti i tre modelli costitutivi adottati, nei piezometri che si trovano nella zona di accumulo della frana (SMIV, SMV ed SM4), che mostra spostamenti modesti, praticamente nulli, anche durante le fasi di riattivazione della colata. L'aspetto interessante è che i risultati delle analisi svolte con i tre differenti modelli costitutivi sono praticamente identici: gli andamenti delle pressioni neutre si sovrappongono tra loro. Del resto, era prevedibile che in una zona a bassa, bassissima, mobilità come l'area di accumulo della frana, i risultati delle diverse analisi potessero coincidere, in quanto nella scelta dei parametri di rigidità richiesti dai modelli si è prestata particolare attenzione a creare una sorta di equivalenza fra gli stessi. La medesima considerazione può essere fatta per il piezometro SM6 che si trova nella parte mediana del canale di frana, anche se in questo caso, i risultati delle analisi non coincidono perfettamente, e le pressioni neutre relative alle simulazioni in cui il corpo di colata è stato caratterizzato con una legge costitutiva viscosa (Soft Soil Creep) sono leggermente superiori a quelle ricavate utilizzando i modelli Mohr Coulomb e Soft Soil .

Differente è la situazione del piezometro PA, che è posizionato nella zona ad elevata mobilità della frana, tra l'area di alimentazione della colata e il canale di frana. In questo caso le pressioni neutre calcolate utilizzando i modelli costitutivi elasto-plastico ed elasto-plastico incrudente sottostimano vistosamente i valori misurati in sito, mentre il modello elasto-viscoplastico coglie, anche in questo caso, le registrazioni sperimentali. Evidentemente, tenendo conto dei tempi in cui si sviluppano i processi deformativi all'interno del corpo di frana, il Soft Soil Creep riesce a prevedere ed ad interpretare correttamente il meccanismo non drenato che si genera a monte della colata.

Ancora di altro genere è il caso del piezometro SMIV che si trova al di fuori del corpo di frana. Anche questa volta, poiché il piezometro è all'altezza della gola del canale di frana, la quale subisce la compressione dei terreni che si mobilitano a monte, i valori di pressione neutra relativi ai tre modelli non coincidono, tuttavia in questo caso nessuno dei tre coglie le misure del sito, neanche il modello viscoso. La motivazione, evidentemente, risiede nella schematizzazione bidimensionale che si è adottata per lo studio del problema di Masseria

CAPITOLO VIII – *La colata di Masseria Marino: analisi del meccanismo di frana con un codice di calcolo agli elementi finiti*

Marino. Infatti, all'interno del modello numerico le caratteristiche dei terreni cui si riferisce il punto rappresentativo del piezometro SMIV (profondità di presa da p.c. di 3m) sono quelle del corpo di colata, mentre in sito il piezometro si attesta probabilmente nei terreni della formazione di base, o comunque in terreni cui competono rigidità differenti, e nello specifico superiori, rispetto a quelle del corpo di colata.

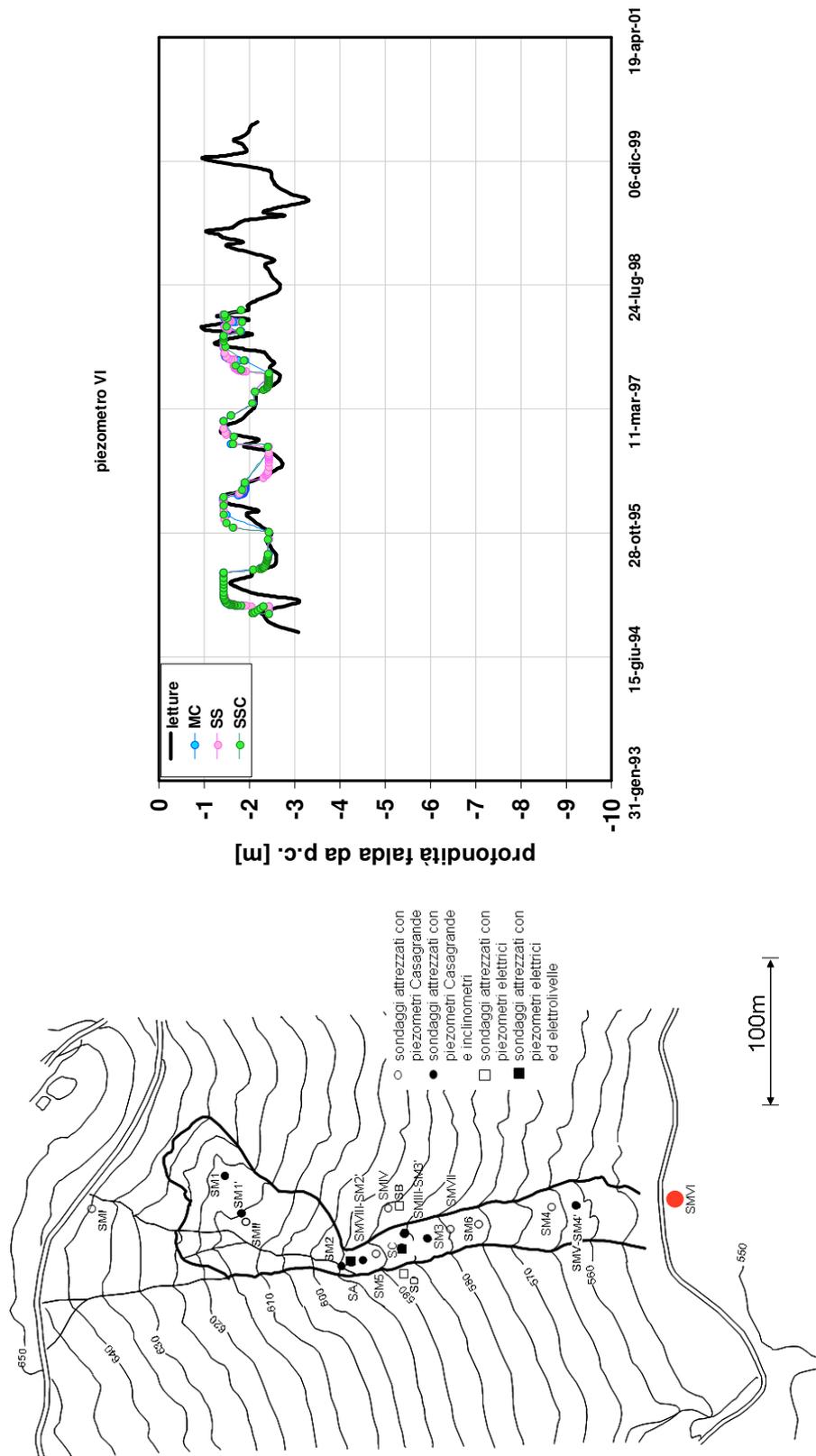


Figura 8.12

Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro SMVI.
I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

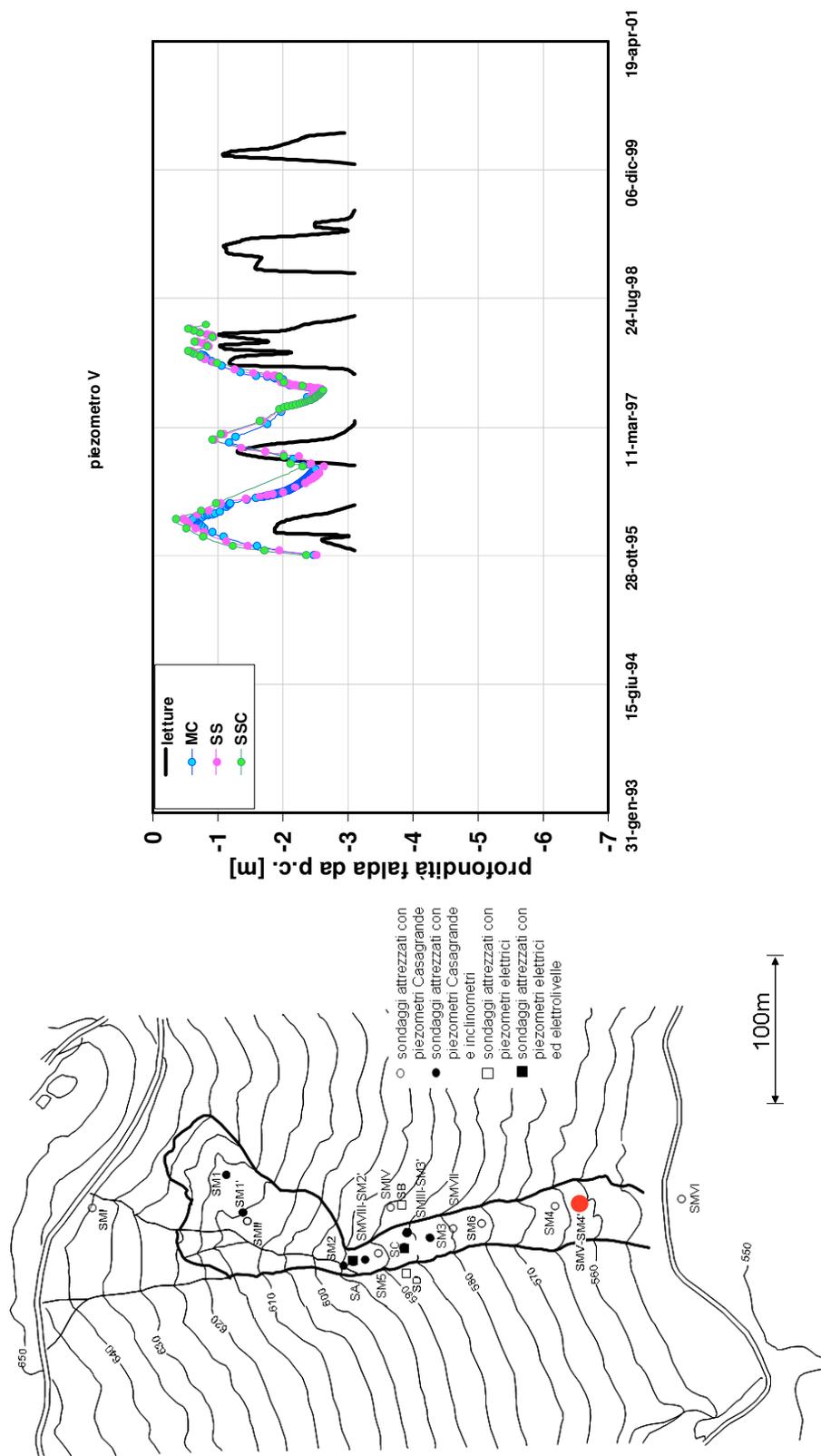


Figura 8.13

Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro SMV. I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

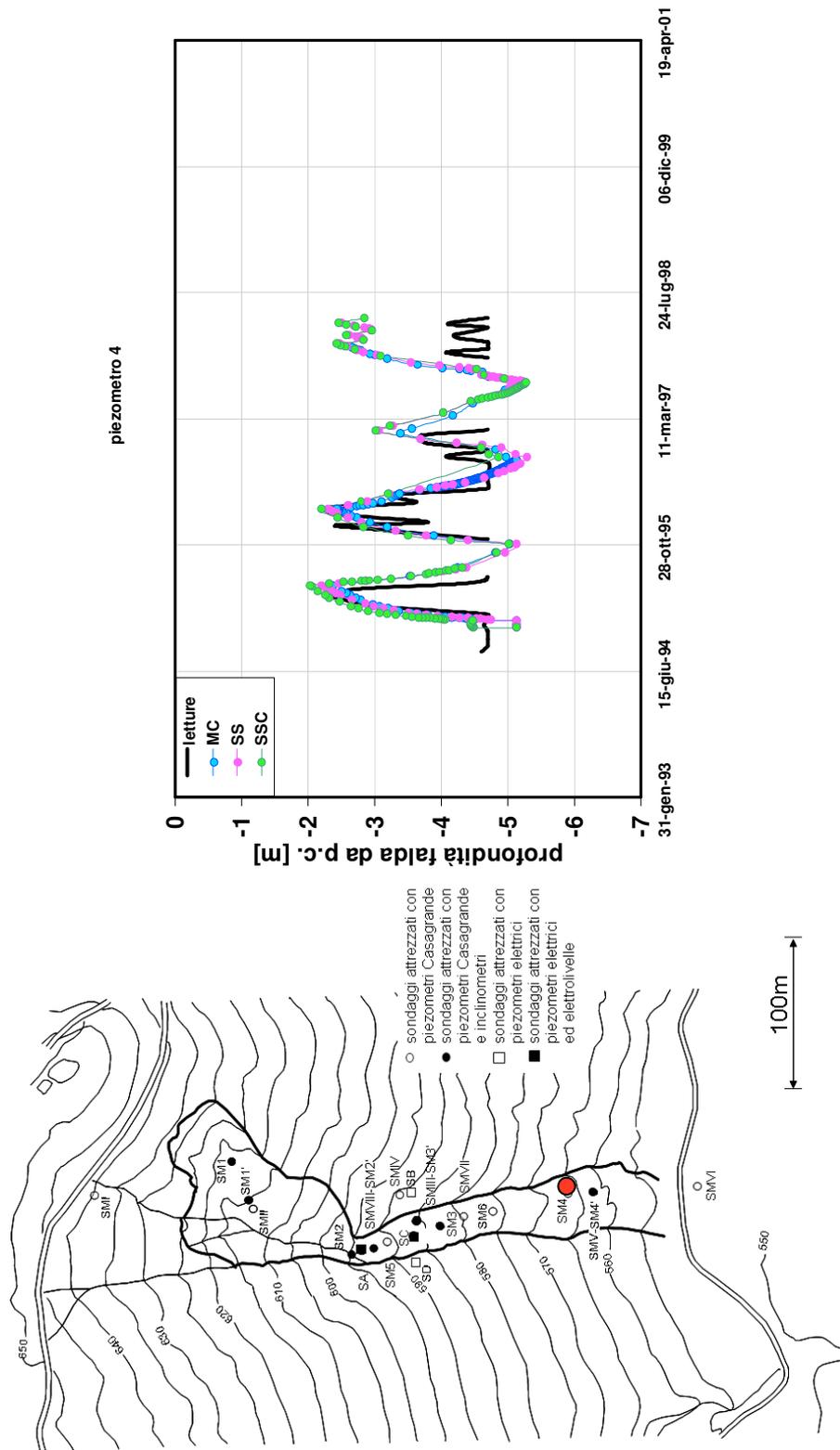


Figura 8.14
 Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro SM4.
 I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

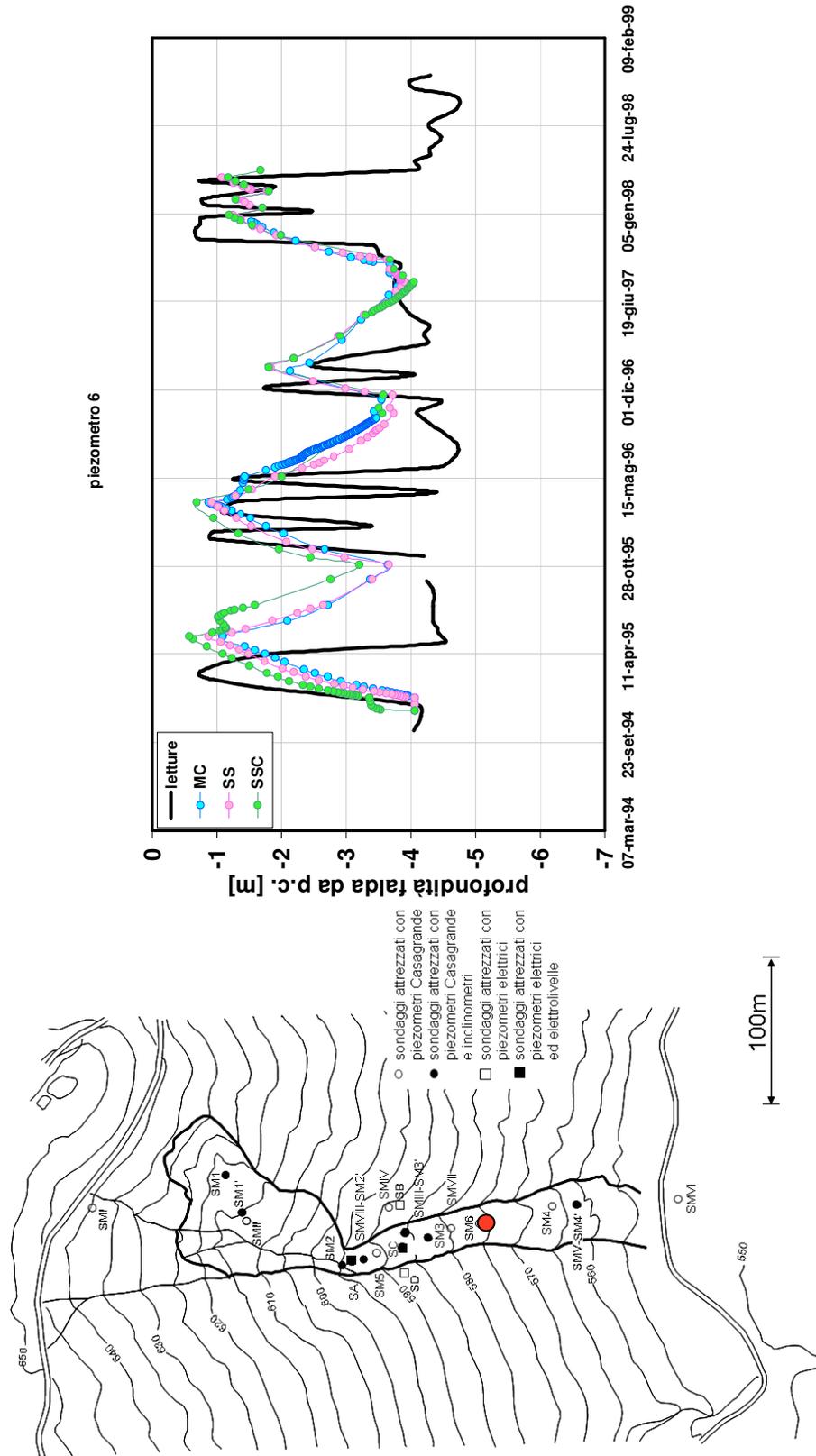


Figura 8.15

Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro SM6. I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

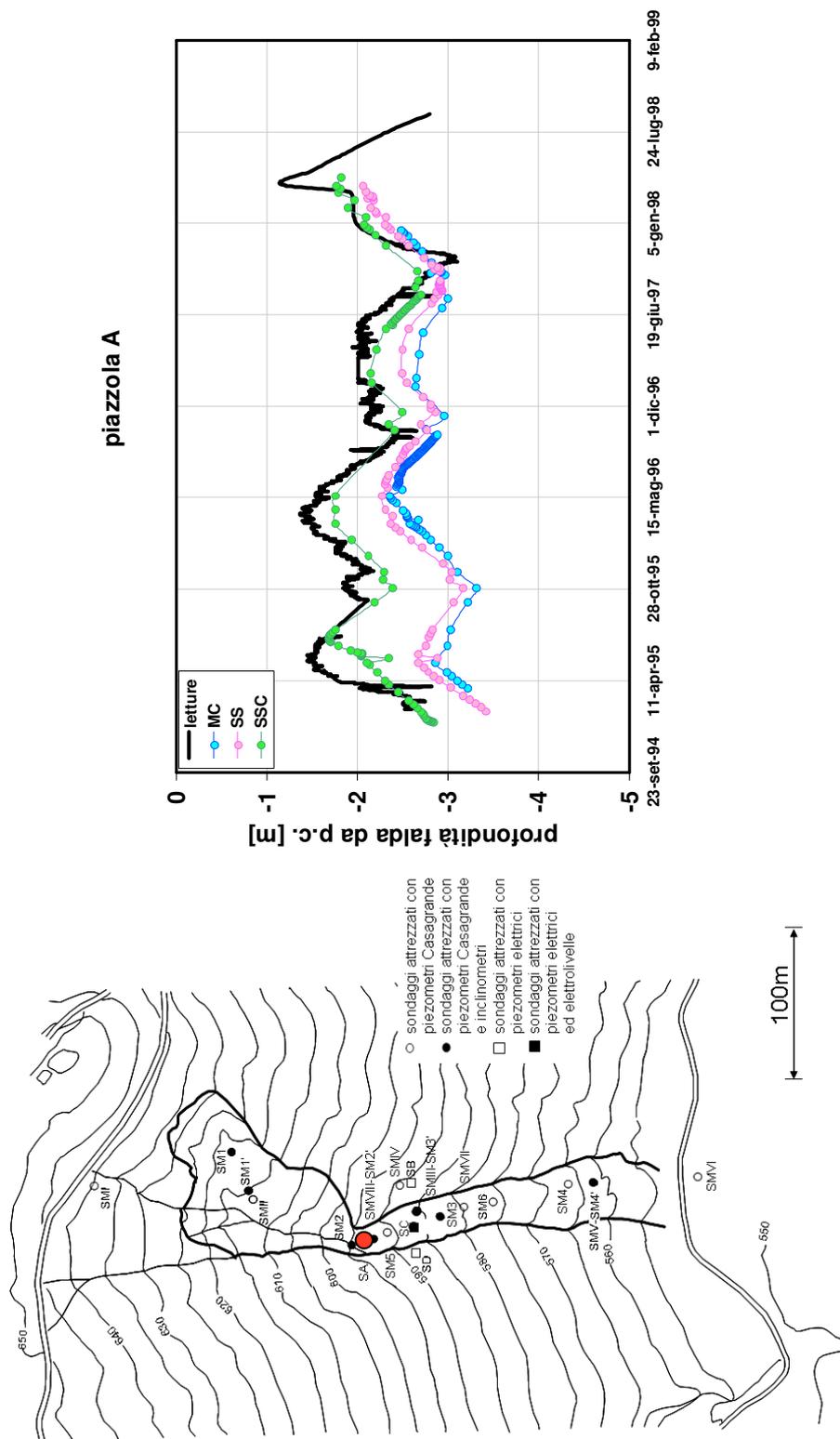


Figura 8.16
Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro PA.
I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

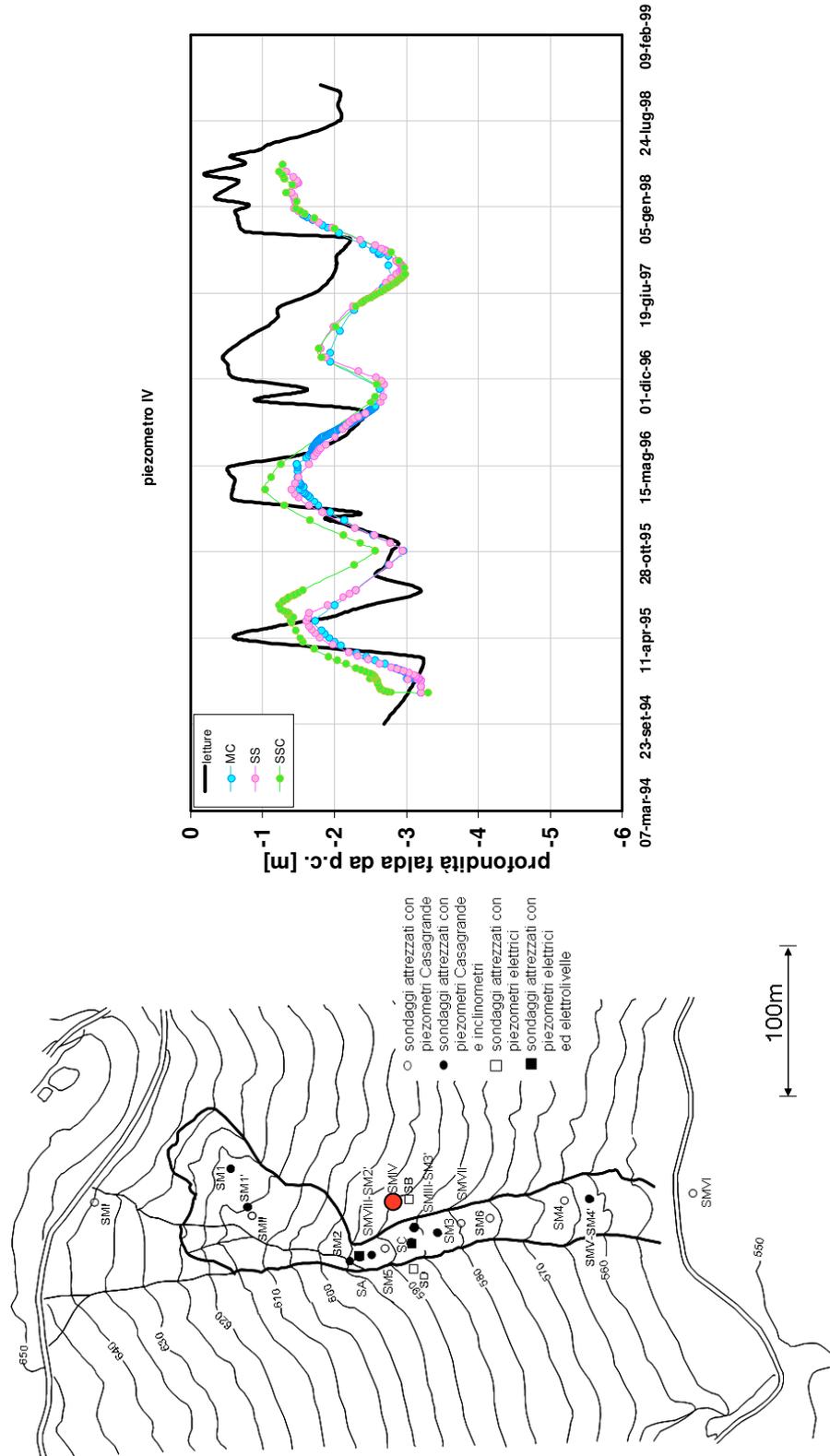


Figura 8.17

Valori di pressione neutra misurati e calcolati in corrispondenza del piezometro SMIV. I valori calcolati sono differenziati in base al tipo di legge costitutiva utilizzata per caratterizzare i terreni del corpo della colata

I risultati delle analisi numeriche proposti sopra consentono di fare alcune considerazioni.

Nelle zone della colata classificate di bassa mobilità, e cioè la zona di accumulo e la parte inferiore del canale di frana, i differenti modelli costitutivi utilizzati per caratterizzare la risposta tensio-deformativa delle argille del corpo della colata, forniscono valori di pressione neutra praticamente coincidenti. Queste aree del pendio non sono interessate da processi deformativi di rilievo, e dunque gli spostamenti, modesti o pressoché nulli, che si producono non interferiscono con i processi di consolidazione e rigonfiamento che si alternano in conseguenza degli andamenti pluviometrici. In un processo sostanzialmente drenato, come quello appena descritto, anche i modelli meno sofisticati, come quello elastico-perfettamente plastico alla Mohr Coulomb riescono ad interpretare correttamente la risposta dei terreni alle variazioni della condizione idraulica al contorno, a valle di un'opportuna calibrazione dei parametri materiali.

Al contrario, in corrispondenza delle zone ad elevata mobilità della colata, ovvero la zona di alimentazione, è possibile immaginare che le velocità e l'entità degli spostamenti che si generano in conseguenza delle oscillazioni del livello di falda siano tali indurre un processo di compressione dei terreni a valle, nella parte superiore del canale di frana, di tipo non drenato. Questo giustificerebbe le risposte differenti dei modelli, in termini di pressione neutra, per i piezometri che si trovano in prossimità della zona di alimentazione della colata. In un processo non drenato, come quello appena configurato, la scelta di un modello costitutivo idoneo risulta imprescindibile per una previsione adeguata delle sovrappressioni neutre generate. In questo caso solo il modello elasto-viscoplastico riesce ad interpolare le misure sperimentali.

La previsione delle sovrappressioni neutre, differente a seconda della legge costitutiva adottata, si riflette sull'entità degli spostamenti nel pendio.

A conferma di quanto appena detto si riportano in basso due figure che mostrano gli spostamenti nel pendio conseguenti alla prima fase di rigonfiamento simulata nelle analisi (imposizione di una lama d'acqua a piano campagna per una durata di 163 giorni).

La Figura 8.18 si riferisce alle analisi svolte utilizzando il modello costitutivo Soft Soil Creep, elasto-viscoplastico, la Figura 8.19, invece, è relativa al modello elastico-perfettamente plastico Mohr Coulomb. Entrambi i modelli prevedono spostamenti non omogenei nel pendio, ed in particolare concentrati nella zona di alimentazione, tuttavia il modello Mohr Coulomb ne sottostima l'entità, in conseguenza, evidentemente, di una previsione non adeguata delle sovrappressioni neutre che insorgono nel processo di caricamento non drenato, e che era stata messa già in evidenza nel commento alle misure piezometriche relative alla piazzola A (**Figura 8.16**).

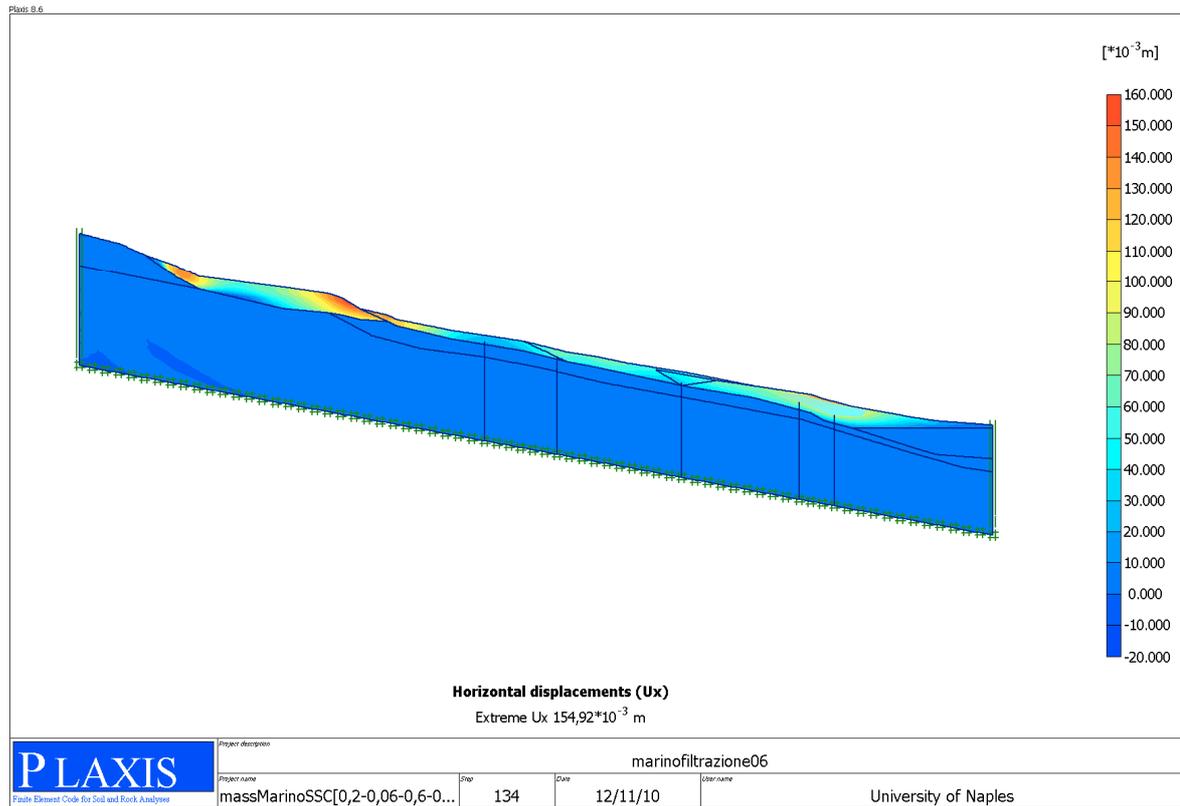


Figura 8.18
Andamento degli spostamenti nel pendio durante una fase di rigonfiamento relative alle analisi svolte utilizzando il modello costitutivo Soft Soil Crep per caratterizzare i terreni del corpo della colata

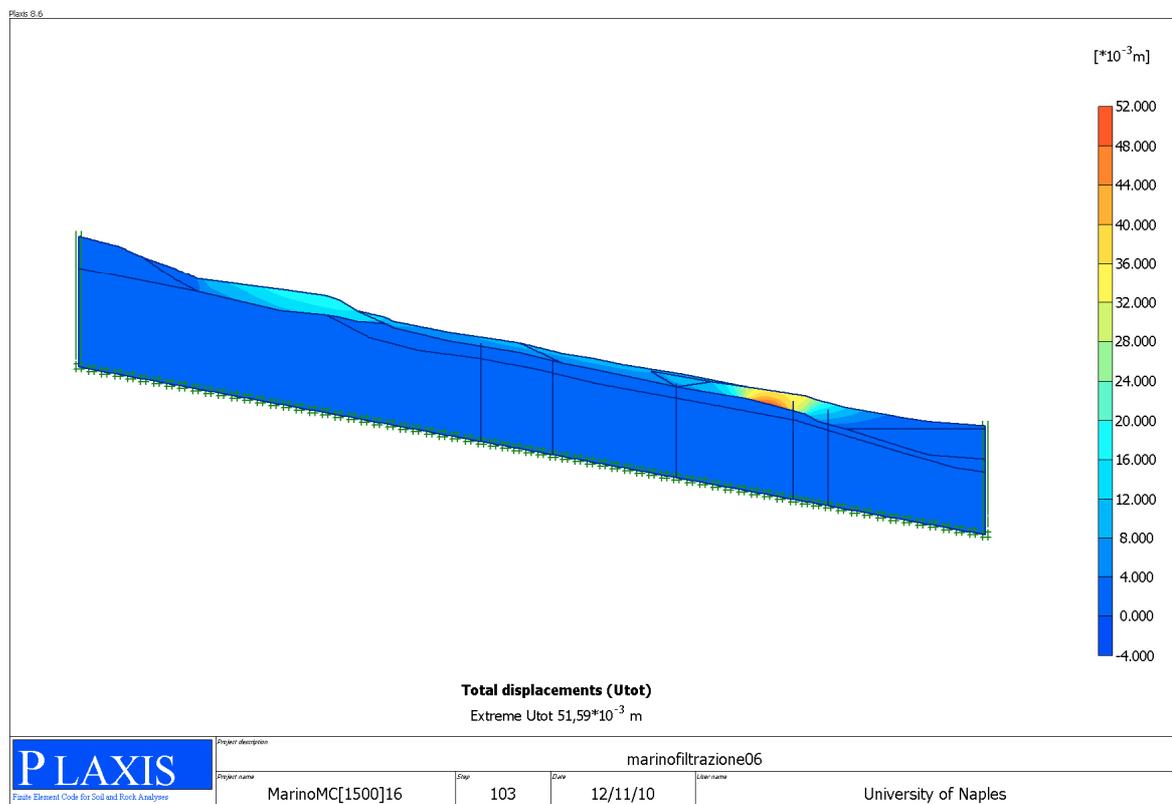


Figura 8.19
Andamento degli spostamenti nel pendio durante una fase di rigonfiamento relative alle analisi svolte utilizzando il modello costitutivo Mohr Coulomb per caratterizzare i terreni del corpo della colata

8.6.1 Le analisi di stabilità

I risultati delle analisi numeriche riportati nelle pagine precedenti hanno consentito di evidenziare gli effetti che l'utilizzo di modelli costitutivi differenti comporta nella predizione delle pressioni neutre e degli spostamenti nel pendio in studio, in particolare nel caso in cui si produca un meccanismo di propagazione del movimento di tipo non drenato.

Allo scopo di valutare le conseguenze di ciò sulle condizioni di stabilità globale del pendio, sono state eseguite a valle di ogni fase di rigonfiamento imposta, analisi di stabilità per ricercare il valore del coefficiente di sicurezza che compete al pendio al termine di ciascuna fase.

8.6.1.1 La procedura *Phi c reduction* del Plaxis2D

Il Plaxis2D consente di eseguire analisi di stabilità con la procedura di riduzione dei parametri di resistenza (*phi c reduction*). In questo tipo di approccio i parametri di resistenza $\tan\phi$ e c del terreno vengono ridotti finché avviene la rottura della struttura; anche la resistenza delle interfacce, se utilizzata, è ridotta nello stesso modo; invece la resistenza degli oggetti strutturali come piastre, od ancoraggi, non è influenzata dalla procedura *phi c reduction*.

In ogni stadio dell'analisi viene visualizzato il moltiplicatore totale $\sum M_{sf}$, che è definito come:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

nell'espressione i parametri di resistenza con il pedice 'input' si riferiscono alle proprietà del materiale introdotte, mentre quelli con il pedice 'reduced' si riferiscono ai valori ridotti utilizzati nell'analisi. All'inizio di un calcolo a $\sum M_{sf}$ è assegnato il valore 1 per impostare tutte le resistenze dei materiali ai loro valori originari.

Il calcolo del coefficiente di sicurezza viene eseguito attraverso una procedura incrementale; ovvero l'utente deve specificare l'incremento del quoziente di riduzione dei parametri di resistenza in ogni passo di carico (moltiplicatore incrementale M_{sf}) ed il numero dei passi di calcolo. I parametri di resistenza vengono ridotti automaticamente finché tutti i passi di calcolo non siano stati eseguiti. Al termine dell'analisi occorre sempre controllare che nel passo di calcolo finale si sia sviluppato completamente un meccanismo di rottura; in questo caso, il fattore di sicurezza è dato da:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \text{valore di } \sum M_{sf} \text{ a rottura}$$

Se un meccanismo di rottura non si è completamente sviluppato, il calcolo deve essere ripetuto introducendo un numero di passi di calcolo superiore a quello precedente.

Quando si utilizza la procedura *Phi c reduction* in combinazione con modelli costitutivi di terreno avanzati, questi si comporteranno comunque come un modello Mohr Columb standard, poiché nel calcolo sono esclusi la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale e l'incrudimento plastico. Il modulo di rigidità dipendente dallo stato tensionale (se così è specificato nel modello avanzato) ottenuto al termine della fase di calcolo precedente è utilizzato come modulo di rigidità costante durante il successivo calcolo con riduzione dei parametri di resistenza *Phi c reduction*.

L'approccio *Phi c reduction* comporta una definizione del coefficiente di sicurezza simile a quella che si adopera convenzionalmente nei calcoli eseguiti con i metodi dell'equilibrio limite globale.

8.6.1.2 I risultati delle analisi di stabilità

Al termine di una fase di calcolo *Phi c reduction* è possibile visualizzare il coefficiente di sicurezza globale del pendio che corrisponde alla fase di calcolo precedente, ed anche il meccanismo di rottura previsto.

Nel presente lavoro le analisi di stabilità sono state eseguite al termine delle fasi di rigonfiamento più gravose, ovvero quelle corrispondenti ai periodi più lunghi cui corrispondeva la condizione di lama d'acqua a piano campagna:

- periodo (4-dic-1994)-(20-mag-1995): 167 giorni di lama d'acqua a piano campagna;
- periodo (30-ott-1995)-(19-mar-1996): 141 giorni di lama d'acqua a piano campagna;
- periodo (17-nov-1996)-(20-gen-1997): 64 giorni di lama d'acqua a piano campagna;
- periodo (16-gen-1998)-(6-giu-1998): 140 giorni di lama d'acqua a piano campagna;

Nella Figura 8.20 si ripropongono i valori di pressione neutra misurati e calcolati con i diversi modelli costitutivi per il piezometro Maihak installato nella piazzola A del campo sperimentale di Masseria Marino; ed in corrispondenza delle massime risalite dei livelli di falda (che seguono alle fasi di rigonfiamento) sono riportati i valori dei coefficienti di sicurezza del pendio, differenziati a seconda della legge costitutiva utilizzata nell'analisi.

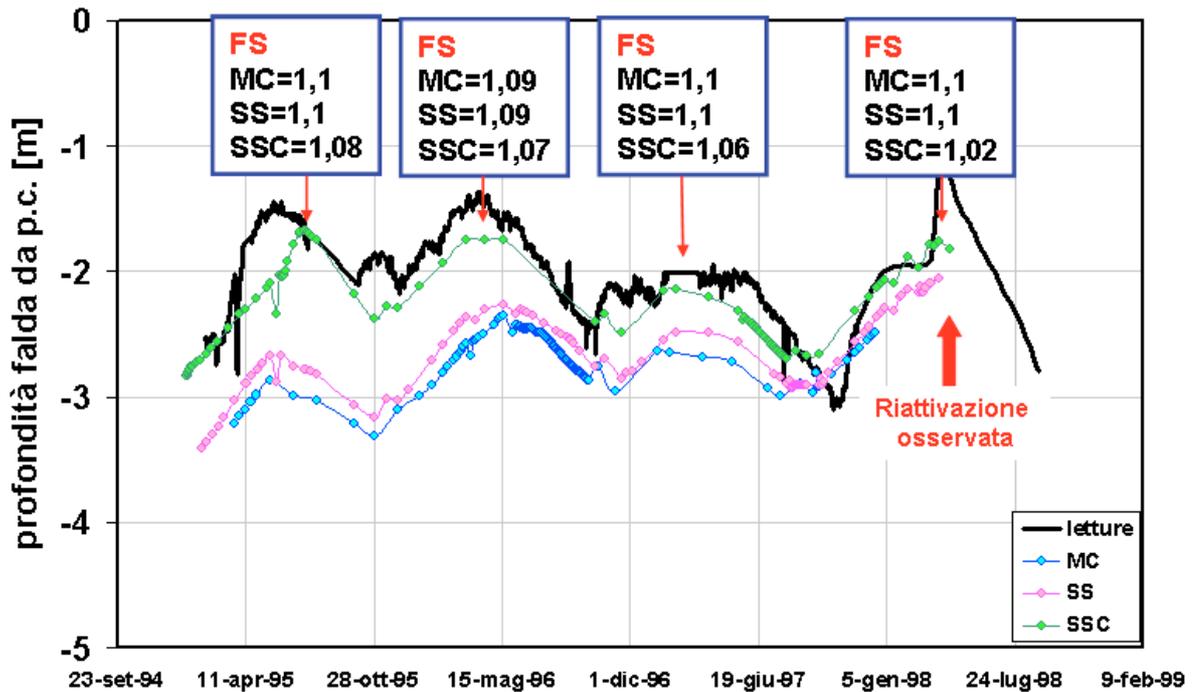


Figura 8.20

Coefficienti di sicurezza del pendio corrispondenti ai livelli massimi di falda raggiunti nelle fasi di rigonfiamento imposte. Le letture piezometriche sono relative al piezometro PA

I coefficienti di sicurezza (FS) relativi alle simulazioni numeriche eseguite con i modelli costitutivi Mohr Coulomb e Soft Soil risultano praticamente uguali fra loro, e si riproducono costantemente nel tempo, a valle delle fasi di rigonfiamento imposte, probabilmente in conseguenza del regime idrico regolare che si rileva nel pendio; si mantengono, peraltro, sempre superiori all'unità. Di conseguenza, i due modelli costitutivi utilizzati non colgono il processo di riattivazione che coinvolge i terreni del corpo di colata a seguito della stagione invernale '97-'98, che è stato rilevato in sito

Le analisi di stabilità che competono alle simulazioni in cui è stato utilizzato il modello Soft Soil Creep forniscono valori del coefficiente di sicurezza sempre inferiori a quelli che corrispondono ai due precedenti modelli, e ciò è da ascrivere alla diversa condizione tensionale prevista dal modello viscoso per il pendio. È già stato sottolineato, infatti, che il modello viscoso riesce ad interpolare meglio i dati sperimentali, e nello specifico prevede valori di pressione neutra nel sottosuolo superiori a quelli calcolati con i modelli Mohr Coulomb e Soft Soil, a parità di condizione idrauliche imposte al contorno. La spiegazione di un tale risultato risiede nella capacità del Soft Soil Creep di interpretare in maniera più adeguata, rispetto agli altri due modelli, il processo non drenato che si genera in alcune zone del corpo di colata (quelle ad elevata mobilità) in conseguenza degli spostamenti che si propagano dalla zona di alimentazione della frana verso il canale.

Nelle analisi eseguite con il Soft Soil Creep i coefficienti di sicurezza diminuiscono nel tempo, nonostante le oscillazioni della falda risultino piuttosto regolari; ed in corrispondenza della stagione invernale '97-'98 il modello riproduce il fenomeno di riattivazione registrato in sito, fornendo un coefficiente di sicurezza prossimo all'unità

(FS=1,02). Il modello viscoso, a differenza di quelli che non includono fra i parametri delle leggi costitutive il tempo, riesce a cogliere e a portare in conto i fenomeni di rilassamento tensionale che si producono nel corpo di frana durante la stagione secca, abbassando il livello idrico critico.

Per piegare quanto appena detto si può far riferimento ad un pendio che sia soggetto a riattivazioni cicliche, proprio come accade a Masseria Marino. In un periodo asciutto, successivo ad una stagione piovosa che abbia prodotto un innalzamento della falda tale da mobilitare la colata, tutta o in parte, le pressioni neutre, decrescendo inducono l'arresto dei movimenti che si erano innescati nel precedente periodo di piogge, ad eccezione di quelli connessi a fenomeni di creep. Gli spostamenti riprendono durante la successiva stagione piovosa: una legge costitutiva "elastica-perfettamente plastica" consente tale fenomeno solo se il livello di falda è più alto di quello che ha precedentemente attivato la colata. Tale condizione non è necessaria per terreni "elasto-visco-plastici", la cui riattivazione può manifestarsi anche per valori di pressioni neutre inferiori. Ammettendo, infatti, che nella fase di discesa del pelo libero della falda nel corpo di frana si verifichi un fenomeno di rilassamento tensionale, il meccanismo di mobilitazione può riprodursi ciclicamente infinite volte, anche se le oscillazioni delle pressioni neutre rimangono comprese tra valori estremi fissi. Al crescere delle deformazioni viscosi si riduce il livello tensionale minimo di soglia superato il quale la frana è in grado di ripartire a causa delle menzionate deformazioni viscosi.

L'utilizzo di modelli costitutivi diversi e la predizione delle pressioni neutre e degli spostamenti che ne conseguono, hanno effetti, evidentemente sull'interpretazione del meccanismo di frana. Il modello Soft Soil Creep è l'unico dei tre adoperati nelle analisi che coglie la riattivazione osservata in sito, a Masseria Marino, sia perché riesce a predire le sovrappressioni neutre che si generano nella zona alta del canale di frana, compreso dalla sovrastante area di alimentazione, sia perché è in grado di tener conto dei rilassamenti tensionali che si producono nel corpo della colata durante le stagioni asciutte.

Nella Figura 8.21 è riportato l'andamento degli spostamenti nel pendio nel periodo umido dei mesi di febbraio e marzo 1998 previsti dal modello numerico. Essi sembrano essere in buon accordo con le letture topografiche del sito: gli spostamenti massimi si registrano in corrispondenza della gola del canale di frana e si riducono, poi, lungo il corpo della colata fino ad annullarsi nella zona di accumulo.

La parte alta canale, compresa dalla zona sovrastante, è interessata da sovrappressioni neutre tali da attivare la superficie di scorrimento. A valle, dove il meccanismo di deformazione è drenato, la superficie di scorrimento non si attiva e gli spostamenti del corpo della colata sono praticamente trascurabili. Nonostante i livelli di falda, in conseguenza dei regimi pluviometrici regolari, si riproducano con altrettanta regolarità, i fenomeni di rilassamento di natura viscosi che si producono nei terreni, causano la riattivazione del movimento in corrispondenza di altezze di falda che in periodi precedenti non si erano dimostrate critiche per la stabilità del pendio.

I modelli Mohr Coulomb e Soft Soil, invece, predicono il collasso del pendio solo per valori del livello di falda superiori a quelli registrati in sito, infatti il coefficiente di sicurezza che corrisponde alla riattivazione osservata in sito è superiore all'unità (FS). La spiegazione di tale risultato sta nell'inadeguatezza, più volte sottolineata nella presente tesi, di questi modelli di interpretare un processo di compressione non drenato: i modelli sottostimano le pressioni neutre nel pendio, e predicono un collasso che interessa tutto il pendio, come lo scorrimento traslazionale di un blocco rigido sulla superficie di scorrimento pregressa.

Nella Figura 8.22 sono riportati i meccanismi di collasso previsti dai modelli ed estrapolati dalle analisi di stabilità eseguite a valle dell'ultima fase di rigonfiamento imposta nelle simulazioni numeriche:

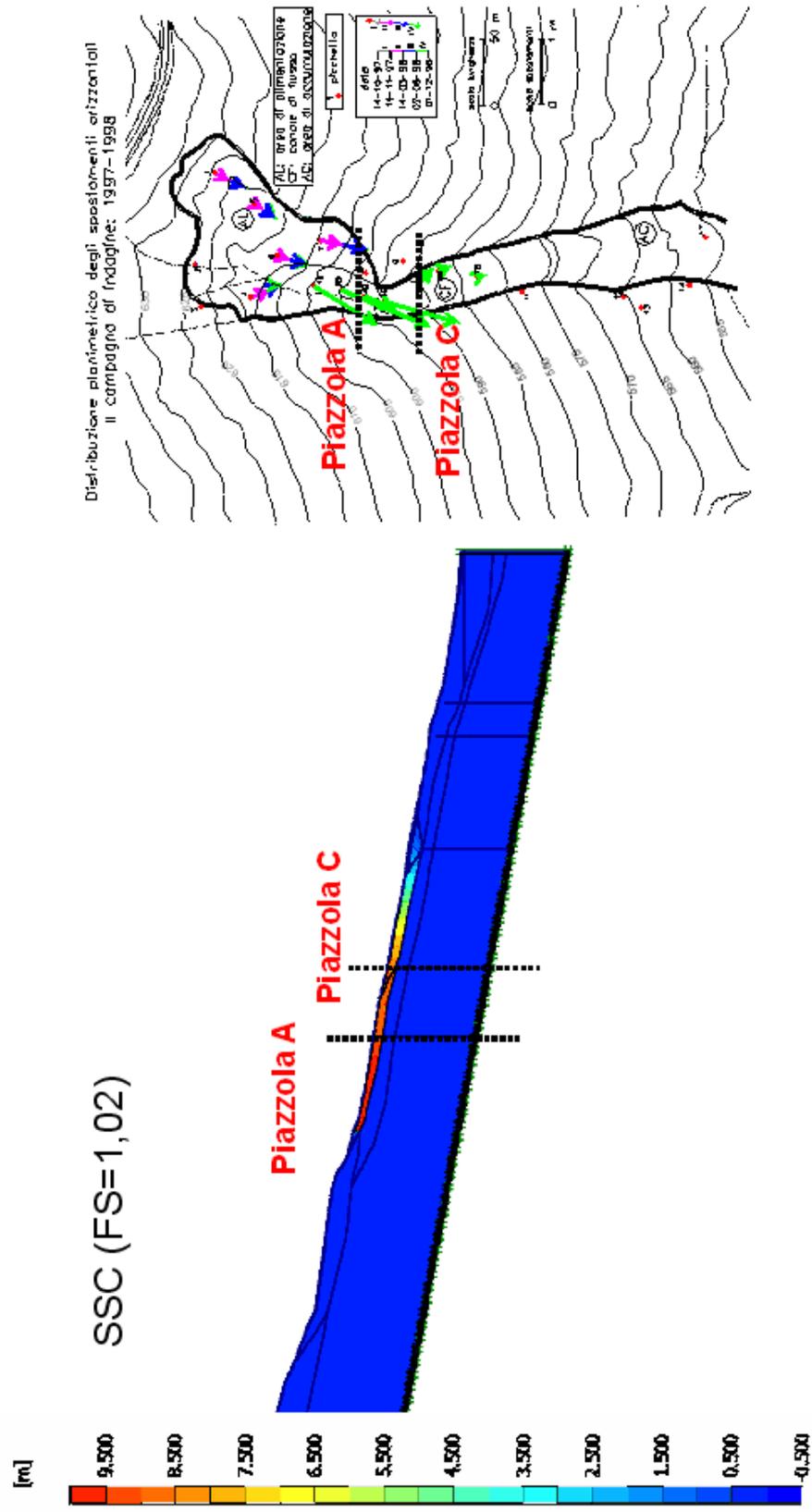


Figura 8.21
 Spostamenti totali relativi all'ultima fase di rigonfiamento eseguita utilizzando per il corpo di colata il modello costitutivo Soft Soil Creep. Il modello prevede per questa fase il collasso del pendio (FS=1,02)

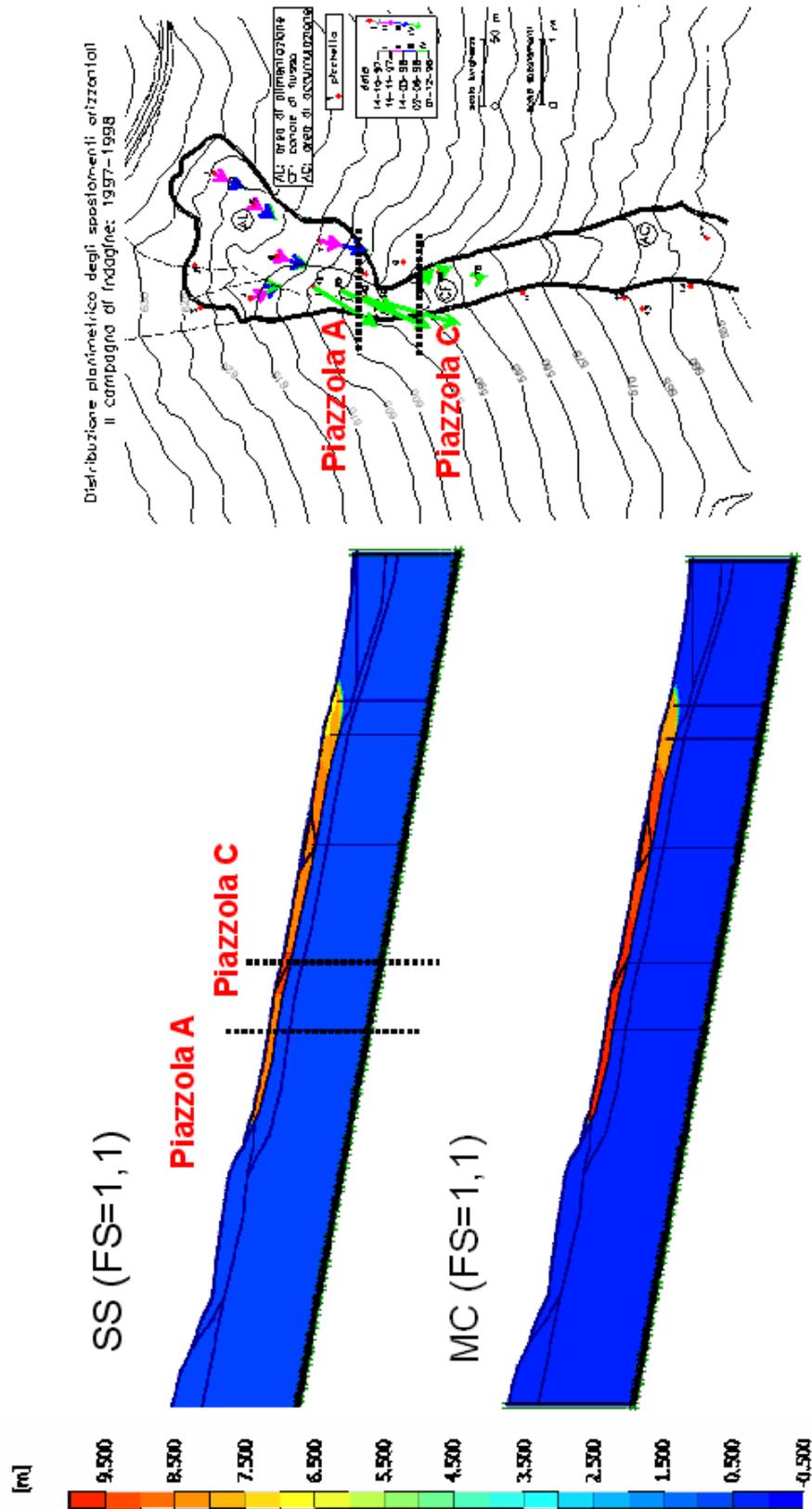


Figura 8.22
Spostamenti totali relativi all'ultima fase di rignonfiamento eseguita utilizzando per il corpo di colata il modello costitutivo Soft Soil e Mohr Coulomb. I modelli non prevedono per questa fase il collasso del pendio (FS=1,1)

CONCLUSIONI

La presente Tesi si propone di offrire un contributo alla comprensione dei meccanismi delle colate di argilla, tenendo conto della complessità del fenomeno e della viscosità dei terreni coinvolti che contribuisce non poco a determinare il comportamento della frana alla scala reale, come si è mostrato con le analisi FEM sviluppate.

Partendo dalla consapevolezza che una corretta modellazione idro-meccanica del terreno sarebbe stata indispensabile, il lavoro è stato incentrato sulla ricerca di un modello costitutivo che consentisse di riprodurre adeguatamente i cinematismi della colata di Masseria Marino, ubicata nell'Alta Valle del Basento (Pz), che negli anni '91-'05 è stata monitorata dal Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II, e per la quale si dispone, dunque, di un'ampia serie di misure e di importanti risultati sperimentali.

La ricerca è stata condotta su due filoni: il primo di carattere sperimentale, per l'indagine delle caratteristiche reologiche dei terreni del sito e per un'analisi preliminare della risposta tensioni-deformazioni-tempo del materiale alla scala dell'elemento di volume ed il secondo di tipo numerico.

La sperimentazione in reometro condotta sulle argille ricostituite di Masseria Marino evidenzia una sostanziale difficoltà delle procedure reometriche tradizionali per l'analisi delle proprietà viscosse di miscugli acqua-terreno con contenuti d'acqua inferiori al limite liquido dell'argilla. Per contenuti d'acqua maggiori, invece, la rottura che si osserva nel campione soggetto a sollecitazioni di taglio sembra essere di natura plastica, con formazione di evidenti fratture (piuttosto che viscosa).

Anche nelle prove triassiali di creep non drenato non si è mai riuscito ad indurre un'accelerazione della velocità delle deformazioni assiali tale da condurre il provino a rottura, nonostante gli elevati livelli di carico imposti. La soglia di scorrimento viscoso capace di indurre un creep terziario nel materiale, ha, almeno per contenuti d'acqua inferiori al limite liquido dell'argilla, valori prossimi a quelli della resistenza di stato critico.

La conseguenza di questa affermazione è fondamentale per lo studio della colata di Masseria Marino. In una frana riattivata, in cui alla base del corpo di colata persistono superfici di scorrimento pregresse su cui la resistenza disponibile è quella residua, il meccanismo di collasso non può che essere di tipo plastico piuttosto che viscoso. Nonostante le prove eseguite sul materiale ne mettano in evidenza le importanti caratteristiche viscosse, le soglie di scorrimento necessarie per sviluppare un fenomeno di rottura viscoso (creep terziario) sono superiori alla resistenza disponibile sulla superficie di scorrimento e quindi alla tensione tangenziale agente. Questo, naturalmente, non esclude comunque un ruolo diverso della viscosità sul processo di riattivazione e sull'evoluzione della colata. Le prove triassiali non drenate evidenziano, infatti, una dipendenza evidente del percorso tensionale efficace dalla velocità di deformazione: più lento è il processo di carico imposto, maggiori sono le sovrappressioni neutre generate. Tale aspetto è stato approfondito nelle analisi numeriche.

Le analisi numeriche, per il problema al finito, sono uno strumento complementare al monitoraggio svolto in sito. I dati raccolti negli anni, consentono di avere un ottimo quadro di raffronto per l'analisi numerica, che può essere calibrata fino ad ottenere una buona interpretazione del comportamento osservato. La parte più delicata della modellazione, nel caso in esame, consisteva nella scelta della legge costitutiva da utilizzare per i terreni del corpo di frana, in quanto, come dedotto dall'elaborazione dei dati del monitoraggio, la stabilità del versante è regolata dall'evoluzione dello stato tensionale interno al pendio, che in tutto o in parte avviene in condizioni di drenaggio impedito. Riprodurre in maniera adeguata le deformazioni che si sviluppano nel tempo, le sovrappressioni neutre che conseguono all'eventuale meccanismo di caricamento non drenato, tenendo anche in conto le velocità di deformazione, risulta dunque indispensabile per cogliere l'effettivo meccanismo di frana.

Nelle simulazioni numeriche, eseguite con il codice di calcolo commerciale Plaxis2D, è stato riprodotto il reale profilo della frana di Masseria Marino, adottando per i terreni del corpo di colata tre differenti modelli costitutivi: un modello elastico-perfettamente plastico (Mohr Coulomb); un modello elastico non lineare-plastico con incrudimento isotropo (Soft Soil) ed infine un modello elasto-viscoplastico (Soft Soil Creep).

I risultati delle simulazioni numeriche, in termini di riproduzione delle pressioni neutre nel pendio sono soddisfacenti, per i tre modelli costitutivi adottati, nelle zone della colata classificate di bassa mobilità, e cioè la zona di accumulo e la parte inferiore del canale di frana, che mostrano spostamenti modesti, praticamente nulli, anche durante le fasi di riattivazione della colata. Queste aree del pendio non sono interessate da processi deformativi di rilievo, e dunque gli spostamenti, modesti o pressoché nulli, che si producono non interferiscono con i processi di consolidazione e rigonfiamento che si alternano in conseguenza degli andamenti pluviometrici. In un processo sostanzialmente drenato, come quello appena descritto, anche i modelli meno sofisticati, come quello elastico-perfettamente plastico alla Mohr Coulomb riescono ad interpretare correttamente la risposta dei terreni alle variazioni della condizione idraulica al contorno, a valle di un'opportuna calibrazione dei parametri materiali.

Al contrario, in corrispondenza delle zone di elevata mobilità della colata, ovvero la zona di alimentazione, le velocità e l'entità degli spostamenti che si generano in conseguenza delle oscillazioni del livello di falda sono tali da indurre un processo di compressione dei terreni a valle, nella parte superiore del canale di frana, di tipo non drenato. Questo giustifica le risposte differenti dei modelli, in termini di pressione neutra, per i piezometri che si trovano in prossimità della zona di alimentazione della colata. In un processo non drenato, come quello appena configurato, la scelta di un modello costitutivo idoneo risulta imprescindibile per una previsione adeguata delle sovrappressioni neutre generate. In questo caso solo il modello elasto-viscoplastico riesce ad interpolare le misure sperimentali.

L'utilizzo di modelli costitutivi diversi e la predizione delle pressioni neutre e degli spostamenti che ne consegue, hanno evidentemente, effetti sull'interpretazione del meccanismo di frana. Il modello Soft Soil Creep è l'unico dei tre adoperati nelle analisi che riesce a riprodurre in maniera adeguata i fenomeni di riattivazione osservati in sito, a Masseria Marino, sia perché riesce a predire le sovrappressioni neutre che si generano nella zona alta

del canale di frana, compreso dall' area di alimentazione, sia perché è in grado di tener conto dei rilassamenti tensionali, ascrivibili alle proprietà viscosi dei terreni, che si producono nel corpo della colata durante le stagioni asciutte e quindi i periodi di stasi.

BIBLIOGRAFIA

1. Augustesen, A., M. Liingaard, and P.V. Lade. *Examination of models for time dependent behavior of soils*. in *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*. 2002. Columbia University, New York, NY.
2. Augustesen, A., M. Liingaard, and P.V. Lade, *Evaluation of time-dependent behavior of soils*. International journal of geomechanics, 2004. **4**(3): p. 137-156.
3. Bjerrum, L., *Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clay as related to settlement of buildings*. Géotechnique, 1967. **17**: p. 81-118.
4. Borja, R.I., H.S. Hsieh, and E.J. Kavazanjian, *Double-yield-surface mode. II: Implementation and verification*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1990. **116**(GT9): p. 1402-1421.
5. Borja, R.I. and E.J. Kavazanjian, *A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of 'wet' clays*. Géotechnique, 1985. **35**: p. 283-298.
6. Brinkgreve, R.B.J., *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. 1994, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
7. Buisman, K. *Results of long duration settlement tests*. in *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge*. 1936.
8. Burland, J.B., *The yielding and dilatation of clay*. Géotechnique, 1965. **15**: p. 211-214.
9. Butterfield, R., *A natural compression law for soils (an advance on e-log p)*. Géotechnique, 1979. **29**: p. 469-480.
10. Cerni, G. *Determinazione reologica della suscettività all'acqua delle terre fini*. in *XI Convegno nazionale S.I.I.V.* 2001. Verona.
11. Comegna, L., *Proprietà e comportamento delle colate in argilla*. 2005, Seconda Università degli Napoli, Tesi di Dottorato: Napoli. p. 396.
12. Comegna, L., et al. *Features of the shear zone found at the base of a mudslide in clay shales*. in *Proc. 57th Canadian Geotechnical Conference*. 2004. Québec City, Québec, Canada.
13. Comegna, L., L. Picarelli, and G. Urciuoli, *The mechanics of mudslides as a cyclic undrained-drained process*, in *Landslides*. 2007, Springer-Verlag. p. 217-232.
14. Comegna, L., G. Urciuoli, and L. Picarelli. *The role of pore pressure on the mechanics of mudslides*. in *Proc. 9th International Symposium on Landslides*. 2004. Rio de Janeiro.
15. Coussot, P., *Mudflow Rheology and Dynamics*. 1997: Balkema, Rotterdam.

16. Coussot, P. and C. Ancey, *Rheophysical classification of concentrated suspensions and granular pastes*. 1998. **59**(4): p. 4445-4457.
17. Coussot, P., et al., *Macroscopic vs. local rheology of yield stress fluids*. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 2009. **158**: p. 85-90.
18. Coussot, P., A.I. Leonov, and J.M. Piau, *Rheology of concentrated dispersed systems in a low molecular weight matrix*. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 1993. **46**: p. 179-217.
19. Cristescu, N.D., O. Cazacu, and C. Cristescu, *A model for slow motion of natural slopes*. Canadian Geotechnical Journal, 2002. **39**: p. 924-937.
20. Cruden, D.M. and D.J. Varnes, *Landslides types and processes*, in "Landslides. Investigation and Mitigation", *Special report 247*. 1996, National Academy Press, Washington D.C.
21. D.M.Husband, et al., *Direct measurements of shear-induced particle migration in suspensions of bimodal spheres*. Rheologica Acta, 1994. **33**: p. 185-192.
22. Desai, C.S., S. S., and F. G., *A hierarchical approach for constitutive modelling of geologic materials*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1986. **10**: p. 225-257.
23. Desai, C.S., N.C. Samtani, and L. Vulliet, *Constitutive Modeling and Analysis of Creeping Slopes*. Journal of geotechnical engineering, 1995. **121**(1): p. 43-56.
24. Desai, C.S. and D. Zhang, *Viscoplastic model for geologic materials with generalized flow rule*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1987. **11**: p. 603-620.
25. Di Benedetto, H., F. Tatsuoka, and M. Ishihara, *Time-dependent shear deformation characteristics of sand and their constitutive modelling*. Soils and foundations, 2002. **42**(2): p. 1-22.
26. Di Benedetto, H., et al., *Time effects on the behaviour of geomaterials*, in *Deformation Characteristics of Geomaterials-Di Benedetto et al. (eds)*. 2005. p. 59-123.
27. Fedá, J., *Interpretation of creep of soils by rate process theory*. Géotechnique, 1989. **39**(4): p. 667-677.
28. Fodil, A., W. Aloulou, and P.Y. Hicher, *Viscoplastic behaviour of soft clay*. Géotechnique, 1997. **47**(3): p. 581-591.
29. Garlanger, J.E., *The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress*. Géotechnique, 1972. **22**: p. 71-78.
30. Giusti, G., et al. *Kinematic features of earthflows in Southern Apennine*. in *Proc. 7th International Symposium on Landslides*. 1996. Trondheim.

31. Guerriero, G., *Modellazione sperimentale del comportamento meccanico di terreni in colata*, in *Istituto di Tenica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra (Geotecnica)*. 1995, Università degli Studi di Napoli "Federico II".
32. Guerriero, G., *Modellazione sperimentale del comportamento meccanico di terreni di colata*. 1995, Università degli Studi di Napoli Federico II, Tesi di Dottorato: Napoli.
33. Guerriero, G., L. Olivares, and L. Picarelli. *Modelling the mechanical behaviour of clay shales: some experimental remarks*. in *Colloquium mundanum*. 1995. Bruxelles.
34. Guida, D. and G. Iaccarino. *Fasi evolutive delle frane tipo colata nell'Alta Valle del F. Basento (Potenza)*. in *Studi Trentini di Scienze Naturali, Acta Geologica*. 1991.
35. Havel, F., *Creep in soft soils*, in *Geotechnical Division Departement of Civil and Transport Engineering*. 2004, Norwegian University of Science and Technology, Phd Thesis. p. 192.
36. Hicher, P.Y., *Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques*. 1985: Université, Paris VI.
37. Hungr, O., et al., *A review of the Classification of Landslides of the Flow Type*. Environmental & Engineering Geoscience, 2001. **7**(3).
38. Hutchinson, J.N., *A sliding-consolidation model for flow slides*. Canadian Geotechnical Journal, 1986. **23**: p. 115-126.
39. Iverson, R.M., *A constitutive equation for mass movement behaviour*. Journal of Geology, 1985. **93**: p. 143-160.
40. Jian-Zhong, L., P. Fang-Le, and X. Lisheng, *One-dimensional viscous behavior of clay and its constitutive modeling*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 2009. **9**(2): p. 43-51.
41. Kenney, T.C. and H.T. Chan, *Seasonal changes in groundwater pressure and stability of natural slope in varved clay*. 1977, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ont., Publication 77-01.
42. Kongkitkul, W., et al., *Modelling and simulation of rate-dependent stress-strain behaviour of granular materials in shear*. Soils and foundations, 2008. **48**(2): p. 175-194.
43. Kuwano, R. and R. Jardine, J., *A triaxial investigation of kinematic yielding in sand*. Géotechnique, 2007. **57**(7): p. 563-579.
44. Leoni, M., M. Karstunen, and P.A. Vermeer, *Anisotropic creep model for soft soils*. Géotechnique, 2008. **58**(3): p. 215-226.
45. Leroueil, S., et al., *Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of natural clays*. Géotechnique, 1985. **35**(2): p. 159-180.

46. Liingaard, M., A. Augustesen, and P.V. Lade. *Observed time dependent behavior of soils*. in *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*. 2002. Columbia University, New York, NY.
47. Liingaard, M., A. Augustesen, and P.V. Lade, *Characterization of Models for Time-Dependent Behavior of Soils*. International Journal of Geomechanics, 2004: p. 157-177.
48. Lirer, S., *Analisi sperimentale e numerica dell'interazione fra una coltre in frana ed una fila di pali*. 2003, Tesi id Dottorato, Università degli Studi di Napoli.
49. Magnin, A. and J.M. Piau, *Cone-and-plate rheometry of yield stress fluids. Study of an aqueous gel*. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 1990. **36**: p. 85-108.
50. Malet, J.P. and O. Maquaire. *Black marl earthflow mobility and long-term seasonal dynamic in Southeastern France*. in *Picarelli L.(ed), Proc. International Conference on Fast Slope Movements-Prediction and Prevention for Risk Mitigation*. 2003. Napoli.
51. Mesri, G., *Coefficient of secondary compression*. Journal of the ASCE, 1973. **99**(SM1): p. 123-137.
52. Mesri, G., et al., *Shear stress-strain-time behaviour of clays*. Géotechnique, 1981. **31**(4): p. 537-552.
53. Mesri, G. and R.M. Godlewsky, *Time and stress compressibility interrelationship*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977. **103**(GT5): p. 417-430.
54. Mitchell, J.K., R.G. Campanella, and A. Singh, *Soil Creep as a Rate Process*. ASCE journal SMFD, 1968. **94**(1).
55. Mohammad, A., *Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*. 2001, Université Joseph Fourier -Grenoble I.
56. Murayama, S., *Formulation of Stress-Strain-Time Behavior of Soils Under Deviatoric Stress Condition*. Soils and Foundations, 1983. **23**(2): p. 43-57.
57. Nawir, H., F. Tatsuoka, and R. Kuwano. *Viscous effects on the shear yielding characteristics of sand*. in *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*. 2002. Columbia University, New York, NY.
58. Nawir, H., F. Tatsuoka, and R. Kuwano, *Experimental evaluation of the viscous properties of sand in shear*. Soils and foundations, 2003. **43**(6): p. 13-31.
59. Nicol, R.J.H.a.S.K., *The Dependence of Plastic Flow Behavior of Clay Suspensions on Surface Properties*. Journal of Colloid and Interface Science, 1968. **25**(2): p. 150-159.
60. Oka, F., et al., *Step-changed strain rate effect on the stress-strain relations of clay and a constitutive modeling*. Soils and foundations, 2003. **43**(4): p. 189-202.

61. Pellegrino, A. *Studio delle colate nelle formazioni argillose strutturalmente complesse dell'Appennino Centro Meridionale*. in *Riunione annuale GNGSIG del CNR*. 1992. Roma.
62. Pellegrino, A., L. Picarelli, and G. Urciuoli. *Experiences of mudslides in Italy*. in *Proc. Int. Work on Occurrence and Mechanisms of Flow-Like Landslides in Natural Slopes and Earthfills*. 2004. Sorrento.
63. Pellegrino, A., et al. *Kinematic features of earthflows in Southern Apennines*. in *Proc. 8th International Symposium on Landslides*. 2000. Cardiff.
64. Pellegrino, A., M. Ramondini, and G. Urciuoli. *Interplay between the morphology and mechanics of mudslides: field experiences from Southern Italy*. in *Proc. 9th International Symposium on Landslides*. 2004. Rio de Janeiro.
65. Peng Fang, L., F. Tatsuoka, and M.S.A. Siddiquee. *An Energy-Based Modeling of Sand and Its Fem Application*. in *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*. 2002. Columbia University, New York, NY.
66. Picarelli, L., et al. *Properties and behaviour of tectonized clay shales in Italy*. in *Proc. 2nd Int. Symp. The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*. 1998. Napoli.
67. Picarelli, L., et al. *Structure, properties and mechanical behaviour of the highly plastic intensely fissured Bisaccia Clay Shale*. in *Proc. International Workshop Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. 2002. Singapore.
68. Picarelli, L. and C. Russo. *Remarks on the mechanics of slow active landslides and the interaction with man-made works*. in *Proc. 9th International Symposium on Landslides*. 2004. Rio de Janeiro.
69. Picarelli, L., C. Russo, and A. Mandolini. *Long-term movements of an earthflow in tectonized clay shales*. in *Int. Symp. Slope Stability Engineering: Geotechnical and Geoenvironmental aspects*. 1999. Matsuyama.
70. Picarelli, L., C. Russo, and G. Urciuoli. *Modelling earthflow based on experiences*. in *Proc. 11th Europ. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1995. Copenhagen.
71. Picarelli, L., C. Russo, and G. Urciuoli. *Mechanics of slope deformation and rupture in stiff clays and clay shales as a consequence of cycling pore pressures*. in *Proc. 8th Int. Symp. on Landslides*. 2000. Cardiff.
72. Picarelli, L., et al., *Main features of mudslides in tectonized highly fissured clay shales*, in *Landslides*. 2005, Springer-Verlag. p. 15-30.
73. Picarelli, L., et al., *Main features of mudslides in tectonized highly fissured clay shales*, in *Landslides*, E.S. Verlag, Editor. 2005.
74. Robertson, P.K., Y.P. Vaid, and R.G. Campanella, *Strain Rate Behavior of Saint-Jean-Vianney Clay*. *Canadian Geotechnical Journal*, 1979. **16**(1).

75. Russo, C., *Caratteri evolutivi dei movimenti traslativi e loro interpretazione meccanica attraverso l'analisi numerica*. 1997, Tesi di Dottorato. Università degli Studi di Napoli Federico II.
76. Sabatino, M., *Resistenza mobilitata in una colata in Argille Varicolori: sperimentazione in laboratorio e back-analysis*. 2004, Tesi di Laurea. Università degli Studi di Napoli.
77. Saito, M. *Forecasting time of slope failure by tertiary creep*. in *Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1969. Montreal.
78. Samtani, N.C., C.S. Desai, and L. Vulliet, *An interface model to describe viscoplastic behavior*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1996. **20**: p. 231-252.
79. Sekiguchi, H., *Theory of Undrained Creep Rupture of Normally Consolidated Clay based on Elasto-Viscoplasticity*. Soils and Foundations, 1984. **24**(1): p. 129-147.
80. Sheng, D., et al., *Effects of End Restraint and Strain Rate in Triaxial Tests*. Computers and Geotechnics, 1997. **21**(3): p. 163-182.
81. Siddiquee, M.S.A., F. Tatsuoka, and T. Tanaka, *Fem Simulation of the Viscous Effects on the Stress-Strain Behaviour of Sand in Plane Strain Compression*. Soils and Foundations, 2006. **46**(1): p. 99-108.
82. Singh, A. and J.K. Mitchell. *Creep potential and rupture of soils*. in *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1969. Mexico.
83. Tatsuoka, F., et al., *Various viscosity types of geomaterials in shear and their mathematical expression*. Soils and foundations, 2008. **48**(1): p. 41-60.
84. Tatsuoka, F., et al., *Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation*. Soils and foundations, 2002. **42**(2): p. 103-129.
85. Tavenas, F. and S. Leroueil. *Effects of stress and time on yielding of clay*. in *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1977. Tokyo.
86. Tavenas, F. and S. Leroueil, *Creep and failure in slopes in clays*. Canadian Geotechnical Journal, 1981. **18**(1): p. 106-120.
87. Tavenas, F., et al., *Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay*. Canadian Geotechnical Journal, 1978. **15**: p. 402-423.
88. Ter-Stepanian, G., *Creep of clay during shear and its rheological model*. Géotechnique, 1975. **25**(2): p. 299-320.
89. Terzaghi, C., *The static rigidity of plastic clays*. *Journal of Rheology*, 1931. **2**(253-262).

90. Torrance, J.K., *Shear resistance of remoulded soils by viscometric and fall-cone methods: a comparison for the Canadian sensitive marine clays*. Canadian Geotechnical Journal, 1987. **24**: p. 318-322.
91. Urciuoli, G. *Permeabilità di argilliti a scaglie*. in *Atti della Conferenza "Il ruolo dei fluidi nei problemi di Ingegneria Geotecnica"*. 1994.
92. Urciuoli, G. *Pore pressures in unstable slopes constituted by fissured clay shales*. in *Proc 2nd Int. Symp. on The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*. 1998. Napoli.
93. Vaid, Y.P. and R.G. Campanella, *Time-dependent behaviour of undisturbed clay*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977. **103**(GT7): p. 693-709.
94. Van Asch, T.J.W. and P.M.B. Van Genuchten, *A Comparison between Theoretical and Measured Creep Profiles of Landslides*. Geomorphology, 1989. **3**: p. 45-55.
95. Van Baars, S. *Viscous Soft-Soils Modeling*. in *Geo-Denver*. 2007.
96. Vermeer, P.A. and H.P. Neher. *A soft soil model that accounts for creep*. in *Beyond 2000 in computational geotechnics-10 years of PLAXIS international*. 1999. Amsterdam/The Netherlands.
97. Vermeer, P.A., D.F.E. Stolle, and P.G. Bonnier, *From the classical theory of secondary compression to modern creep*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1997. **4**: p. 2469-2478.
98. Vulliet, L., *Modélisation des pentes naturelles en mouvement*. 1986, Thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne pour l'obtention du titre de docteur ès sciences techniques: Lausanne.
99. Vulliet, L., *Three families of models to predict slowly moving landslides*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1997: p. 277-284.
100. Vulliet, L. and C.S. Desai. *Viscoplasticity and finite elements for landslides analysis*. in *Proc. XIIth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* 1989. Rio de Janeiro, Brazil.
101. Vulliet, L., N.C. Samtani, and C. Desai. *Material parameters for an elasto-viscoplastic law*. in *Proc. 10th ECSMFE*. 1991. Firenze, Italy.
102. Wedage, A.M.P., N.R. Morgenstern, and D.H. Chan, *A strain rate dependent constitutive model for clay at residual strength*. Canadian Geotechnical Journal, 1998. **35**: p. 364-373.
103. Wood, D.M., *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. 1990: Cambridge University Press.
104. Yin, J.H., J.G. Zhu, and J. Graham, *A new elastic-viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification*. Canadian Geotechnical Journal, 2002. **39**: p. 157-173.

105. Zhang, D.M., P.Y. Hicher, and H.W. Huang, *Time-dependent stress-strain behavior of natural soft clay*, in *Deformation Characteristics of Geomaterials*. 2003, Swets & Zeitlinger: Lisse.
106. Zhong, L.J., L. Peng Fang, and X. Lisheng, *One-dimensional Viscous Behavior of Clay and Its Constitutive Modeling*. *International Journal of Geomechanics*, 2009. **9**(2): p. 43-51.