
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA GEOTECNICA



Dottorato di Ricerca in
INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI
XVIII Ciclo

MARIA CLAUDIA ZINGARIELLO

**Progettazione, messa a punto e primi
risultati di un modello fisico di pendio**

novembre 2006

Relatore

Prof. Ing. Filippo Vinale

Coordinatore

Prof. Ing. Federico Mazzolani

A Gino e Imma
Ad Antonio e Ilaria
A Luigi

INTRODUZIONE

Il lavoro svolto nel corso del dottorato è finalizzato allo sviluppo e alla messa a punto di un nuovo prototipo di pendio artificiale in vera grandezza per simulare colate rapide di fango in terreni piroclastici.

Le colate rapide sono dei movimenti di terra repentini in cui il corpo di frana è dotato di una notevole energia di impattato e può percorrere distanze elevate. Usualmente la velocità di una colata dipende non solo dalle caratteristiche morfologiche del versante, ma anche dalla granulometria del terreno coinvolto e dal contenuto d'acqua del corpo di frana.

Nella regione Campania si sono verificati spesso eventi di colata rapida. Nell'ultimo decennio alcuni di essi hanno interessato i comuni di Sarno, Siano, Bracigliano e Quindici determinando ingenti danni al tessuto urbano e alle infrastrutture, provocando numerose perdite di vite umane. L'enorme potere distruttivo di questi eventi è relazionato alle grandi quantità del materiale coinvolto proveniente da più zone di uno stesso versante, e ad un elevato contenuto d'acqua del terreno fornito da importanti eventi piovosi che hanno preceduto l'evento. La massa in frana era dotata un'energia elevata che le ha permesso di percorrere grandi distanze e investire aree estese. A seguito di questi eventi molti studi sono stati promossi per analizzare i fattori che regolano l'innesco e la propagazione di questi movimenti franosi.

L'attività svolta nel corso di questo dottorato è parte integrante di un analogo progetto di ricerca (PON) dal titolo: "Sistema di monitoraggio, controllo ed informazione per la gestione attiva della sicurezza di un'infrastruttura autostradale". Il progetto è stato sviluppato dalla Società Autostrade Meridionali (SAM) in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) ed il Dipartimento di Scienze Fisiche (DSF) dell'Università di Napoli Federico II, ed è stato programmato a seguito degli eventi di colate rapide di fango che negli ultimi anni hanno interessato la sede dell'Autostrada Napoli-Salerno A3 nel tratto compreso tra Nocera e Salerno (Km 35-50 - località San Pantaleone).

Lo scopo generale della sperimentazione su prototipo è quello di caratterizzare alcune delle variabili fisiche che concorrono all'innesco di fenomeni di colata rapida

per capire quali sono i meccanismi che regolano il movimento franoso sia nella fase di innesco, sia nella fase post-rottura.

Sulla base delle conoscenze attuali, i fenomeni di colata rapida si verificano quando fattori di natura fisica e fattori di natura morfologica si combinano in modo sfavorevole. In particolare sembra che i fenomeni si inneschino e si sviluppino se:

- i materiali sono per lo più di origine piroclastica e detritica
- la porosità dell'aggregato è elevata (alcuni Autori sostengono superiore al 60%)
- il contenuto d'acqua è elevato, abbastanza prossimo al valore di saturazione
- le pendenze del versante sono significative.

Porosità elevate consentono al terreno di assorbire quantità d'acqua maggiori, proporzionali al volume dei pori disponibile. Questo fa sì che in fase post-rottura, quando il terreno perde la propria struttura, il suo peso viene completamente trasferito all'acqua ed il materiale assume una consistenza simile a quella di un fluido viscoso.

Il prototipo di pendio è stato realizzato con lo scopo di approfondire il fenomeno in condizioni abbastanza controllate, pertanto deve consentire:

- la simulazione di eventi reali di colate nella fase di innesco
- l'osservazione della fase post-rottura
- la misura dell'evoluzione delle grandezze fisiche significative correlate al fenomeno ed indicate dalla letteratura.

Per capire meglio le realtà del fenomeno studiato e quali sono i range di variabilità di alcune grandezze fisiche di interesse, lavori preliminari sono stati indirizzati, al monitoraggio in sito di tali variabili, ad attività di laboratorio sui terreni piroclastici e allo studio di colate pregresse che hanno interessato alcune aree della regione Campania.

Sono state installate delle stazioni di misura per la misura dell'evoluzione nel tempo delle variabili meteorologiche (altezze di pioggia, temperatura, pressione atmosferica, umidità relativa, velocità e direzione del vento), contenuto d'acqua e suzione lungo due versanti interessati negli ultimi anni da eventi di colata.

Nell'attività sperimentale in laboratorio sono state determinate le caratteristiche geotecniche delle coltri piroclastiche (granulometria e proprietà indice) e sono state effettuate prove di ritenzione idrica per valutare le variazioni di contenuto d'acqua

assunte al variare della suzione. Le prove sono state realizzate in un edometro a suzione controllata tipo Wissa modificato per questa sperimentazione.

Le informazioni ottenute da queste attività complementari sono state utilizzate anche in fase di messa a punto del modello fisico di pendio e di realizzazione di prime prove per interpretare l'evoluzione della suzione e delle variazioni di contenuto d'acqua del campione registrate durante la simulazione delle colate.

La tesi si articola in quattro capitoli:

nel **capitolo I** vi è la descrizione dei siti in cui sono state installate le stazioni meteorologiche complete di strumenti per la misura della suzione (tensiometri e termocoppie) e delle variabili ambientali (l'altezze di pioggia, temperatura e umidità dell'aria, pressione e velocità e direzione del vento). L'installazione è stata preceduta da una serie di indagini preliminari per determinare la morfologia dei versanti e le caratteristiche fisiche intrinseche delle coltri piroclastiche. Tali informazioni sono state utilizzate anche per individuare lo stato rappresentativo delle coltri da riprodurre sul modello fisico di pendio;

nel **capitolo II** viene riportata la caratterizzazione geotecnica di base del terreno utilizzato per effettuare le prove sul modello fisico. Vi sono, inoltre, i risultati ottenuti da prove effettuate in laboratorio per determinare la curva caratteristica del materiale. Le prove di ritenzione idrica sono state effettuate utilizzando un'edometro a suzione controllata tipo Wissa modificato in questa sperimentazione per eseguire prove di ritenzione idrica a carico controllato e a indice dei vuoti costante;

nel **capitolo III** vi è una descrizione dettagliata dell'insieme di attrezzature realizzate per la sperimentazione su colate in vera grandezza: modello fisico di pendio, sistema di deposizione pluviale, sistema pioggia, sistemi di misura degli spostamenti, celle di carico e tensiometri;

nel **capitolo IV** sono descritte le procedure sperimentali individuate nella fase di messa a punto delle attrezzature. Le procedure riguardano la realizzazione della prova, le fasi di trattamento del terreno prima e dopo la prova e le modalità di ricostruzione del campione sul pendio artificiale. Successivamente vi è una descrizione delle prove realizzate e dei primi risultati sperimentali ottenuti;

nel **capitolo V** sono riportati, infine, le considerazioni conclusive nonché gli sviluppi futuri della ricerca.

In appendice vi sono quattro allegati:

nell'**allegato A** viene fornita una descrizione del fenomeno oggetto di studio in base a quanto riportato in letteratura. Dopo un primo approccio di tipo geo-morfologico, il fenomeno viene inquadrato dal punto di vista geotecnico e idraulico soffermandosi sui meccanismi di innesco. L'approccio utilizzato per l'interpretazione della fase di innesco è quello fornito dalla teoria della liquefazione. Per quanto attiene invece, la descrizione delle condizioni idrauliche nel terreno si fa riferimento alla teoria del comportamento idromeccanico dei terreni parzialmente saturi. Infine sono stati riportati alcuni risultati ottenuti da sperimentazioni realizzate in canaletta già presenti in letteratura. Si tratta di studi in cui si è cercato di simulare eventi di colate per analizzare le fasi di innesco e di propagazione;

nell'**allegato B** è riportato una sintesi di quanto raccolto in letteratura sulla tecnica di deposizione pluviale utilizzata per ricostruire il campione di terreno sul modello fisico di pendio;

nell'**allegato C** è riportata l'esperienza di laboratorio effettuata su due tensiometri tipo jet-fill per valutare la loro risposta nei terreni piroclastici caratteristici dei siti dove sono state installate le stazioni di monitoraggio;

nell'**allegato D** sono descritti i diversi strumenti ad oggi disponibili per la misura diretta e/o indiretta della suzione e del contenuto d'acqua, inoltre, e le diverse tecniche e attrezzature sviluppate per determinare la curva caratteristica dei terreni in condizione di parziale saturazione.

Capitolo I. ATTIVITÀ DI MONITORAGGIO IN SITO

I.1 Siti di interesse

Gli eventi di colate rapide di fango hanno più volte interessato le coltri di materiale piroclastico che rivestono alcuni versanti della regione Campania. Questi terreni si sono formati a seguito delle eruzioni del complesso vulcanico Somma-Vesuvio, in cui le nubi di cenere piroclastica hanno investito diverse aree della regione depositando il materiale su di un substrato di natura calcarea (Figura I. 1 a).

Le coltri si presentano oggi come strati alternati di materiali diversi (Figura I. 1 b), ad esempio ceneri e pomici sempre di natura piroclastica, frammisti a ghiaia calcarea trasportata nella matrice piroclastica durante eventi franosi pregressi. Gli spessori in genere non superano i 2 metri ed hanno un valore medio di circa un metro.

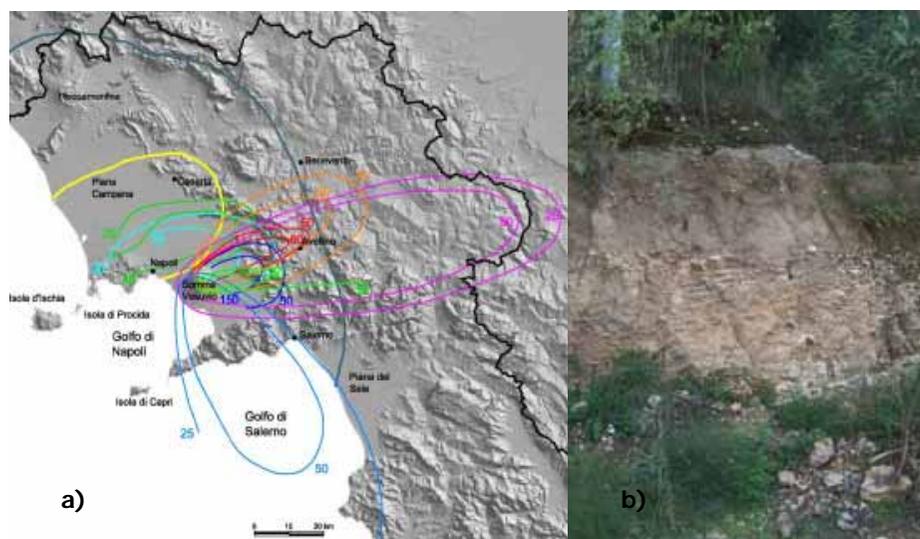


Figura I. 1. a) aree investite dalle nubi di ceneri piroclastiche durante le eruzioni del complesso vulcanico Somma-Vesuvio; b) esempio di coltri piroclastiche (Nocera, località San Pantaleone).

Le porosità delle coltri sono molto elevate, in alcuni casi possono raggiungere valori superiori al 60%. Il grado di saturazione di solito è inferiore all'unità e varia durante l'anno in funzione della stagione. La stabilità delle coltri su versanti con pendenze elevate, superiori allo stesso angolo di attrito del materiale, può essere ricondotta proprio allo stato di parziale saturazione in cui si trova il terreno. L'insacco dei fenomeni di colata è pertanto più probabile nei periodi dell'anno più piovosi in cui il grado di umidità del terreno raggiunge valori prossimi alla saturazione. In questo caso eventi meteorici con durate e intensità considerevoli possono determinare un incremento repentino del grado di saturazione e di carico agente sulle coltri e indurre conseguenti fenomeni di instabilità.

Nell'ultimo decennio sono stati promossi diversi studi sulle colate in Campania (Pellegrino, 1998; Scotto di Santolo, 2000; Olivares et al., 2003; Fenelli & Scotto di Santolo, 2001) a seguito di eventi che hanno investito zone, in particolare delle province di Napoli e Salerno, con conseguenze gravi non solo per le infrastrutture, ma soprattutto in termini di vite umane.

Anche il contributo fornito con questa tesi di dottorato rientra in una più ampia ricerca promossa dalla Società Autostrade Meridionali (SAM), gestore dell'autostrada A3 Napoli Salerno, in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) ed il Dipartimento di Scienze Fisiche (DSF) dell'Università di Napoli Federico II, per la gestione della sicurezza di infrastrutture stradali nei confronti di frane da colata. Questo progetto nasce dall'esigenza di garantire la sicurezza del tratto autostradale, e con esso l'incolumità dell'utenza, tra Nocera e Salerno (Km 35-50 - località San Pantaleone). Lungo tale percorso l'autostrada attraversa una zona pedemontana i cui versanti sono ricoperti da coltri di materiale piroclastico che più volte in passato hanno dato origine a colamenti (Figura I. 2).



Figura I. 2. Zona pedemontana lambita dal tratto autostradale della A3 nei km 35-50.



Figura I. 3. Collina di San Pantaleone a seguito della colata del gennaio 1997.



Figura I. 4. Colata rapida del 4 marzo 2005 (Nocera).

Nel gennaio del 1997 una colata è partita dalla collina di San Pantaleone ha investito e superato il tratto autostradale raggiungendo alcune abitazioni del comune di Nocera e causando la morte di un automobilista (Figura I. 3). Più di recente lo

stesso versante è stato oggetto di un altro episodio di colamento (Figura I. 4), in questo caso la massa in movimento non ha interessato il tratto autostradale, ma i danni sono stati comunque considerevoli e due persone hanno perso la vita.

Nello stesso periodo una colata ha interessato il tratto della tangenziale di Napoli in prossimità dell'uscita della galleria Solfatara in direzione Pozzuoli, occludendo l'intero tratto (Figura I. 5).



Figura I. 5. Colata marzo 2005 tangenziale di Napoli, uscita galleria Solfatara direzione Pozzuoli.

Le tre situazioni presentate sono state oggetto di un'indagine preliminare per identificare le caratteristiche geomorfologiche dei versanti e le caratteristiche del materiale coinvolto, al fine di individuare uno schema preliminare su cui sviluppare il modello fisico di pendio. Inoltre, in prossimità dei luoghi di interesse, sono state posizionate stazioni di misura dei parametri ambientali tra cui l'altezza di pioggia e la misura della suzione in punti significativi prossimi alla frana. Le informazioni desunte dall'attività di monitoraggio in sito, insieme a quanto già appreso da studi di letteratura, sono state un valido supporto in fase di progettazione del prototipo di pendio per stabilire l'entità delle piogge da simulare e gli strumenti di misura da utilizzare per il monitoraggio delle variazioni di suzione e contenuto d'acqua e all'interno del campione.

I.1.1 San Pantaleone

La collina di San Pantaleone insiste sul tratto autostradale in prossimità dell'uscita di Nocera Inferiore. Lungo il versante vi è una strada che porta alla casa di cura Villa

dei Fiori. La colata del 1997 (Figura I. 3) si è staccata da uno degli ultimi tornanti della strada, oggetto in quel periodo di lavori di costruzione di muri di contenimento. Lo schema geometrico del versante e le relative stratigrafie prima e dopo la frana, sono riportate in Figura I. 6.

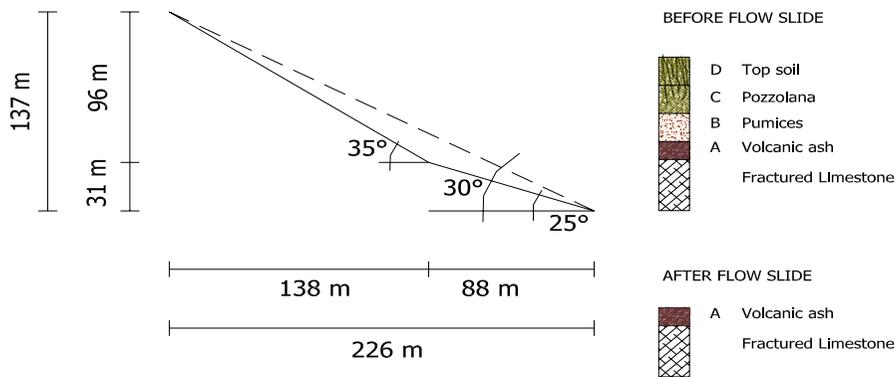


Figura I. 6. Schema del profilo seguito dalla colata di San Pantaleone (gennaio 1997) e stratigrafie del terreno prima e dopo l'evento franoso (Pellegrino, 1998).

Il materiale è stato prelevato in più punti del versante per definire il fuso granulometrico del terreno (ASTM D421-85, ASTM D422-63, ASTM D1140-00) ed effettuare alcune misure dell'indice dei vuoti e del contenuto d'acqua in momenti successivi.

Come si evince dalla Figura I. 7 la percentuale di fine cambia notevolmente nelle granulometrie realizzate sui terreni prelevati a monte (linee a tratto continuo), rispetto a quelle relativi al materiale prelevato a valle (linee tratteggiate). Nel primo caso la matrice sabbiosa è predominante rispetto a quella fine, mentre nel secondo caso prevale la componente limosa. Questo è concorde con quanto detto nell'allegato A riguardo lo scambio di materiale durante il moto tra la massa in frana e la superficie di scorrimento. A causa della riduzione di velocità, il flusso perde le particelle più grossolane prima di arrestarsi, mentre le particelle più fini rimangono in sospensione per depositarsi poi nella zona di accumulo.

Il materiale franato è una sabbia limosa debolmente ghiaiosa. Il peso specifico γ_s del terreno è pari a 2.66 g/cm^3 (ASTM D854-02, ASTM D2217 -85). Da ulteriori analisi è emerso che la plasticità del terreno è praticamente assente ad esclusione del materiale di valle in cui la maggior percentuale di fino ha permesso di individuare un indice di plasticità non nullo pari a $I_p = 10.9\%$, ottenuto dalla differenza tra il limite liquido $w_L = 45.11\%$ e limite di plasticità $w_P = 34.20\%$ (ASTM D4254-00, ASTM D4318-00). È stata riscontrata, inoltre, una discreta presenza di materiale organico (5%).

Nella carta di plasticità la frazione a grana fine del materiale rientra nella categoria dei limi organici e limi inorganici di media plasticità (vedi Figura I. 8).

Al fine di individuare l'indice di densità minimo è stata utilizzata la tecnica standard ASTM D4254-00 ottenendo un e_{\max} pari a 1.65, a cui corrisponde una porosità del 62% circa.

Nella fase di individuazione delle possibili tecniche di preparazione dei provini è stata ottenuta la curva di compattazione con la tecnica del Proctor Standard (D698-00) da cui è emerso un valore del contenuto d'acqua all'ottimo pari a circa 31% (Figura I. 9).

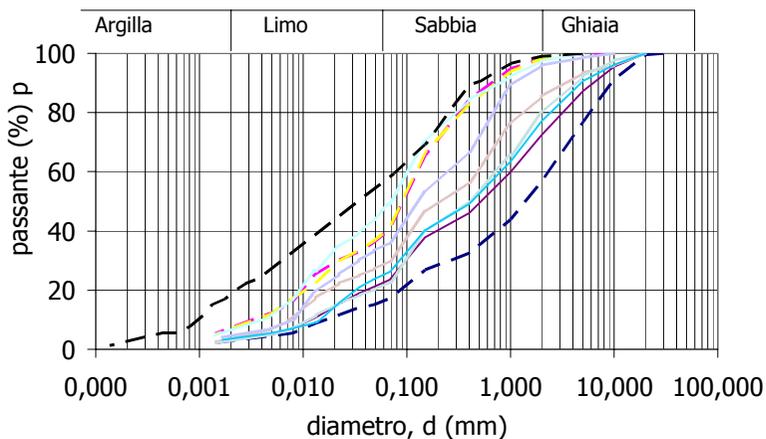


Figura I. 7. Fuso granulometrico della collina di San Pantaleone.

Nelle Figura I. 10 e Figura I. 11 sono riportate alcune misure di densità e contenuto d'acqua del terreno in sito. Le misure sono state effettuate rispettivamente a valle e

a monte del versante in periodi differenti. In particolare, il materiale a monte è stato prelevato a seguito di un periodo piovoso e presenta un contenuto d'acqua più elevato ed una densità molto bassa, inferiore a quella minima ricavata in laboratorio. Comunque, in entrambi i casi il terreno risulta poco addensato.

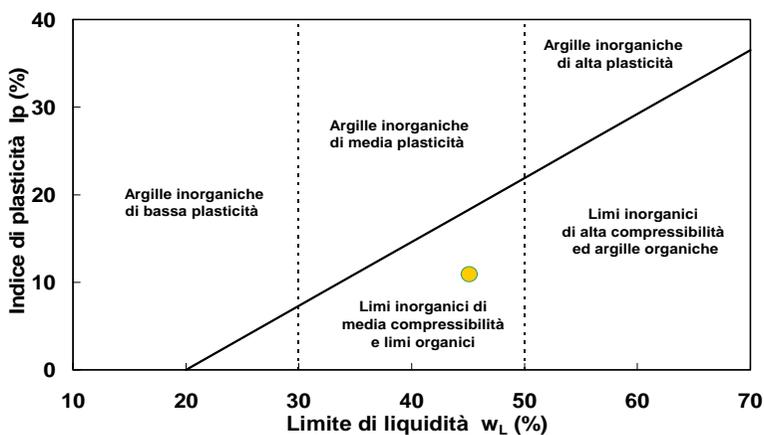


Figura I. 8. Carta di Plasticità.

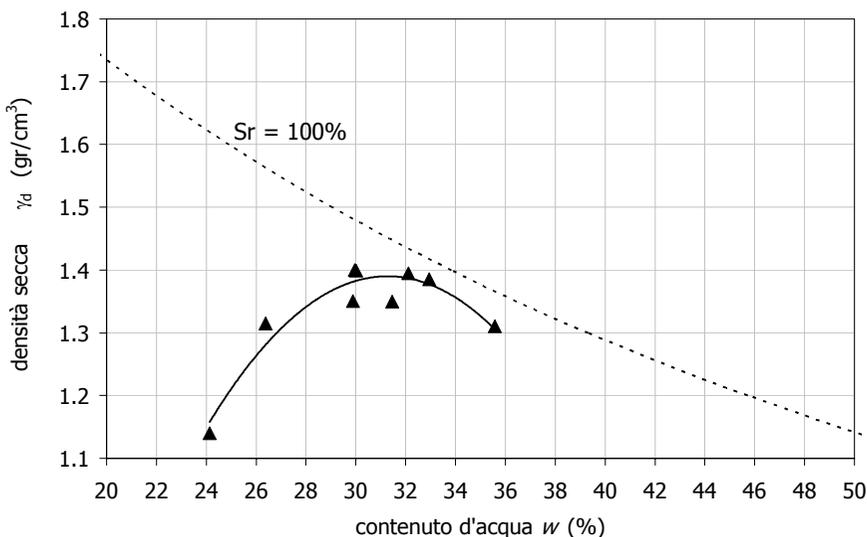


Figura I. 9. Curva proctor.

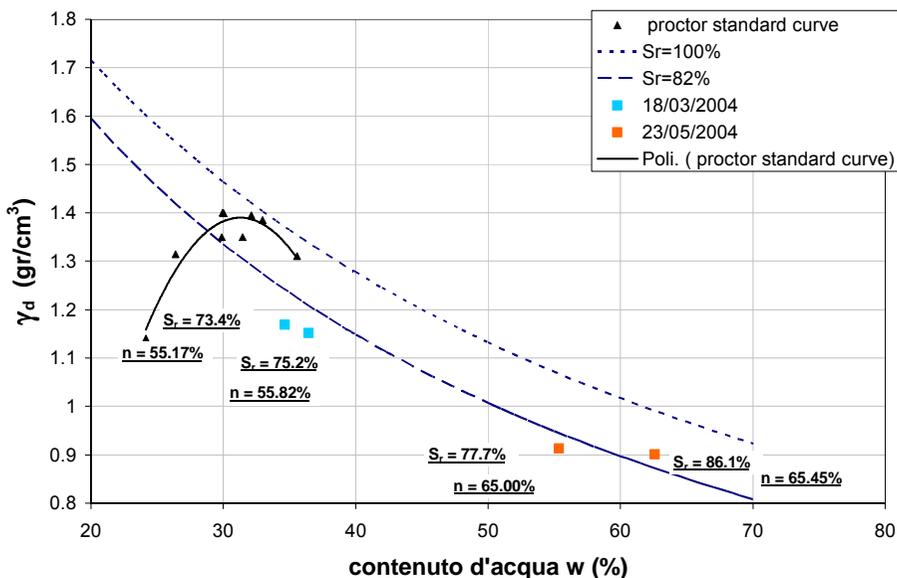


Figura I. 10. Alcune caratteristiche misurate in sito.

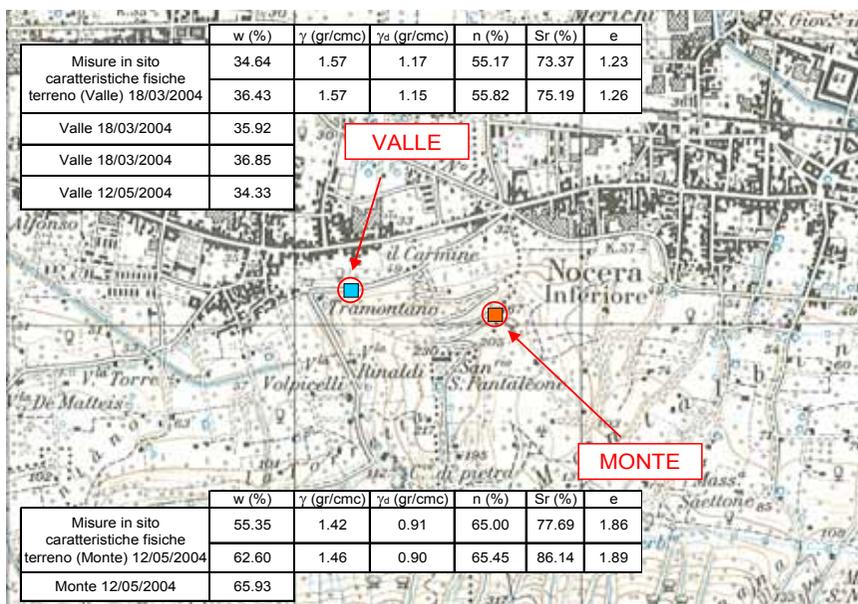


Figura I. 11. Prelievo campioni in sito per la misura della porosità e contenuto d'acqua in località San Pantaleone.

I.1.2 Nocera

L'ultima frana che ha interessato la zona pedemontana della cittadina di Nocera si è verificata il 4 marzo del 2005 a seguito di forti precipitazioni che hanno interessato l'area per diversi giorni. In concomitanza dell'evento due pluviometri installati in zona hanno rilevato 208 mm a Cava dei Tirreni e 107 mm a Nocera Inferiore in meno di 24 ore, ossia più della metà della pioggia che cade nell'intero mese di marzo.

Lo schema geometrico ed il profilo altimetrico del pendio sono riportati rispettivamente in Figura I. 12 e in Figura I. 13. La pendenza del versante α_1 è di circa 24° , mentre la zona di arresto ha una pendenza α_2 di poco inferiore ai 5° . Complessivamente la distanza di estensione α così come definita nel paragrafo I.2, è pari a 15° , valore relativamente basso ma non inusuale per eventi di colata. La frana ha investito le poche abitazioni presenti ai piedi del versante.

In Figura I. 14 sono riportate le curve granulometriche ottenute su materiale prelevato sia lungo la frana sia in punti prossimi ad essa.

L'ampiezza del fuso granulometrico del materiale intatto (curve a linea continua) evidenzia una forte variazione delle componenti sabbiosa e ghiaiosa. La percentuale di terreno fine, per lo più di tipo limoso, risulta invece, molto contenuta, il che giustifica la plasticità pressoché nulla ($I_p \approx 0$) riscontrata dalla determinazione dei limiti di Atterberg.

Il materiale prelevato lungo la zona interessata dalla frana (curve a linea tratteggiata) è in prevalenza di tipo sabbioso, ad eccezione del terreno più superficiale

I campioni di terreno analizzati sono stati prelevati a distanza di pochi mesi dall'evento.

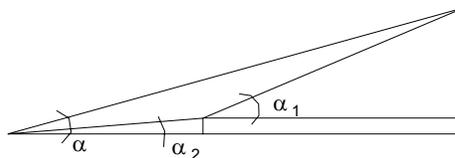


Figura I. 12. Schema geometrico del versante interessato dalla frana di Nocera.

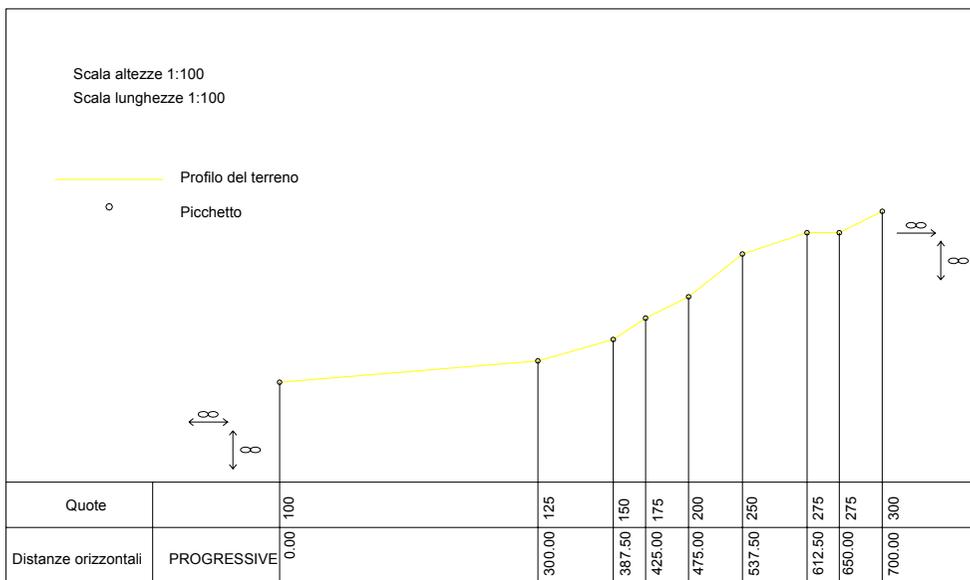


Figura I. 13. Profilo altimetrico del versante interessato dalla frana di Nocera.

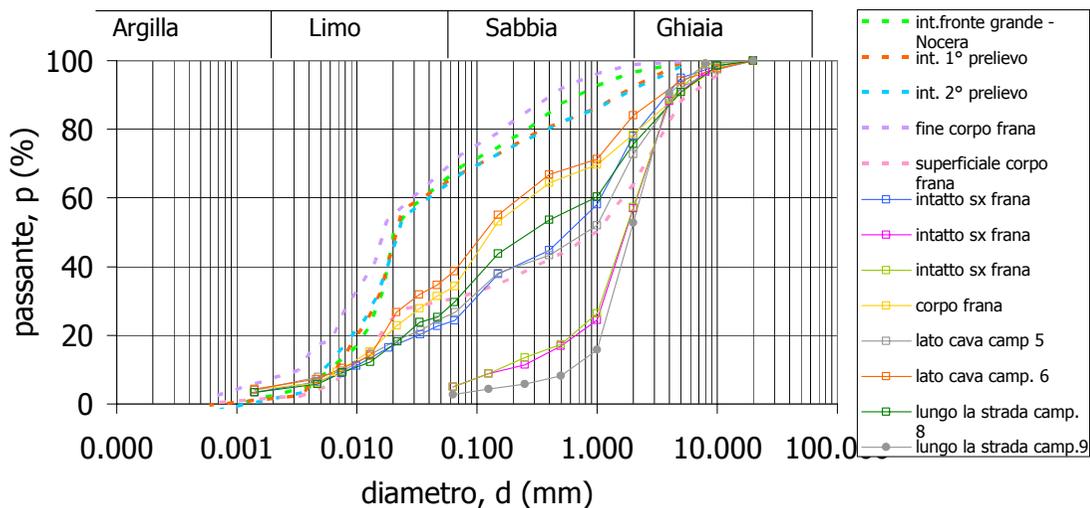


Figura I. 14. Fuso granulometrico del terreno prelevato lungo la frana di Nocera.

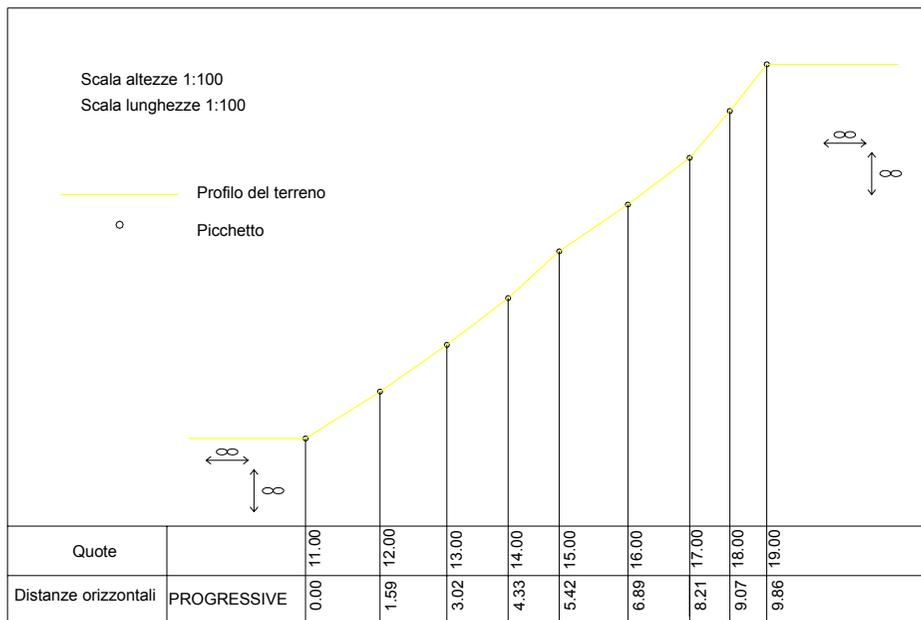


Figura I. 15. Profilo altimetrico del versante.

I.1.3 Tangenziale di Napoli, galleria Solfatarata

In concomitanza con la frana di Nocera, un altro evento franoso ha interessato la sede stradale della tangenziale di Napoli in prossimità dell'uscita della galleria Solfatarata, direzione Pozzuoli. L'altezza del versante che affaccia sulla strada è dell'ordine dei 10 m. La natura litostatica del luogo è caratterizzata sempre da un substrato roccioso ricoperto da una coltre piroclastica dello spessore dell'ordine del metro. La tipologia dei terreni coinvolti è del tutto simile a quelli descritti in precedenza.

In Figura I. 15 sono riportati alcuni dettagli della morfologia del luogo. Date le esigue dimensioni della zona interessata dal dissesto, i volumi di terreno coinvolti sono ridotti, tuttavia a causa della morfologia del luogo che presenta una pendenza media prossima ai 40°, la colata ha investito l'intera sede stradale creando non pochi problemi (vedi Figura I. 5).

A seguito dell'evento, è stata installata una stazione di monitoraggio dei parametri ambientali: altezza di pioggia, velocità e direzione del vento, umidità e temperatura

dell'aria, pressione barometrica. La stazione meteo è stata implementata con ulteriori sensori utilizzati per monitorare la pressione negativa dell'acqua di porosità, nei terreni in condizione di parziale saturazione.

Il sistema e i dati da esso forniti, saranno descritti in dettaglio nei prossimi paragrafi, insieme ad un sistema analogo installato successivamente (giugno 2006) sulla collina di San Pantaleone.

I. 2. Sistema di monitoraggio in sito

L'attività di monitoraggio in sito è stata sviluppata per controllare in continuo le condizioni di parziale saturazione del terreno attraverso misure dirette e/o indirette delle grandezze che regolano e controllano il contenuto d'acqua del terreno. Pertanto è stato messo a punto un complesso di attrezzature che consente le seguenti misure:

- 1 - variabili meteorologiche (altezza di pioggia, pressione barometrica, velocità e direzione del vento, temperatura e umidità dell'aria);
- 2 - misure dirette di suzione (pressione negativa dell'acqua di porosità);
- 3 - misure indirette del potenziale idrico per la stima del contenuto d'acqua.

La prima stazione di monitoraggio è stata installata in prossimità della frana che ha interessato la tangenziale di Napoli poche settimane dopo il verificarsi dell'evento (vedi Figura I. 5 e Figura I. 16). La configurazione del sistema è composta da:

- N. 1 stazione meteorologica che comprende un barometro per la misura della pressione, un telepluviometro a bascula per la misura dell'altezza di pioggia, un anemometro per la misura della velocità del vento, un sensore per la misura della temperatura e dell'umidità relativa;
- N. 1 stazione tensiometrica per la misura diretta della suzione mediante l'installazione di un massimo di N. 5 tensiometri convenzionali Soil Moisture del tipo jet-fill.

Le due stazioni sono tra loro indipendenti e sono fornite ciascuna di una centralina di raccolta dati a cui sono stati collegati rispettivamente gli strumenti per la misura delle variabili meteorologiche e i soli tensiometri installati. L'acquisizione delle letture avviene in digitale e viene memorizzata con una cadenza temporale di 15 minuti. Le due centraline sono dotate di un sistema radio che le mette in comunicazione tra

loro, in questo modo i dati vengono registrati sul datalogger della prima centralina, che ha una capacità maggiore, ed è collegato ad un sistema GSM per la trasmissione dei dati via modem. Il sistema radio consente di posizionare le due stazioni anche in punti diversi posti ad una distanza in linea d'aria non superiore ad 1 km circa, purché non vi siano ostacoli fisici, come ad esempio alberi o costruzioni, che ostacolano la comunicazione. Per garantire il corretto posizionamento della centralina senza vincolare la scelta dei punti di installazione dei tensiometri, i sensori sono stati dotati di cavi di collegamento lunghi 20 m.

La trasmissione via modem consente di acquisire le misure giornalmente senza la necessità di recarsi al sito di ubicazione della stazione di monitoraggio. Le misure sono acquisite su PC mediante il programma LOGGERNET, che permette di collegarsi alla centralina principale e scaricare i dati.

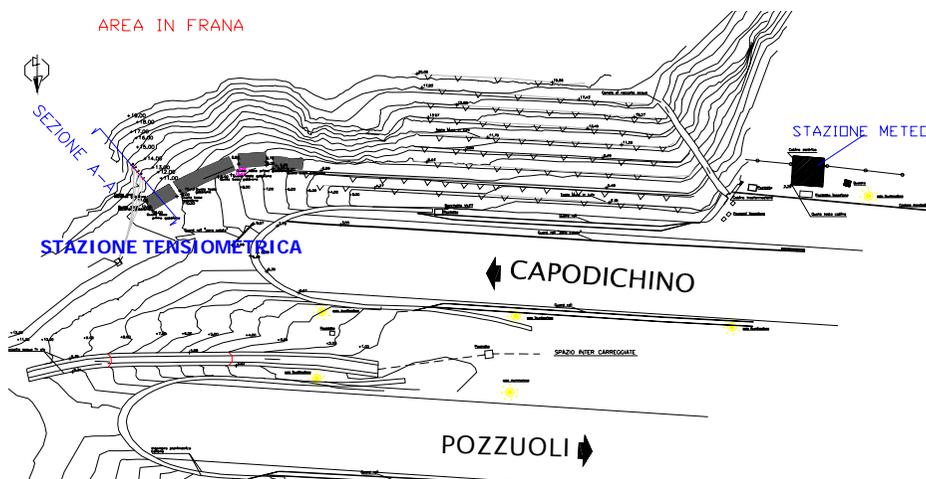


Figura I. 16. Disposizione delle stazioni meteo e tensiometriche in prossimità dell'area coinvolta dalla frana lungo la tangenziale di Napoli (sezione A-A).

L'alimentazione delle due centraline è affidata ad una batteria collegata ad un sistema di alimentazione che sfrutta l'energia raccolta da un pannello solare. In questo modo è possibile mantenere il livello di carica della batteria per periodi di tempo sufficientemente lunghi.

In alternativa, se presente, è possibile collegare le apparecchiature direttamente alla linea elettrica.

Nonostante l'acquisizione dei dati avvenga via modem, è necessario effettuare periodicamente un sopralluogo per verificare la saturazione della camera di misura dei tensiometri ed effettuare all'occorrenza le operazioni di spurgo dell'aria dalla camera. In genere è sufficiente recarsi in sito ogni una o due settimane in funzione dei valori di suzione letti nel periodo e delle condizioni climatiche.

Lo schema riassuntivo della configurazione di questo sistema di monitoraggio è riportato in Figura I. 17.

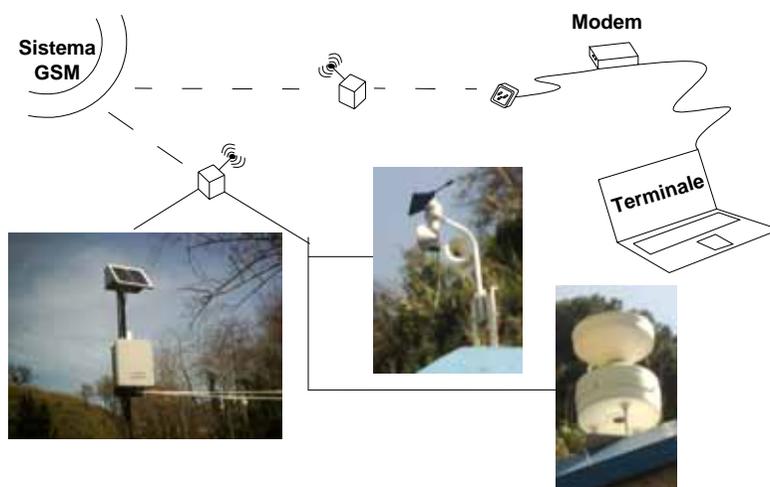


Figura I. 17. Sistema di trasmissione dei dati della stazione di monitoraggio e alcuni particolari della centralina collegata ai tensiometri, del sistema di alimentazione fotovoltaico, anemometro e telepluviometro

La figura sottostante raffigura un particolare della stazione meteo installata sulla tangenziale di Napoli, e del pluviometro ad essa collegato. In questo caso è stato possibile collegare la centralina direttamente alla linea elettrica sfruttando la cabina elettrica presente in prossimità della galleria.

Una seconda stazione di misura è stata installata vicino ai dissipatori in cls costruiti ai piedi del versante della collina di San Pantoleone per smorzare l'energia cinetica di una nuova eventuale colata. L'intero sistema è stato installato a distanza di un

anno dalla prima, pertanto è stato possibile ottimizzare la configurazione del nuovo sistema di misura in funzione delle caratteristiche del sito e in base alle esperienze maturate nel corso dell'attività di monitoraggio.

A differenza della prima, la seconda stazione è di tipo misto in quanto dotata di un'unica centralina provvista di un'espansione, un multiplexer, per l'acquisizione di tutti i sensori installati (vedi Figura I. 19) ovvero i sensori meteorologici e gli strumenti di misura della suzione.

La parte del sistema relativa al monitoraggio dei parametri meteorologici è del tutto simile a quella descritta in precedenza e comprende un barometro per la misura della pressione, un telepluviometro a bascula per la misura dell'altezza di pioggia, un anemometro per la misura della velocità del vento, un sensore per la misura della temperatura e dell'umidità relativa

La misura della suzione, invece, viene effettuata sia in modo diretto mediante l'installazione di un massimo di N. 15 tensiometri convenzionali Soil Moisture del tipo jet-fill, sia in modo indiretto mediante l'utilizzo di sonde, tipo termocoppie, opportunamente realizzate per la misura del potenziale idrico. Il segnale proveniente dalle sonde viene raccolto e digitalizzato da un condizionatore capace di leggere fino ad N. 8 sonde. I segnali codificati vengono inviati al multiplexer attraverso un unico canale. Anche in questo caso tutti i sensori di misura della suzione sono collegati alla centralina mediante un cavo lungo 20 m per garantire una disposizione flessibile degli strumenti.

La stazione è alimentata da una batteria collegata ad un pannello solare per mantenere il livello di carica.

In Figura I. 20 sono riportati alcuni particolari degli strumenti di misura installati.



Figura I. 18. Figura 1. Telepluviometro utilizzato per il monitoraggio delle piogge (sito N.1).



Figura I. 19. Centralina della stazione di monitoraggio installata lungo la collina di San Pantaleone, Nocera (SA).



Figura I. 20. Immagine del pluviometro e di alcuni tensiometri installati sulla collina di San Pantaleone.

I.3. Misure effettuate con il sistema di monitoraggio in sito

I.3.1. Misure effettuate lungo la tangenziale di Napoli

Prima dell'installazione degli strumenti in sito sono stati testati in laboratorio due tensiometri per verificare la loro effettiva potenzialità e valutare le corrette modalità d'uso. Nell'allegato A di questa tesi viene fornita una descrizione di quanto desunto dall'esperienza effettuata in laboratorio con questi strumenti.

La strumentazione utilizzata è quella descritta in precedenza nel paragrafo II.2. e consiste in un barometro per la misura della pressione, un pluviometro per la misura dell'altezza di pioggia (Figura I. 22), un anemometro per la misura della velocità del vento (Figura I. 22), un sensore per la misura della temperatura e dell'umidità relativa dell'aria, e N. 5 tensiometri per la misura della suzione nel terreno in diversi punti e a diverse profondità.

L'acquisizione delle letture avviene in digitale mediante un sistema GSM. per la trasmissione dei dati via modem. Le misure sono acquisite su PC mediante il programma LOGGNET, che via modem consente di collegarsi alla centralina principale e scaricare i dati.

La stazione di misura dei parametri ambientali è stata installata l'11 marzo 2005, mentre quella tensiometrica il 29 marzo 2005 secondo l'ubicazione planimetrica riportata in Figura I. 21 in prossimità dell'imbocco della galleria Solfatara della tangenziale di Napoli, in un'area recentemente interessata da un evento di colata di

fango, che ha investito l'intero corpo stradale (Figura I. 23 e Figura I. 24). Il profilo altimetrico del versante lungo cui sono stati installati i tensiometri è riportata in Figura I. 25 e in Figura I. 26. Nelle stesse figure viene riportata la collocazione degli strumenti con le rispettive profondità.

Le misure tensiometriche sono state acquisite con continuità dal 1 aprile 2005 al 22 giugno 2005 e nel periodo ottobre 2005 giugno 2006, con frequenza di 15 min. Fanno eccezione i periodi compresi tra il 3 aprile ed il 9 aprile e tra il 28 aprile ed il 3 maggio 2005, durante i quali non sono disponibili misure per problemi legati al danneggiamento delle attrezzature e/o alla desaturazione dei tensiometri.

In Figura I. 25 e in Figura I. 26 sono riportate le sezioni con la posizione dei tensiometri installati nel periodo aprile-settembre 2005 e nel periodo ottobre 2005 giugno 2006.

In base agli spessori di terreno investigati i primi tensiometri installati hanno profondità che variano tra 15, 30 e 45 cm (Tabella I. 1). In seguito si sono verificati spostamenti eccessivi del corpo di frana in cui sono stati immersi i tensiometri, per cui la strumentazione ha perso il contatto con il terreno. E' stata riscontrata pertanto la ridotta significatività delle letture effettuate per cui si è ritenuto necessario installare nuovi tensiometri, in data 21 settembre 2005 (vedi Tabella I. 2), secondo la geometria riportata in Figura I. 26.

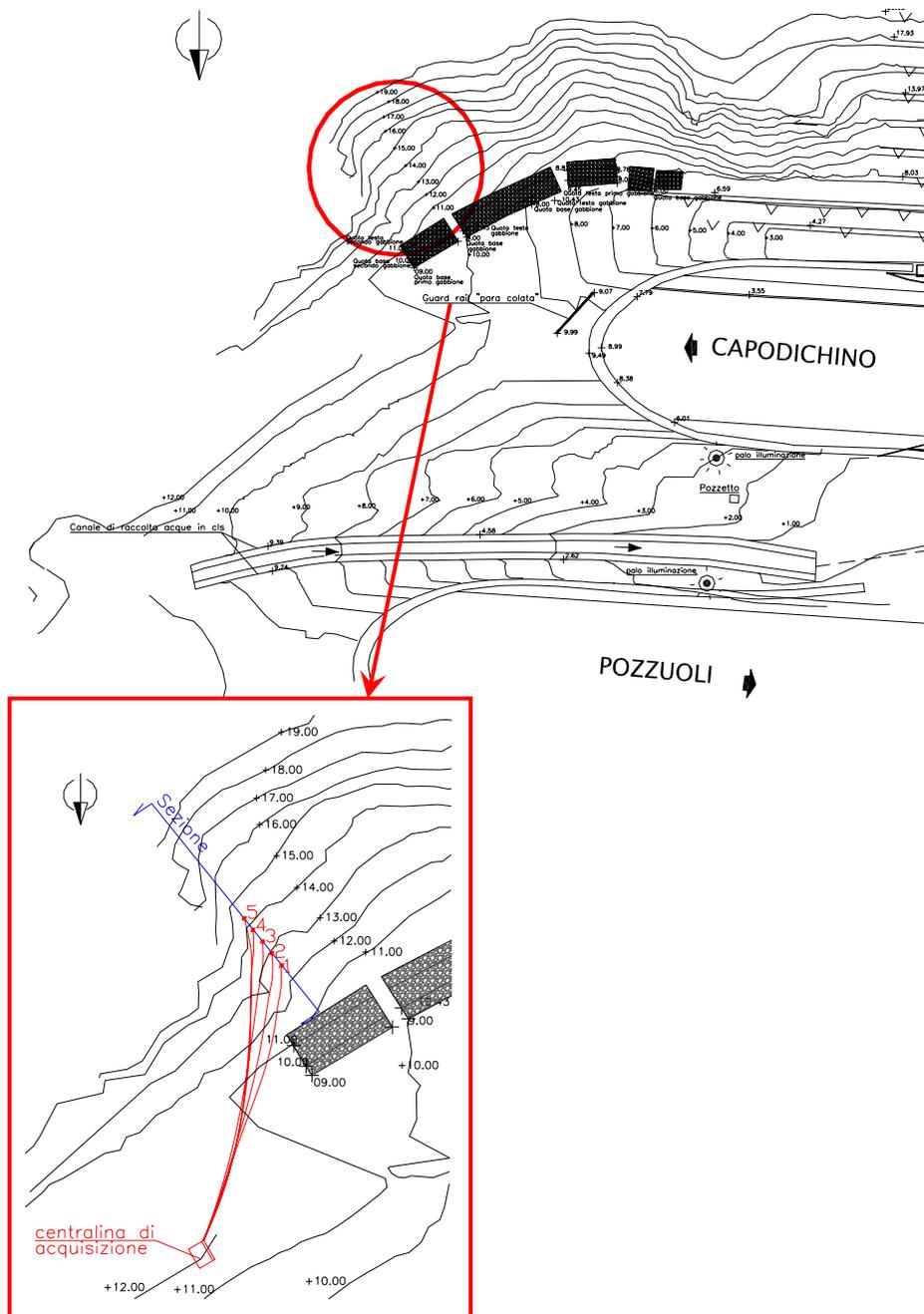


Figura I. 21. Planimetria con ubicazione stazione tensiometrica.

Da quanto descritto in precedenza si evince che in fase di esercizio è di fondamentale importanza per la significatività delle misure garantire che la pietra porosa sia sempre satura ed in contatto diretto con il terreno, di modo che

all'interno di essa si instauri lo stesso valore (negativo) di pressione d'acqua presente nei pori del terreno. In tal modo dalla pietra porosa il valore di u_w negativo viene trasmesso alla colonna d'acqua all'interno del tensiometro e letto dal misuratore di pressione. Il serbatoio del tensiometro jet-fill permette di eliminare l'aria che si accumula al di sopra del tubo pompando acqua al suo interno.



Figura I. 22. Anemometro, pluviometro a bascula.



Figura I. 23. Area del campo di misura delle variabili ambientali.



Figura I. 24. Centralina per l'acquisizione delle misure tensiometriche

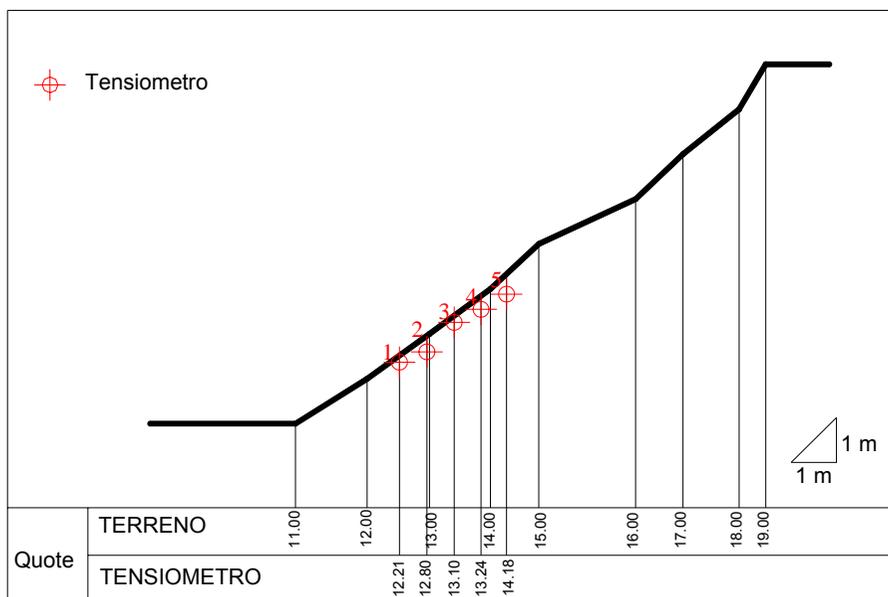


Figura I. 25. Sezione con ubicazione tensiometri relativa al periodo aprile – giugno 2005.

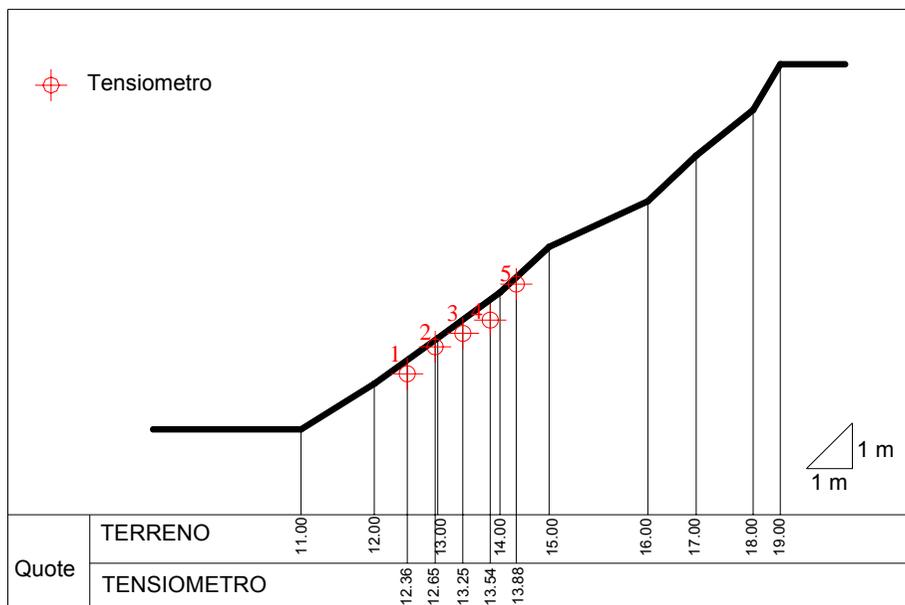


Figura I. 26. Sezione con ubicazione tensiometri relativa al periodo con inizio nel settembre 2005.

Tabella I. 1. Profondità raggiunte da ciascun tensiometro nel periodo aprile – luglio 2005.

Tensiometro	Profondità (cm)
1	15
2	30
3	15
4	30
5	45

Tabella I. 2. Profondità raggiunte da ciascun tensiometro installato nel settembre 2005.

Tensiometro	Profondità (cm)
1	30
2	15
3	30
4	45
5	15

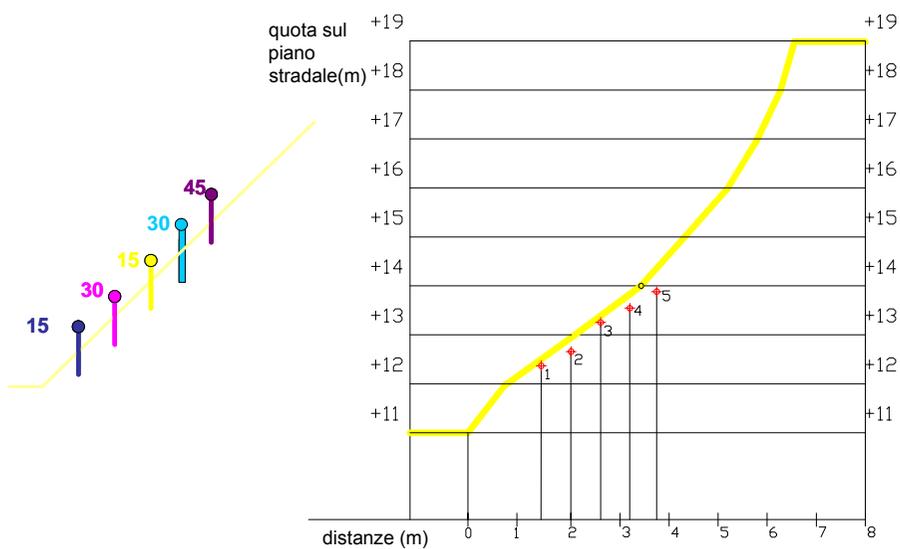


Figura I. 27. Schema disposizione dei tensiometri lungo il versante.

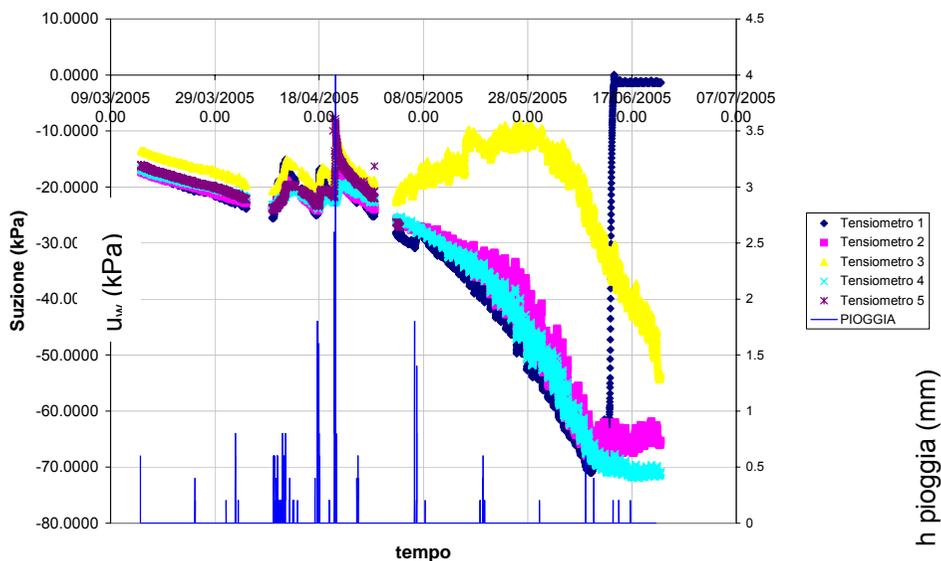


Figura I. 28. Variazioni della suzione e delle altezze di pioggia in sito (periodo aprile – giugno 2005).

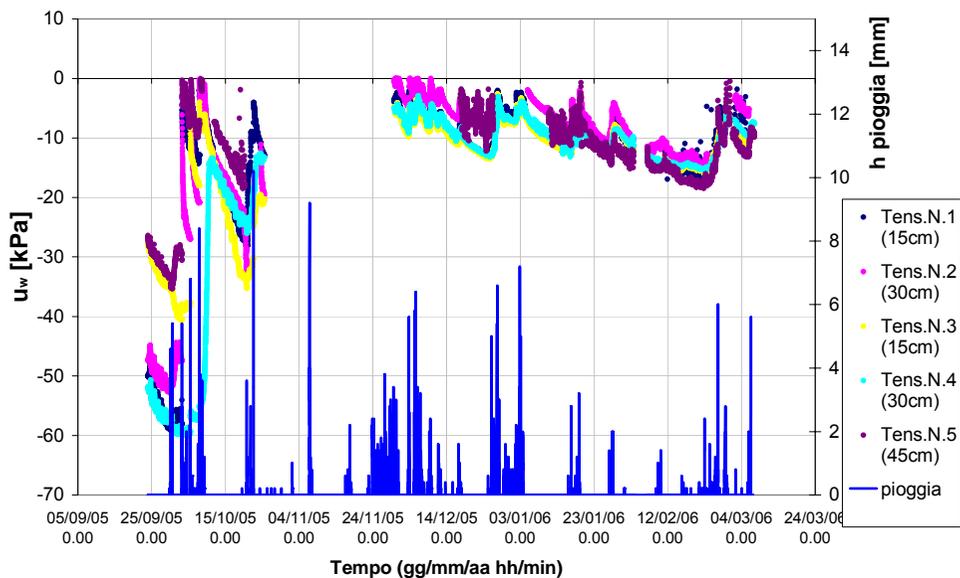


Figura I. 29. Misure di suzione nel tempo confrontate con misure di pioggia giornaliera.

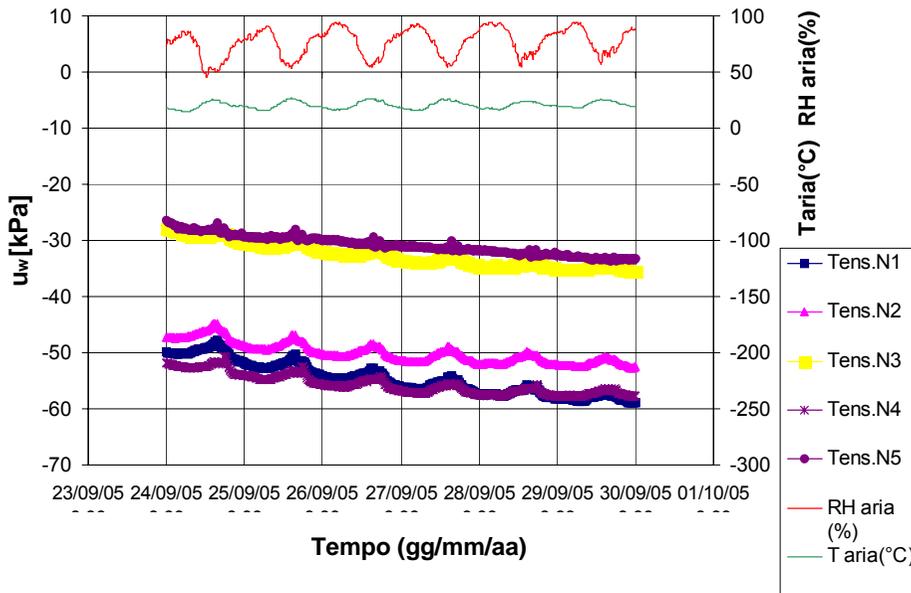


Figura I. 30. Misure di suzione nel tempo confrontate con misure di temperatura e umidità relativa dell'aria.

In Figura I. 28 sono riportate le misure ottenute dagli stessi tensiometri nel periodo aprile-settembre 2005 dai N. 5 tensiometri installati secondo lo schema di Figura I. 27.

Le misure eseguite hanno indicato che le variazioni di suzione nel terreno sono sensibili alla variazione dei parametri climatici. Particolare influenza hanno gli eventi meteorici di una certa intensità, evidenziando una capacità del terreno di mantenere stazionaria la sua umidità per un certo intervallo di valori di temperatura e umidità dell'aria. Dai dati riportati si può osservare inoltre come il fondo scala prossimo a 100 kPa di pressione negativa sia solo nominale in quanto lo strumento è in realtà in grado di misurare valori non superiori a 80 kPa. Gli andamenti delle misure effettuate con i singoli tensiometri sono abbastanza congruenti tra loro, ad eccezione del tensiometro N. 3. L'incongruenza delle misure acquisite dal tensiometro N.1 nell'ultimo periodo è riconducibile al processo di desaturazione della pietra porosa ed al parziale svuotamento della camera di misura.

Altre osservazioni deducibili dagli stessi andamenti riguardano le variazioni di suzione osservate nel periodo di osservazione. Come si vede nei più piovosi la suzione non ha superato mai la soglia dei 25÷30 kPa, inoltre in assenza di eventi meteorici il gradiente con cui decresce la suzione nel terreno è fortemente influenzato dai valori della temperatura esterna.

Quanto detto viene riscontrato anche nelle misure di suzione effettuate nel periodo successivo (settembre 2005 - marzo 2006) che coincide con il periodo stagionale più piovoso (vedi Figura I. 29). In questo caso ad eccezione durante i mesi invernali la suzione non supera il valore dei 20 kPa.

In Figura I. 30 la congruenza tra le oscillazioni giornaliere della temperatura e quelle della suzione evidenzia la correlazione tra le due grandezze.

Ovviamente tali correlazioni sono influenzate dalla profondità di misura investigata. Infatti, tutti i tensiometri sono posizionati entro il primo metro di profondità del terreno, pertanto le misure ottenute sono soggette all'influenza dei parametri climatici e della vegetazione.

I.3.2. Misure effettuate in località Collina di San Pantaleone

L'installazione della stazione di monitoraggio ai piedi della collina di San Pantaleone è stata effettuata all'incirca un anno dopo l'installazione della stazioni lungo la tangenziale di Napoli, sfruttando l'esperienza maturata sul primo sito.

La stazione è stata installata in prossimità del secondo tornante della strada che sale lungo la collina vicino ai dissipatori in cls disposti lungo la linea B-B' in Figura I. 31 e realizzati come intervento di difesa passiva da una nuova ed eventuale colata. In questa zona la potenza delle piroclastiti risulta di diversi metri.

In Figura I. 32 e in Figura I. 34 vi sono alcuni particolari della stazione e delle sonde installate.

La stazione in sostanza contiene le stesse tipologie di strumenti già descritti. A differenza del primo sito, sono stati installati un gran numero di tensiometri per ovviare alla scarsa rappresentatività che tale misura può esibire soprattutto rispetto alle finalità per le quali viene misurata. Le misure di suzione tensiometriche sono affiancate da misure di suzione indirette ottenute mediante l'utilizzo di N. 5 sonde 229 per la misura del potenziale idrico realizzate dalla Campbell Scientific. Il sensore

è formato da un elemento riscaldante ed una termocoppia collegata ad una pietra porosa posta in contatto con il suolo (vedi Figura I. 34). Attraverso il sistema di alimentazione della sonda viene trasmessa una corrente di 50 mA all'elemento riscaldante che aumenta la sua temperatura. Questo incremento viene misurato dalla termocoppia. L'entità di questa variazione è funzione della quantità d'acqua presente all'interno dell'elemento poroso a cui è collegata la termocoppia, che a sua volta varia in funzione del grado di umidità del suolo. Queste sonde permettono di leggere suzioni comprese tra 0.1 e 10 bar.

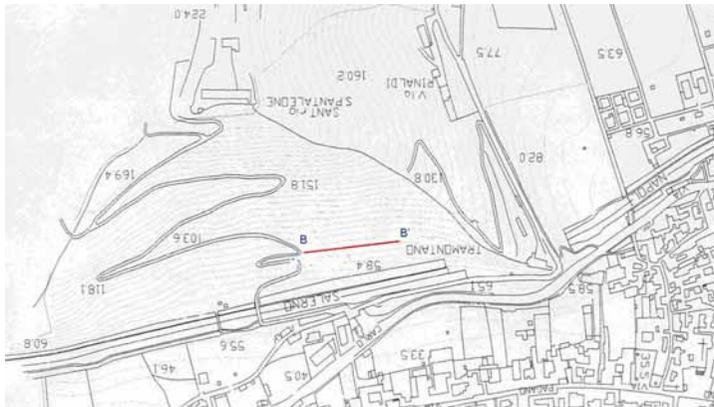


Figura I. 31. Ubicazione del sito monitorato.



Figura I. 32. Sito di monitoraggio N° 2 – Centralina di acquisizione.



Figura I. 33. Sito di monitoraggio N 2 – Alcuni tensiometri installati in sito.

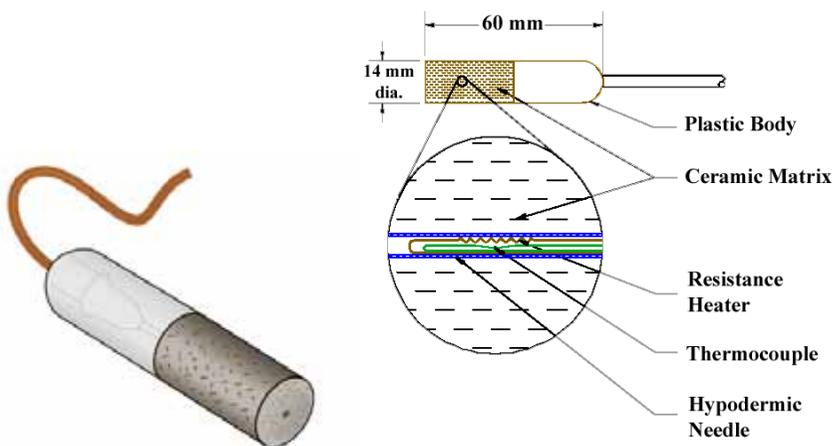


Figura I. 34. Particolari sonde Campbellsci 229.

La suzione di matrice è ottenuta applicando una relazione funzione della temperatura. Ci sono diverse espressioni, simili tra loro, proposte in letteratura che esprimono la relazione tra suzione e temperatura. In questo lavoro l'espressione utilizzata è quella proposta da Basara & Crawford 2000:

$$\psi = \frac{1}{a} \left(\frac{\Delta T_w - \Delta T_d}{\Delta T_{ref} - \Delta T_d} - 0.9 \right)^{1/n}$$

(I. 1)

$$\Delta T_{ref} = m \Delta T_{sensor} + b$$

(I. 2)

I valori ΔT_d e ΔT_w si riferiscono ai valori standard delle variazioni di temperatura letti rispettivamente in presenza di terreni secchi e terreni completamente saturi. I coefficienti a , b , m ed n sono ottenuti in fase di calibrazione e quindi sono funzione del tipo di terreno in cui sono installate le sonde. In particolare i coefficienti b ed m sono determinati utilizzando le seguenti formule:

$$b = 3,96 - (m \cdot \Delta T_{max})$$

(I. 3)

$$m = \frac{3,96 - 1,38}{\Delta T_{max} - \Delta T_{min}}$$

(I. 4)

I valori dei coefficienti ottenuti in fase di calibrazione sono riportati in tabella:

m	2.00
b [°C]	-1.11
ΔT_{max} [°C]	2.53
ΔT_{min} [°C]	1.24
a [(kPa) ⁻¹]	0.01
n	0.77

Le misure di suzione ottenute dai tensiometri e dalle sonde sono riportate in Figura I. 35 e in Figura I. 36. Inizialmente un errore di configurazione al sistema di

archiviazione ha comportato la perdita di dati dei primi tre mesi di monitoraggio. Le riportano i risultati acquisiti durante la prima settimana di monitoraggio successiva alla riparazione del sistema.

Tutti i tensiometri sono stati disposti nella zona a ridosso dei piloni in cls più esterni rispetto alla strada. Per un confronto tra le letture ottenute alcuni di essi sono stati raggruppati, pertanto la variabilità delle misure ottenute può dipendere dalla posizione e dalla profondità dei singoli strumenti. Fanno eccezione i tensiometri NN. 2 e 8 le cui misure (inferiori a 0 kPa) evidenziano un cattivo funzionamento degli strumenti.

Le sonde sono state posizionate al di sotto dei tensiometri NN. 1, 2, 3, 4, 5 e 6. Dalla Figura I. 36 si nota che ad eccezione dei primi due giorni vi è una buona corrispondenza tra le misure tensiometriche e le misure di suzione indirette ottenute tramite le sonde. Pertanto l'utilizzo di questi sensori insieme ai tensiometri, permette di stimare anche i valori di suzione maggiori dei 100 kPa nominalmente attribuiti ai tensiometri, inoltre le sonde garantiscono il monitoraggio continuo anche nelle stagioni più secche in cui i tensiometri sono facilmente soggetti alla desaturazione. La non perfetta sovrapposizione tra le misure di suzione ottenute con i tensiometri e con le sonde è maggiore in prossimità degli eventi di pioggia, ovvero quando i valori misurati si riferiscono ad un transitorio. Tale differenza è dovuta a diversi tempi di equalizzazione dei suoi strumenti. Dai valori ottenuti appare che le sonde abbiano tempi di equalizzazione minori.

Le attività precedentemente illustrate hanno evidenziato come un monitoraggio integrato di diverse grandezze fisiche possa risultare estremamente efficace per una stima più corretta delle variazioni di contenuto d'acqua all'interno del terreno in base a cui definire la pericolosità di un evento piovoso. Ad esempio, a prescindere dai valori di temperatura esterni, si è visto che per ridurre la suzione da 80 kPa a pochi kPa è necessario che si verifichi un evento piovoso di almeno 200 mm, mentre per una suzione di poco superiore ai 30 kPa occorre un evento piovoso di 80 mm.

Tali considerazioni potranno essere utili per lo sviluppo di un nuovo sistema di earlywarnig basato sull'analisi combinata delle misure di suzione e dei parametri ambientali.

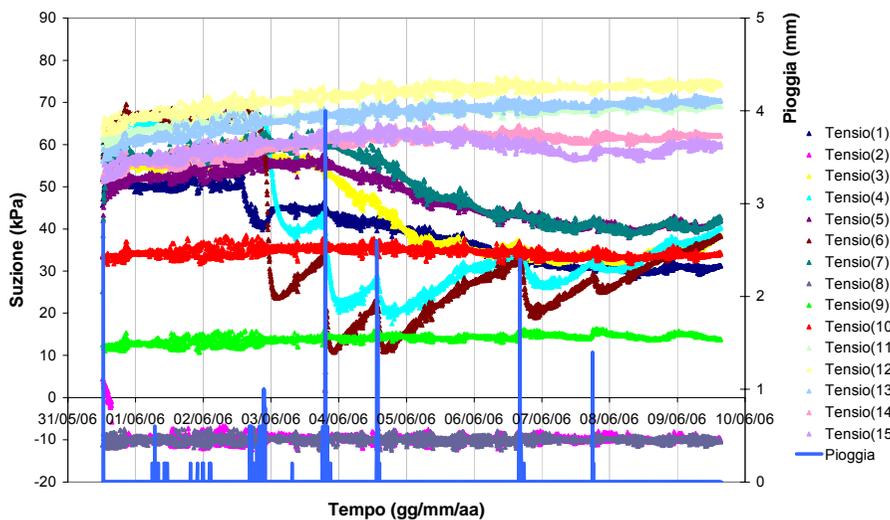


Figura I. 35. Sito di monitoraggio N 2 - Misure tensiometriche e piogge.

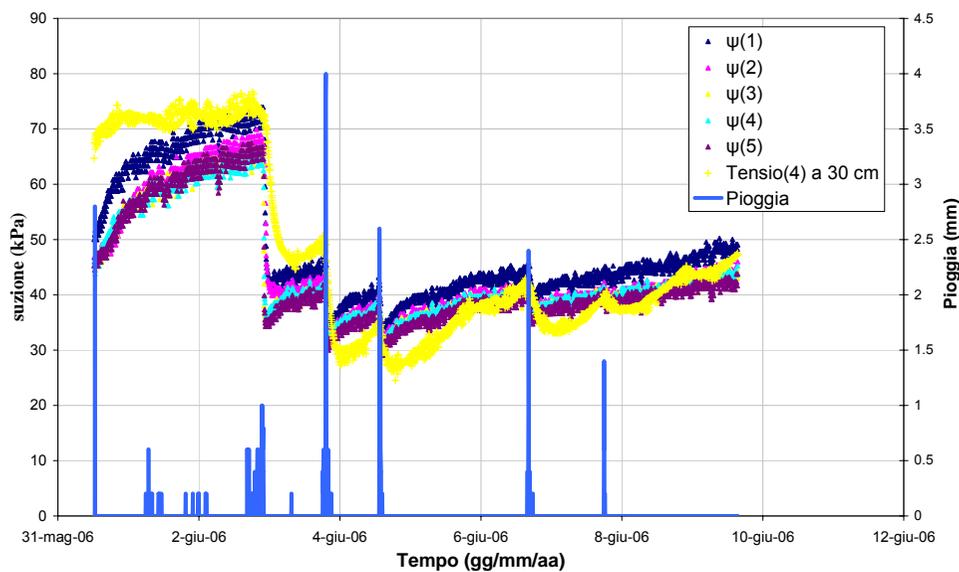


Figura I. 36. Sito di monitoraggio N 2 - Misure tensiometriche e piogge di suzione ottenute mediante le sonde 229.

Capitolo II. ATTIVITÀ PRELIMINARE DI LABORATORIO

II.1 Caratterizzazione geotecnica del materiale utilizzato

Tutte le attività sperimentali svolte nel corso di questo dottorato di ricerca sono state finalizzate alla messa a punto di un nuovo modello di prototipo di pendio indefinito realizzato per lo studio delle colate rapide di fango. Il terreno utilizzato nella sperimentazione è del tutto analogo ai terreni che costituiscono le coltri piroclastiche soggette a fenomeni di colata rapida. Non è stato possibile prelevare direttamente il terreno dalle coltri vista l'enorme quantità di materiale necessaria alla sperimentazione, e le difficoltà di accesso e di prelievo nei siti di interesse. Le dimensioni dell'attrezzatura consentono di riprodurre in vera grandezza modesti eventi di colata, di conseguenza ogni campione ricostruito sul prototipo richiede almeno 4 ton di terreno. Inoltre, per garantire la ripetibilità delle prove è necessario utilizzare sempre lo stesso materiale.

In Figura II. 1 sono riportate le curve granulometriche determinate sul terreno di volta in volta utilizzato per ricostruire i campioni nei test realizzati. Come si vede dalla figura, il terreno si presenta uniforme in tutte le prove effettuando evidenziando un fuso granulometrico alquanto contenuto. La granulometria, invece è poco omogenea e caratterizza il terreno come *una sabbia limosa con ghiaia*.

Il peso specifico γ_s individuato per i diversi campioni analizzati ha un valore medio pari a 2.65 g/cm^3 , valore utilizzato nel corso di questa sperimentazione. È stata riscontrata, inoltre, una discreta presenza di materiale organico (6.58%).

Analogamente a quanto ottenuto per i terreni descritti nel cap. II l'indice di plasticità del terreno è pressoché nullo ($I_p=0$). Con riferimento alla carta di plasticità si può affermare che la parte più fine del terreno è costituita da un *limo organico di bassa plasticità*.

Per la ricostruzione dei campioni sul pendio artificiale è stata realizzata una nuova attrezzatura di deposizione pluviale (vedi Allegato B). Si tratta di un sistema di travelling pluviation costituito da una tramoggia mobile sospesa al di sopra del cassone che ospita il terreno. L'apparecchiatura verrà descritta nel cap. III, insieme alle procedure di deposizione messa a punto.

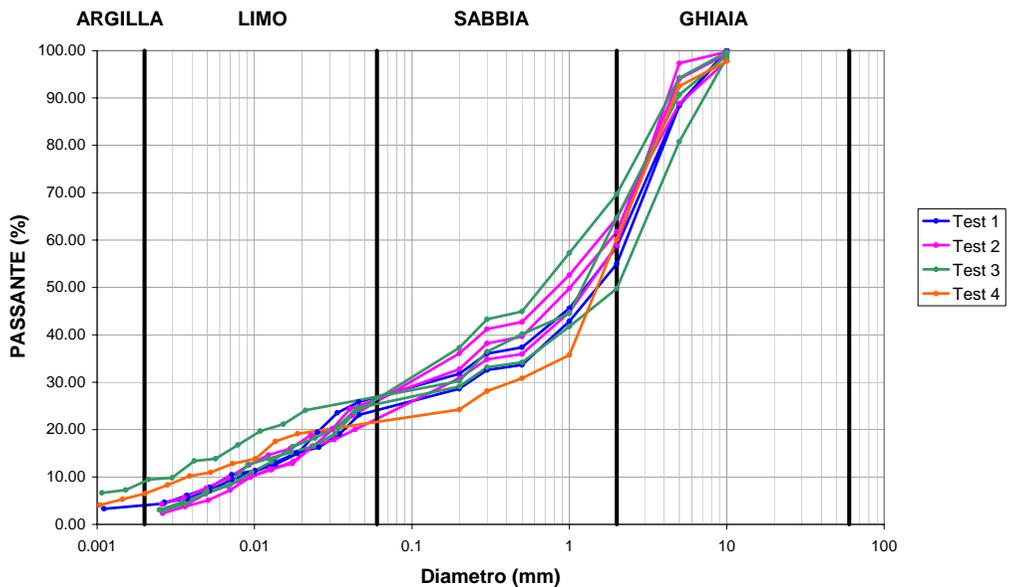


Figura II. 1. Curve granulometriche dei campioni testati.

II.2 Prove di ritenzione idrica sul terreno piroclastico

II.2.1 L'edometro a suzione controllata

La curva di ritenzione idrica descrive la relazione tra il contenuto d'acqua e la suzione all'interno del terreno. Questa curva non è unica per il singolo terreno (vedi Allegato A), ma dipende da determinati fattori, legati alla condizione di stato del mezzo. Per analizzare l'influenza di questi parametri si può ricorrere ad attrezzature più sofisticate rispetto a quelle descritte nel paragrafo precedente capaci di controllare le variabili di deformazione e lo stato tensionale del provino di terreno durante la prova.

In letteratura sono descritti alcuni esempi di edometri messi a punto per effettuare prove di compressibilità e di ritenzione su terreni parzialmente saturi. Per lo più si tratta di apparecchiature tradizionali modificate per consentire il controllo della suzione, utilizzando una delle tecniche elencate in precedenza (tecnica della traslazione degli assi, tecnica osmotica, o del vapor transfer), ed il monitoraggio delle variazioni di contenuto d'acqua all'interno del campione. Vi sono altri esempi di

edometri realizzati appositamente per lo studio di terreni in condizione di parziale saturazione (Ng & Pang 2000, Romero et al. 2004, Padilla et al. 2005).

Nell'ambito di questo lavoro di ricerca è stata messa a punto una nuova configurazione di un edometro a suzione controllata per determinare la curva di ritenzione idrica. Si tratta di un edometro tipo Wissa (Wissa e Heiberg, 1969; Viggiani, 1970), in cui è possibile di saturare il provino in back pressure e misurare alla sua base gli incrementi di pressione neutra che insorgevano nella fase di compressione (vedi Figura II. 2). Lo strumento consente, inoltre, l'esecuzione di prove a velocità controllata di deformazione (CRS) e di carico (CRL), e prove a gradiente idraulico controllato (CHG). I provini testati hanno una sezione di 5000 mm² ed altezza di 25 mm.

La prima modifica realizzata sullo strumento è stata effettuata da Rampino (1999) per consentire il controllo della suzione mediante la tecnica della traslazione degli assi. Nella versione di Rampino et al. (1999) (Figura III. 3), la pressione dell'aria e quella di cella venivano controllate attraverso un regolatore di pressione (Fairchild, con massima pressione di uscita di 1200 kPa), mentre la pressione dell'acqua di porosità veniva controllata con un sistema di pozzetti a mercurio. La pressione dell'acqua u_w e quella dell'aria u_a erano applicate rispettivamente alla base superiore e alla base inferiore del provino (la pressione di cella coincideva con quella dell'acqua). La misura delle pressioni dell'acqua e dell'aria avveniva mediante trasduttori con fondo scala di 1200 kPa (Druck Italia modello PDCR810).

Il carico veniva applicato alla base superiore del provino e per la rispettiva misura veniva adoperata una cella di carico (*Hottinger Baldwin Messtechnik*) con fondo scala di 50 kN. Il controllo delle deformazioni assiali avveniva esternamente tramite un LVDT (*RDP Electronics*, modello LDC500A), con massima escursione dell'astina di 25 mm.

La misura dello stato tensio-deformativo era gestita tramite Personal Computer ed era completamente automatica.; l'alimentazione e la lettura dei trasduttori avveniva tramite scheda A/D – D/A (Cil *Group*, modello Alpha Super Card).

Nel lavoro di Rampino (1999) si riporta di prove a suzione sia costante che variabile e a velocità di deformazione controllata, realizzate mediante una pressa Wykeham Farrance con fondo scala di 50kN. In tale lavoro non era possibile un controllo automatizzato della cella di carico e ciò limitava lo studio ai soli materiali che

esibissero rigonfiamento, unico caso in cui la testa di applicazione del carico era costantemente a contatto con il provino.

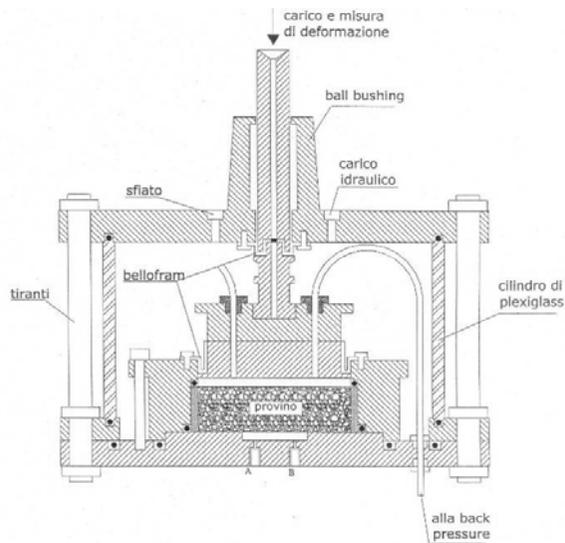


Figura II. 2. Edometro (del tipo Wissa) nella configurazione per terreni saturi.

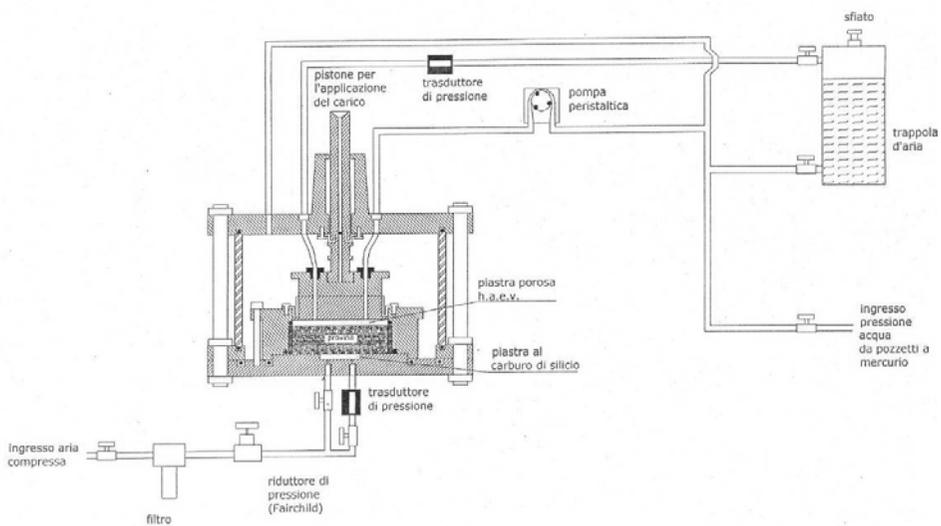


Figura III. 3. Schema dei circuiti dell'edometro nella configurazione nella configurazione originaria per terreni non saturi (Rampino 1999).

Partendo da una condizione di carico praticamente nullo, la tendenza a rigonfiare del materiale si traduceva in un aumento del carico assiale monitorato per tutta la fase di equalizzazione. Questa si riteneva conclusa allo stabilizzarsi del carico assiale netto misurato.

Nel successivo lavoro di Pinto (2001) furono apportate delle modifiche rispetto all'apparecchiatura adoperata da Rampino (1999). Le modifiche permisero di estendere il campo di impiego dell'apparecchio ai terreni contraenti e consentirono l'applicazione di condizioni di sollecitazione più generali, potenziando notevolmente l'edometro a suzione controllata. (vedi Figura II. 4). In questa nuova configurazione il dominio di applicabilità, prima limitato al solo caso di terreni rigonfianti, veniva esteso anche al caso di terreni collassati. Nella versione di Rampino (1999), infatti, non essendo possibile il controllo automatico della pressa, il pistone di carico tendeva a staccarsi dal provino. La modifica introdotta permetteva di evitare questo problema utilizzando in retroazione il segnale della cella di carico per modificare opportunamente (in modo automatico) la posizione della pressa in modo da mantenere il valore delle σ_v imposte dall'operatore. Il software di gestione consentiva inoltre l'acquisizione delle letture dei trasduttori di pressione, del LVDT e della cella di carico ed il controllo automatico della velocità della pressa. Inoltre, nella configurazione di Pinto (2001) la linea di applicazione delle u_a e u_w sono state invertite.

Queste stesse modalità di prova consentivano e consentono ancora oggi di realizzare prove a suzione variabile e tensione verticale costante (*prove di collasso*) e/o prove a suzione e tensione totale variabili.

Le ulteriori modifiche effettuate a supporto del presente lavoro di ricerca hanno interessato essenzialmente il circuito di drenaggio per la misura delle variazioni del contenuto d'acqua all'interno del provino.

Il sistema di misura di w introdotto consiste in una in una coppia di burette, una di misura e una di riferimento, collegate ad un trasduttore differenziale di pressione (Figura II. 5).

Il trasduttore di pressione differenziale legge le variazioni del livello d'acqua nella buretta di misura posta in collegamento con il provino di terreno, rispetto al livello fisso della buretta di riferimento.

Entrambe le burette sono realizzate in vetro, con una sezione di 0.785 cm^2 . Al loro

interno sono soggette ad una pressione pari alla u_w applicata attraverso il circuito di drenaggio. Per impedire che insorgano deformazioni radiali, ciascuna buretta è racchiusa in un cilindro in perspex anch'esso in collegamento con la linea di pressione u_w .

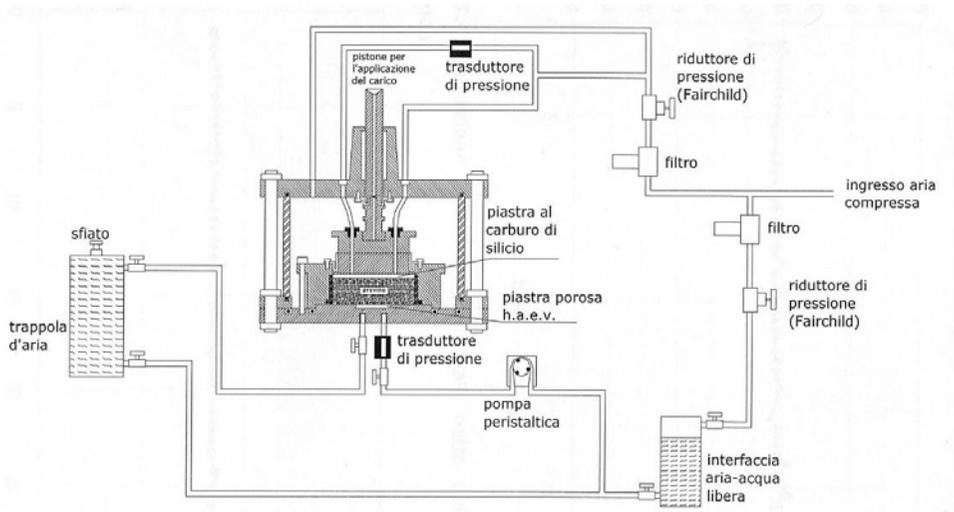


Figura II. 4. Schema dei circuiti dell'edometro nella configurazione adoperata dal Pinto (2001).

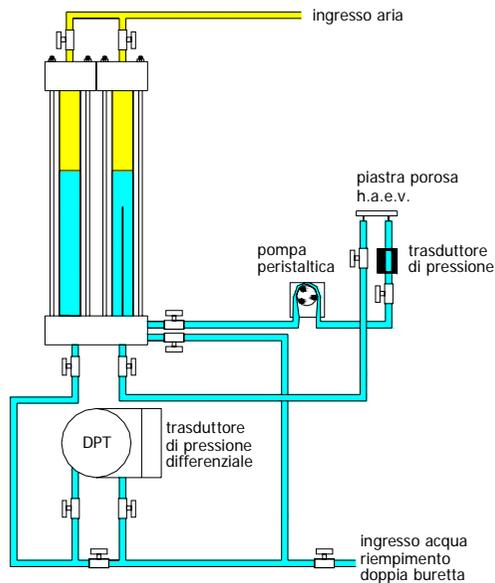


Figura II. 5. Sistema per la misura delle variazioni di contenuto d'acqua e per il lavaggio in continuo del circuito di drenaggio

Il trasduttore differenziale adottato (Fuji, modello FHCT11V1-AKBYY) ha un intervallo di misura regolabile tra 0.1 e 1 kPa (10 ÷ 100 mm in colonna d'acqua), sia in campo positivo che in campo negativo. Nel caso specifico è tarato nel campo -0.5 ÷ +0.5 kPa (-50 ÷ +50 mm di colonna d'acqua). Lo strumento può sopportare pressioni comprese tra -100 e +3200 kPa senza subire danni. L'alimentazione e l'acquisizione del segnale in uscita avvengono tramite una centralina (DRUCK, modello DPI282), che esegue la conversione A/D e restituisce al calcolatore le letture in mm tramite una porta seriale RS232 a 9 pin.

Le variazioni di livello dovute all'evaporazione dell'acqua nelle burette sono bilanciate dalla perfetta simmetria del sistema, nonché ridotte al minimo dall'applicazione di uno strato di olio al silicone sulla superficie dell'acqua contenuta nella buretta di misura ed in quella di riferimento.

Affinché si abbia una misura corretta delle variazioni di contenuto d'acqua ed un accurato controllo della pressione neutra u_w è necessario garantire la completa saturazione del circuito di drenaggio. A tal fine è posta una piastra porosa h.a.e.v. alla base del provino. La piastra impedisce che l'aria filtri verso il circuito a condizione che la suzione non superi il suo valore d'ingresso d'aria (pari a 5 bar nel caso in esame). Per eliminare eventuali bolle d'aria diffusa viene inoltre effettuato un "lavaggio" continuo del circuito. Il lavaggio avviene facendo circolare l'acqua della linea di drenaggio grazie alla modesta prevalenza fornita da una pompa peristaltica (SEKO, modello ER, a due rulli, Figura II. 5). L'accensione della pompa può essere regolata con un timer (*Legrand*, modello MicroRex QT11). In genere la durata di ciascuna fase di lavaggio è pari a 10 minuti. Come mostrato in Figura II. 5, il circuito parte dalla base della buretta di misura, passa sotto la piastra porosa e chiude su di un ago metallico contenuto all'interno della buretta stessa. Le eventuali bolle d'aria vengono così allontanate dal punto di presa interno alla buretta di misura, per evitare che vengano reintrodotti nel circuito di drenaggio.

La valutazione dell'entità dell'errore commesso nella stima delle variazioni di w dovuto a fenomeni di diffusione dell'aria nel circuito e di evaporazione dell'acqua dal provino alla linea di pressione delle u_a sono stati valutati da Rojas et al. (2006).

In Figura II. 6 è riportata la configurazione attuale dell'edometro. Per ulteriori dettagli relativi soprattutto al software si rimanda al lavoro di D'Oronzio (2005).

La modifica effettuata consente di determinare la curva di ritenzione idrica oltre alle

curve edometriche di qualsiasi materiale in condizioni non sature. In particolare l'edometro non saturo descritto, presenta una potenzialità maggiore, nella determinazione della curva di ritenzione idrica, rispetto alla piastra di Richards ed all'estrattore di volume.

A differenza di queste apparecchiature l'edometro consente di effettuare percorsi sia di drying che di wetting e di misurare le variazioni di contenuto d'acqua e le variazioni di volume. Pertanto è possibile valutare l'influenza dell'isteresi idraulica sul terreno e di rappresentare la curva di ritenzione idrica anche in termini di grado di saturazione volumetrico.

Inoltre, è possibile realizzare prove di ritenzione idrica a carico controllato, ovvero a tensione netta costante (TNC), e a indice dei vuoti costante (IVC) intervenendo sul controllo digitale che regola la velocità di avanzamento della pressa e misurando in retroazione il carico applicato.

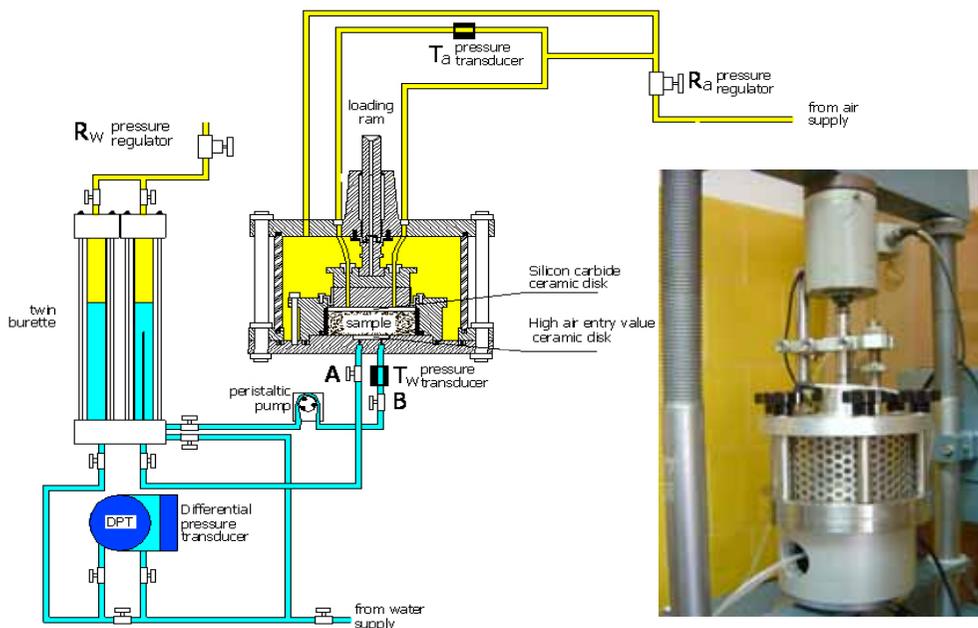


Figura II. 6. Configurazione attuale dell'edometro tipo Wissa a suzione controllata.

L'apparecchiatura potrebbe essere ulteriormente modificata, per permettere il controllo in feedback delle pressioni applicate sostituendo i regolatori di pressione

manuali (Fairchild) con i regolatori di pressione elettropneumatici (Whatson-Smith Ltd). In questo modo si potrebbero effettuare prove a suzione variabile con maggiore affidabilità e precisione. Inoltre, si potrebbe utilizzare una piastra porosa a valore d'ingresso d'aria pari a 15 bar per eseguire prove a suzioni maggiori.

II.2.2 Curve di ritenzione idrica ottenute con l'edometro a suzione controllata

La nuova configurazione dell'edometro è stata realizzata per determinare le curve di ritenzione idrica dei terreni coinvolti negli eventi di colata rapida. Tali curve sono necessarie qualora si voglia ottenere la correlazione tra le misure di suzione nel terreno ed l'effettivo valore del contenuto d'acqua ad esse corrispondente. Non solo, da tali curve è possibile ricavare le permeabilità non sature che regolano i moti di filtrazione durante eventi meteorici.

Queste informazioni possono essere di supporto alle misure in sito effettuate con le stazioni di monitoraggio descritte nel Cap. I e alle misure di suzione realizzate nel corso delle simulazioni di eventi di colata realizzate nelle prove effettuate con l'attrezzatura descritta nel cap. III.

Le procedure sperimentali messe a punto per la corretta esecuzione delle prove di ritenzione effettuate con l'edometro non saturo sono descritte in dettaglio nei lavori di D'Oronzio 2005 e Rojas et al. 2006. In questo contesto verranno accennate brevemente le modalità di prova e i risultati ottenuti.

In entrambe le procedure (TNC e IVC) le prove consistono in fasi successive di equalizzazione in cui il provino viene portato a valori di suzione ($u_a - u_w$) prefissati controllando separatamente le pressioni u_a e u_w applicate sulle basi del provino.

Nelle prove TNC viene inizialmente eseguita una fase di consolidazione per portare il provino, inizialmente saturo, al valore di tensione totale netta ($\sigma_v - u_a$) desiderato. Il valore di carico netto raggiunto verrà mantenuto costante per l'intero corso della prova.

La procedura seguita nelle prove IVC prevede anch'essa una prima fase di consolidazione, per portare il provino in uno stato in cui sia noto sia il valore dell'indice dei vuoti e dia il valore di carico ad esso associato. Nelle successive fasi di equalizzazione la pressa per l'applicazione del carico viene bloccata per mantenere l'indice dei vuoti resti costante, lasciando il carico libero di variare. È importante

assegnare un valore del carico assiale iniziale non eccessivamente basso per evitare che nel corso della prova si perda il contatto tra la testa di carico e il provino.

In tutte le fasi di equalizzazione la pressione u_w viene posta pari a 50 kPa, mentre la u_a viene definita dal valore di suzione imposto. Il valore costante scelto per la u_w è tale da consentire di raggiungere la suzione massima applicabile riducendo la possibilità di formazione di bolle d'aria nel circuito a causa di fenomeni di diffusione che interessino l'acqua all'interno del circuito di drenaggio.

Le curve di ritenzione riportate di seguito sono state ricavate su terreni piroclastici prelevati ai piedi del versante della collina di San Pantaleone (vedi cap. II). Nelle curve ottenute il terreno evidenzia una isteresi idraulica modesta per alti valori di suzione, e fortemente influenzata dal carico assiale per valori di suzione più contenuti.

In Figura II. 7 sono riportate le curve di ritenzione idrica ottenute con la procedura TNC. Come si osserva all'aumentare del carico netto applicato diminuisce il valore di ingresso d'aria, mentre sembra aumentare il grado di saturazione residuo. In ogni caso i valori di ingresso d'aria sono propri di una sabbia e non superano 60 kPa

In Figura II. 8 sono rappresentate due curve di ritenzione ottenute utilizzando le due tipologie di prova descritte, in cui il valore del carico assiale netto applicato ad inizio prova coincide. Dal confronto effettuato si può affermare che a partire da condizioni simili l'andamento della curva di ritenzione idrica risenta maggiormente dell'effetto del carico agente, infatti il valore di ingresso d'aria e di grado di saturazione residuo della curva ottenuta con la procedura IVC in cui il carico diminuisce nel corso della prova, sia simile ai valori ottenuti nelle prove TNC caratterizzati da bassi valori del carico assiale netto.

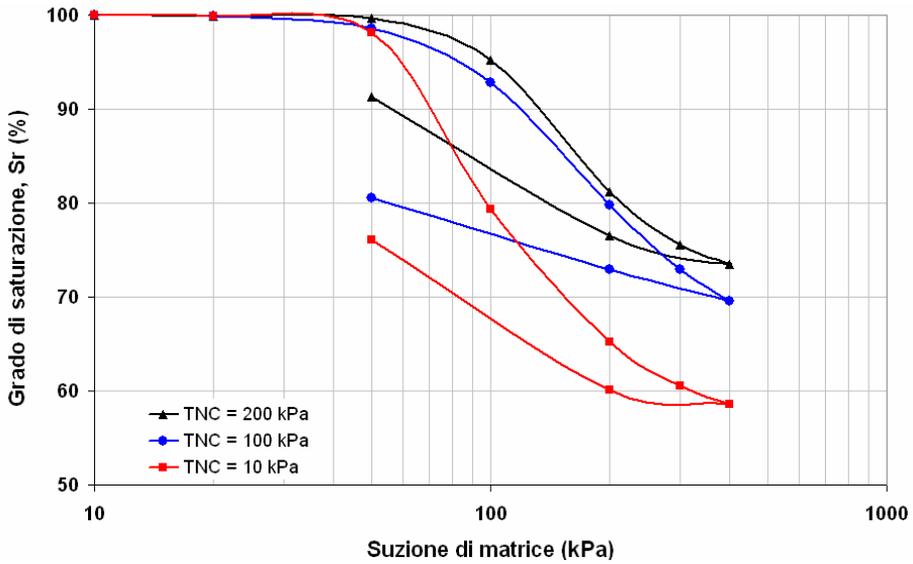


Figura II. 7. Curve di ritenzione idrica ottenute con la procedura TNC.

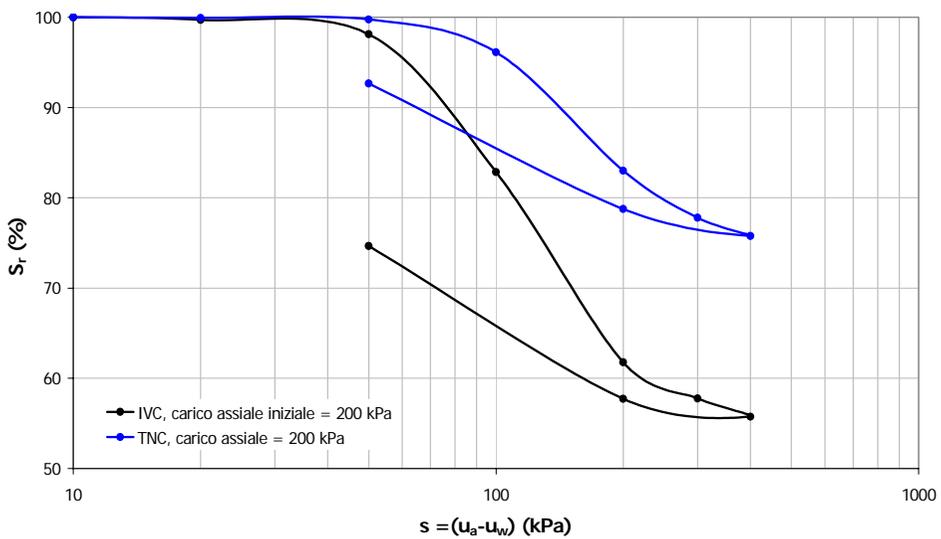


Figura II. 8. Confronto tra le curve di ritenzione idrica ottenute con le procedure TNC e IVC per uno stesso valore di carico assiale iniziale netto applicato.

Capitolo III. NUOVO PROTOTIPO DI PENDIO ARTIFICIALE

III.1 Introduzione

Nell'ambito della collaborazione tra la Società autostrade meridionali e i dipartimenti di Ingegneria Geotecnica (DIG) e di Scienze Fisiche (DSF) dell'Università di Napoli Federico II, è stato sviluppato un prototipo di pendio artificiale per la simulazione di eventi franosi. La sperimentazione su prototipo si propone di studiare la fase di innesco ed il cinematismo iniziale delle colate rapide di fango che interessano le coltri di materiale piroclastico spesso soggette a fenomeni di instabilità di elevata entità. L'intento è quello di investigare in maniera più approfondita alcuni fra i fattori che la letteratura indica come fortemente condizionanti del fenomeno. Ad esempio le proprietà intrinseche del materiale, la sua porosità, gli eventi che possono modificarne il contenuto d'acqua (piogge cumulate, intensità di pioggia, filtrazione, condizioni termo-igrometriche), le condizioni di stabilità del versante (pendenza e altri fattori quali ad esempio la presenza o meno di vegetazione). L'attività di ricerca è rivolta inoltre a cercare di comprendere se il monitoraggio di variabili fisiche correlate al contenuto d'acqua del terreno risulti o meno efficace come indicatore dell'imminenza di fenomeni di colata rapida.

Il complesso delle attrezzature realizzate per questa sperimentazione è composto da un nucleo centrale costituito dal prototipo di pendio indefinito. Esternamente al prototipo si sviluppano due sistemi fissi: il sistema di essiccazione del terreno ed il sistema di deposizione pluviale. La parte del prototipo che ospita il campione è dotato di altri sistemi anch'essi fissi ma solidali ad esso: il sistema pioggia e il sistema di movimentazione meccanica del laser scanner bidimensionale.

Le scansioni della superficie del campione effettuate mediante laser insieme all'analisi delle immagini ottenuta mediante la tecnica P.I.V., fornisce la misura degli spostamenti

Il sistema per l'analisi P.I.V. è costituito da una telecamera collegata ad un computer per l'acquisizione in digitale, ed è posizionato solo durante l'esecuzione della prova.

Misure diverse sono ottenute da N. 4 celle di carico disposte al di sotto dello stesso cassone su cui è ricostruito il campione. Le celle sono utilizzate per dedurre la variazione del peso del campione e con esso dell'acqua al suo interno durante la prova.

Un'altra misura effettuata durante la prova è la variazione della pressione negativa dell'acqua, e quindi della suzione di matrice, all'interno del campione quando esso si trova in condizioni di parziale saturazione. La misura avviene tramite minitensiometri Soil Moisture disposti all'interno del campione.

La verifica delle singole apparecchiature con tutti i suoi componenti, consiste in un controllo di qualità delle funzioni da essa svolte, in conformità con le caratteristiche richieste e per le quali la stessa apparecchiatura è stata realizzata

La movimentazione delle diverse parti, nonché quella relativa tra parti diverse di uno stesso sistema o tra elementi di sistemi diversi, è stata un altro dei principali elementi di verifica nella fase di preliminare di controllo. Durante tale fase si è cercato di individuare le procedure di utilizzo più corrette dell'intero set di apparecchiature che minimizzassero le possibilità di conflitto dei diversi elementi e permettessero di ottimizzare le singole operazioni.

Tutte le attrezzature elencate sono state realizzate per semplificare lo svolgimento delle fasi che precedono e seguono la prova, e l'esecuzione della prova stessa, ovvero quando si innesca la colata di fango. In sintesi esse consentono:

- il trattamento del terreno oggetto della sperimentazione nella fase di preparazione del campione,
- il trattamento dello stesso materiale a fine di ciascuna prova, dopo l'innesco dell'evento franoso;
- regolazione e movimentazione delle diverse parti meccaniche;
- la simulazione di eventi piovosi di diversa entità che hanno provocato in casi reali l'innesco delle colate;
- controllo e misura dello stato del campione durante la prova e quindi delle grandezze fisiche di interesse.

Tutte le apparecchiature sono dotate di sistemi di controllo e acquisizione dati costituiti da quadri di gestione provvisti di PLC (controllore a logica programmata) o postazioni di computer collegate a centraline di acquisizione. Ogni sistema è dotato di un proprio software per la gestione della strumentazione ad esso collegata. Tutti i

programmi di gestione sono stati realizzati in funzione delle peculiarità e dell'utilizzo delle singole apparecchiature.

Di seguito sarà fornita una descrizione generale dell'intero complesso di attrezzature.

III.2 Modello Fisico di Pendio

Il progetto del modello fisico è stato progettato dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica ed Energetica. Il prototipo è costituito da un pendio artificiale ad inclinazione variabile di dimensioni molto più grandi rispetto a quelle dei modelli fisici sviluppati fino ad ora per simulare frane (larghezza 3 m, lunghezza 9 m, spessore massima del campione 0,70 m). Le dimensioni significative sono motivate dalla necessità di soddisfare alcuni importanti requisiti:

- riprodurre in scala reale movimenti franosi di piccole dimensioni;
- consentire l'installazione di una rete di monitoraggio costituita da un cospicuo numero di strumenti di diversa tipologia;
- consentire l'osservazione del fenomeno ad occhio nudo;
- studiare il tipo di cinematismo del movimento franoso.

Il prototipo è stato reso sufficientemente rappresentativo nella simulazione di fenomeni di colata rapida e nello studio dei fattori che li condizionano attraverso l'installazione di componenti in grado di soddisfare alcuni requisiti principali, quali:

- la possibilità di simulare una pioggia uniforme d'intensità controllata;
- la possibilità di valutare il quantitativo d'acqua infiltrato;
- la possibilità di misurare gli spostamenti di superficie;
- la possibilità di porre in opera materiale piroclastico ad una densità controllata.

La progettazione di un'apparecchiatura così flessibile ha richiesto numerosi sforzi rivolti non solo al disegno finale del prototipo e delle relative attrezzature di supporto, ma anche all'individuazione delle migliori proposte sul mercato di strumentazioni o parti meccaniche da utilizzare in fase di realizzazione dell'opera. Sulla base delle linee tracciate il progetto esecutivo del prototipo di pendio è stato redatto dal Dipartimento Ingegneria Meccanica per l'Energetica (DIME) dell'Università di Napoli Federico II.

Il prototipo di pendio indefinito è formato da due cassoni indipendenti collegati ad uno stesso sistema di movimentazione (Figura III. 1 e in Figura III. 2). Entrambi hanno le stesse dimensioni: un'area di forma quadrata di area 9 m^2 , e un'altezza di $0,70 \text{ m}$ e possono assumere inclinazioni relative variabili. La struttura portante è costituita da un telaio di profilati in acciaio, mentre le pareti ed il fondo sono costituite da lastre metalliche. I due cassoni hanno funzioni differenti: sul cassone più alto (cassone superiore, indicato con A in Figura III. 1. Schema del prototipo di pendio.), viene ricostituito il campione, l'altro cassone (cassone intermedio, indicato con B in Figura III. 1. Schema del prototipo di pendio.), serve per analizzare il cinematismo iniziale del movimento franoso. Al di sotto del cassone B è stato collocato un ulteriore contenitore adibito a raccogliere il materiale franato (cassone C in Figura III. 6).

Le diverse parti del prototipo (cassoni A e B) sono poste ad una quota di circa $2,00 \text{ m}$ per garantirne la libertà di movimento e consentire al terreno di confluire facilmente dal cassone A ai cassoni sottostanti. La base del cassone B è posta circa 40 cm al di sotto della base del cassone A per evitare alcun contatto tra le due parti quando esse assumono una rotazione relativa non nulla. Questa condizione è importante in quanto garantisce che non vi sia alcuno scarico di forze tra i due cassoni. In questo modo è possibile registrare le variazioni del peso del campione di terreno durante la prova tramite quattro celle di carico collocate al disotto del cassone A (elementi rossi in Figura III. 1 e Figura III. 2).

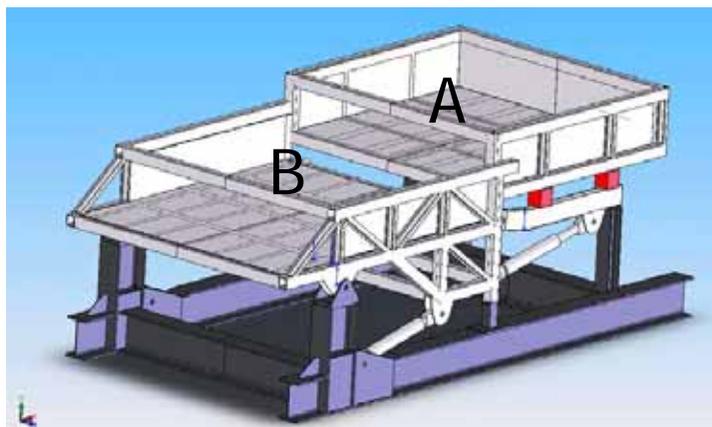


Figura III. 1. Schema del prototipo di pendio.

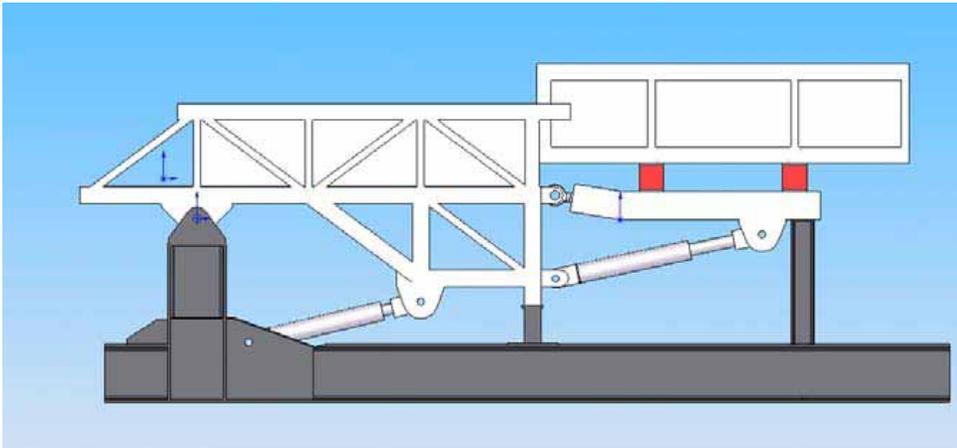


Figura III. 2. Prospetto laterale dello schema di pendio indefinito.

Il sistema di movimentazione utilizzato per inclinare il prototipo è costituito da due coppie di pistoni idraulici disposti in serie al di sotto dei cassoni A e B (Figura III. 1 e Figura III. 2). Si tratta di due coppie di attuatori meccanici della BOSCH, tra di loro indipendenti, azionati da una centralina oleodinamica. Questo sistema permette di ruotare indipendentemente i due cassoni in modo da ottenere inclinazioni relative non nulle (Figura III. 10 e Figura III. 11). La pendenza desiderata viene raggiunta azionando prima la coppia di pistoni posta sotto al cassone B che ruota contemporaneamente entrambi i cassoni. L'inclinazione massima fornita dalla prima coppia di attuatori non supera i 24° (vedi Figura III. 10). La seconda coppia di pistoni (vedi Figura III. 11) viene azionata per ruotare il solo cassone A. L'inclinazione complessiva del cassone A non può superare i 55° a causa degli ingombri delle strumentazioni montate su di esso. L'ingombro della macchina è vincolato, infatti, dalle dimensioni della struttura dove è stata realizzata. L'intera attrezzatura è stata realizzata un capannone industriale di due livelli sito a Castellammare di Stabia. Al secondo livello è stata realizzata un'apertura nel solaio per fornire l'altezza necessaria ad inclinare il prototipo. Di fatto questo a portato qualche limitazione alla potenzialità del movimento della macchina.

Nella configurazione di riposo (pendio in posizione orizzontale), gli attuatori del tratto superiore non sono posizionati a fine corsa, per consentire al tratto superiore di assumere un'inclinazione minore rispetto al tratto inferiore. Ciò è utile al fine di simulare le diverse condizioni morfologiche che possono presentarsi nella realtà.

L'impiego dei pistoni idraulici per la movimentazione del pendio permette di avere un moto continuo senza scatti o vibrazioni evitando che nascano vibrazioni o movimenti di altro genere che possano intaccare lo stato del campione durante la fase di inclinazione. L'avanzamento dei pistoni avviene gradualmente regolando la pressione dell'olio all'interno della pompa idraulica. Gestendo tutti gli attuatori con un'unica pompa si ha il vantaggio di garantire il loro sincronismo in fase di avanzamento o di discesa poiché ogni pistone sarà soggetto sempre alla stessa pressione.

L'insieme centralina-attuatori è alimentato e controllato da un quadro elettrico dotato di PLC (controllore a logica programmata), delle relative protezioni elettriche dei motori e da un modulo per la gestione dei circuiti di sicurezza.

Il PLC è corredato di alimentatore e schede adatte alla sensoristica a bordo macchina. Vi è poi una serie di relé di interfaccia tra il sistema ed il campo per garantire un isolamento in caso di guasto esterno ed evitare danneggiamenti al controllore. Il PLC controlla in frequenza tre azionamenti inverter per la regolazione della velocità dei motoriduttori.

Il quadro è fornito di pulsantaria di tipo tradizionale e un pannello operatore tipo lcd per un completo dialogo uomo macchina circa lo stato ed i comandi della macchina (vedi Figura III. 3).

Attraverso il pannello lcd è possibile dialogare con la macchina impostando i parametri di controllo della movimentazione e visualizzare lo stato e la posizione della macchina. Segnaletiche luminose indicano le movimentazioni in atto ed eventualmente il cattivo funzionamento o la non sincronia dei pistoni. L'avvio e l'arresto dei vari movimenti avviene tramite pulsanti. Sul quadro elettrico è possibile azionare anche la pompa idraulica a servizio dei pistoni.

Il quadro elettrico è situato al piano terra, ma è dotato di una posizione supplementare al piano superiore al di sopra del prototipo; questa posizione è però dotata della sola l'interfaccia lcd per azionare e controllare la movimentazione.



Figura III. 3. Vista dei quadri elettrici e di controllo del prototipo (a sin.) e del sistema si sollevamento (a destra).



Figura III. 4. Vista frontale del prototipo.

I comandi per la movimentazione vengono dati manualmente attraverso i pulsanti, mentre dal pannello lcd è possibile leggere la posizione attuale del prototipo, settare le posizioni di partenza e di arresto, la velocità del movimento e il margine di controllo sulla posizione della macchina durante il moto. Il controllo si avvale di encoder per la misura dell'inclinazione di entrambi i cassoni. Si tratta di trasduttori di posizione angolare collegati al PLC, e costituiti da un dispositivo elettromeccanico che converte la posizione angolare del suo asse rotante, in segnali elettrici. L'inclinazione del cassone A viene ulteriormente monitorata attraverso un accelerometro posizionato al di sotto della sua base. L'accelerometro utilizzato è di tipo statico ed è collegato ad un computer per fornire costantemente la posizione del campione artificiale in real time. il principio di funzionamento dell'accelerometro si basa sulla rilevazione dell'inerzia di una massa quando viene sottoposta ad una accelerazione. La massa viene sospesa ad un elemento elastico, mentre un qualche tipo di sensore ne rileva lo spostamento rispetto alla struttura fissa del dispositivo. In presenza di un'accelerazione, la massa (che è dotata di una propria inerzia) si sposta dalla propria posizione di riposo in modo proporzionale all'accelerazione rilevata. Il sensore trasforma questo spostamento in un segnale elettrico acquisibile dai moderni sistemi di misura.

Sul cassone A sono stati fissati anche i telai di supporto del sistema di simulazione della pioggia e del robot che muove lo scanner bidimensionale per il monitoraggio degli spostamenti lungo la superficie del campione. Per ottimizzare gli spazi e l'ingombro di questi sistemi, alcuni componenti elettronici di gestione dei due sistemi sono stati collocati in un contenitore a tenuta fissato sotto il cassone A. Oltretutto, a causa della presenza del sistema di deposizione esterno al prototipo di pendio, è stato necessario intervenire sui telai per ridurre al minimo l'ingombro e consentire una movimentazione più libera.

Infine, sempre sul cassone A è stato incollato uno strato dello stesso terreno sul fondo, per garantire un'adesione tra la base del cassone ed il campione di terreno. L'incollaggio viene totalmente rinnovato dopo un certo numero di prove, ed è comunque ripristinato all'occorrenza prima di ogni nuova deposizione di terreno.

A differenza delle parti A e B il cassone C è posizionato alla stessa quota del pavimento con un'inclinazione di 15° fissa ed ha una larghezza maggiore rispetto agli altri due per evitare che vi sia lateralmente dispersione di materiale.

L'inclinazione è necessaria per accumulare il materiale franato verso la parete frontale dove sono state realizzate apposite aperture attraverso cui è possibile recuperare il terreno più facilmente. La pendenza è stata ottenuta incernierando il cassone al pavimento di modo che all'occorrenza si possa modificare la sua inclinazione. Il cassone è stato realizzato successivamente, insieme al sistema di sollevamento del terreno per trasportare il materiale sul sistema di essiccamento.

In Figura III. 4 vi è una vista frontale del prototipo durante le prime fasi di una prova.

III.3 Sistemi di trattamento e posa in opera del terreno

Esternamente al prototipo si sviluppano i sistemi di essiccamento del terreno e di deposizione pluviale (vedi Figura III. 6 e Figura III. 7). Questi sistemi sono stati progettati per automatizzare le procedure di trattamento del terreno e ricostruzione del campione. La loro funzione è essenziale per garantire l'omogeneità del campione stesso e con esso la ripetibilità delle prove; infatti, in virtù dell'enorme quantità di terreno da trattare e delle dimensioni stesse del campione, l'utilizzo di sistemi meccanizzati garantisce l'uniformità di trattamento e della messa in opera del terreno, nonché una riduzione drastica dei tempi necessari all'espletamento di queste operazioni.

Entrambi i sistemi si sviluppati intorno al pendio artificiale: il primo è composto da una serie di nastri trasportatori che viaggiano lungo il perimetro del prototipo per portare il terreno dal cassone C alla tramoggia attraversando una camera ad alte temperature; il secondo sistema consiste, invece, in una tramoggia mobile sostenuta da un telaio in profilati di acciaio che si muove al di sopra del cassone A.

L'impianto di essiccamento è stato posizionato ad una quota tale da convogliare il terreno trattato direttamente all'interno della tramoggia, quando questa è in posizione di riposo alle spalle del cassone A (vedi Figura III. 6). Questa soluzione è stata adottata in quanto, tra le funzioni previste in fase di progettazione dell'impianto, si è tenuto conto anche della possibilità di provvedere alle modalità di approvvigionamento del materiale nella tramoggia.

A monte dell'impianto vi è un vibrovaglio (vedi figura Figura III. 5) utilizzato per stacciare il materiale prima di sottoporlo ad essiccamento ed un sistema di sollevamento per portare il terreno alla quota desiderata.

La disposizione dei due sistemi intorno al prototipo ha permesso di realizzare le prove in maniera ciclica, ovvero recuperando direttamente il materiale a fine prova per riutilizzarlo nella prova successiva. In questo modo la quantità di terreno prelevata in sito per realizzare i campioni dell'intera sperimentazione è stata notevolmente ridotta con conseguenti vantaggi in termini di spazio e di trasporto. Maggiori dettagli sui due impianti e sulle loro potenzialità sono descritti di seguito.



Figura III. 5. Vibrovaglio.

III.3.1 Sistema di essiccamento

Prima di essere depositato sul prototipo, il terreno deve subire un trattamento mirato a conferirgli un basso grado di umidità e quindi di contenuto d'acqua, ad eliminare le particelle più grossolane e a rompere eventuali aggregati di particelle più grossi.

Il contenuto d'acqua del terreno può avere effetti sul processo di deposizione. Infatti, le particelle di un terreno più secco cadendo possono subire un processo di classazione dovuta alla differenza di dimensioni e quindi di peso. Inoltre, per lo stesso motivo, può aumentare la percentuale di materiale più sottile che viene disperso. Se si aumenta il contenuto d'acqua di qualche unità è possibile ridurre questo fenomeno poiché le particelle più fini tenderebbero a legarsi a quelle di dimensioni maggiori.

I grani più grossolani compreso gli aggregati di dimensioni maggiori, invece, vanno rimossi per evitare che si possa occludere l'apertura alla base della tramoggia creando problemi in fase di deposizione.

Pertanto il materiale franato, raccolto dal cassone C, viene inizialmente asciugato all'aria aperta, e successivamente vagliato, per pulire il terreno da elementi grossolani.

La stacciatura è di tipo meccanico e avviene attraverso un vibrovaglio (Figura III. 5) costituito da un contenitore metallico di dimensioni (0,80x0.70x0.65 m) dotato alla base di una rete metallica. Il contenitore poggia su di un telaio in profilati in acciaio ad una quota di circa 2 m dal pavimento, al di sotto vi è un altro contenitore per la raccolta del materiale stacciato. La stacciatura viene indotta meccanicamente mediante un vibratore meccanico applicato su di una parete del cassone superiore. Il vibrovaglio viene riempito di terreno dall'alto utilizzando un cesto a base rettangolare realizzato ad hoc e movimentato da un carrello elevatore. Il cesto è dotato di una parete libera per rovesciare il terreno nel vibrovaglio, ed è provvisto inoltre di un'apertura sul fondo aperta all'occorrenza per svuotarlo completamente.

Il contenitore inferiore è dotato di un sistema di movimentazione manuale che permette di inclinarlo per far defluire il terreno su di un nastro trasportatore a coppette (galoppino) riportato in Figura III. 8 utilizzato per trasportare il materiale alla quota dell'impianto di essiccamento. Si tratta di un nastro trasportatore inclinato (circa 70° rispetto al pavimento) su cui sono state fissate delle coppette in plastica che raccolgono il terreno e lo depositano sull'impianto di sollevamento. Il galoppino è stato preferito ad altri mezzi meccanici sperimentati (una pompa e una coclea) per il sollevamento del materiale in quanto si adattava meglio alle diverse consistenze del terreno.

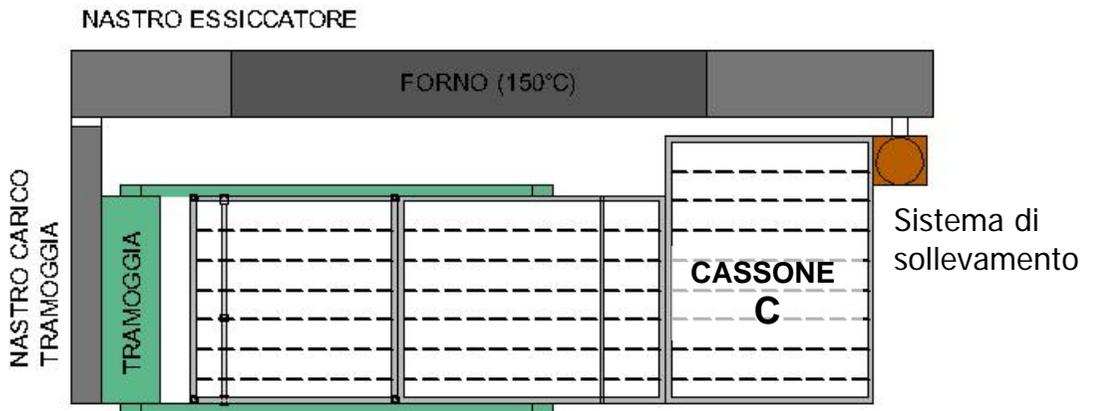


Figura III. 6. Schema dell'insieme prototipo - sistema di deposizione - sistema di essiccamento (pianta).

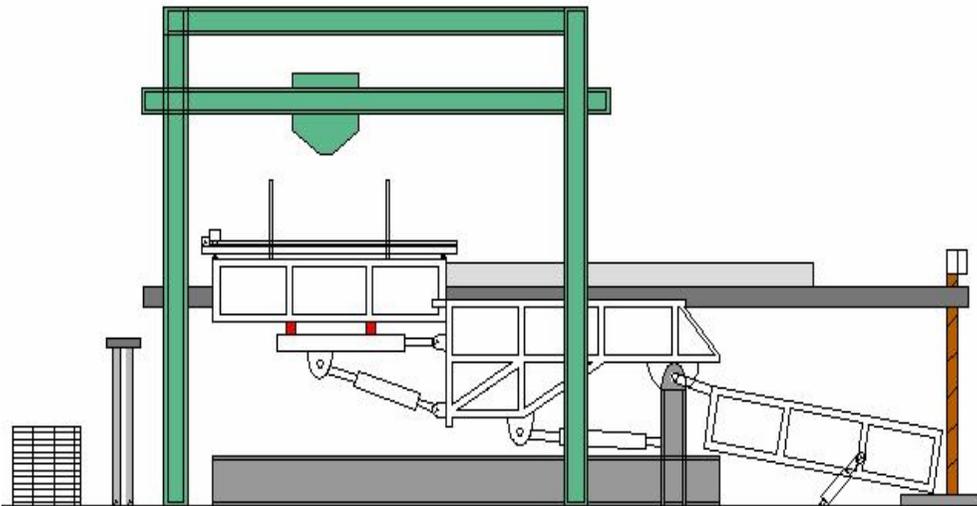


Figura III. 7. Schema dell'insieme prototipo - sistema di deposizione - sistema di essiccamento (vista laterale).



Figura III. 8. Particolare del galoppino per il trasporto in forno del materiale.

L'impianto di essiccamento è composto da due nastri trasportatori (vedi Figura III. 6). Il primo corre parallelamente ai tre cassoni del prototipo a velocità controllata e attraversa un una camera lunga 8 m e larga 0.80 m, in cui sono state collocate delle resistenze per l'innalzamento della temperatura da 300 e 600 W applicate essenzialmente lungo le pareti laterali per un totale di circa 20 KW di assorbimento. Le resistenze sono orientate leggermente verso l'alto onde evitar e la fusione del nastro trasportatore. La temperatura interna può essere modificata regolando l'intensità di corrente che attraversa le resistenze. La temperatura massima del forno dipende anche dall'aerazione che viene determinata all'ambiente del forno regolando l'apertura degli sportelloni di copertura, o regolando le aperture di ingresso e uscita. In assenza di aerazione la temperatura raggiunge circa 300°. Il valore 150° è comunque da progetto considerato valore di soglia da non oltrepassare al fine di evitare problemi di fusione del nastro e garantire all'interno

del forno la temperatura uniforme di 105° definita dagli standard geotecnici. Il forno è suddiviso convenzionalmente in quattro tratti. La temperatura di ciascun tratto è misurata da una termocoppia. Quando la temperatura di un tratto eccede 150° le resistenze presenti in quel tratto vengono disattivate.

La variazione del contenuto d'acqua del terreno è funzione del tempo di permanenza all'interno del forno. È possibile regolare l'avanzamento del tappeto ad intervalli di tempo regolari lasciando il terreno all'interno del forno per circa un'ora. Il tempo di permanenza e con esso l'avanzamento del tappeto viene gestito da un PLC che controlla sia il movimento del tappeto che le resistenze inserite nel forno e quindi la temperatura nel forno. L'interfaccia uomo-macchina è fornita ancora da due schermi lcd, posizionati sul quadro elettrico (vedi Figura III. 8), su cui vengono visualizzate le misure di temperature effettuate a mezzo di N. 4 sensori disposti all'imbocco, all'uscita e nella zona centrale del forno. Il programma di gestione e controllo del PLC è unico per i due impianti (essiccamento e sollevamento), e consente di definire dei cicli di funzionamento alternato dei due sistemi, quello di sollevamento e di essiccamento, in modo che non vi sia accumulo di materiale all'ingresso del forno. In ogni caso è possibile passare dal controllo di tipo automatico, in cui si definiscono i cicli, a quello manuale per entrambi i sistemi.

Lo schermo lcd relativo all'impianto di essiccamento è quello a sinistra nella Figura III. 8. Il secondo schermo lcd fa invece da interfaccia uomo-macchina per il sistema di movimentazione e controllo del laser scanner bidimensionale di cui si parlerà più avanti.

Per verificare la funzionalità del forno sono state effettuate misure di contenuto d'acqua del terreno prelevato all'interno della tramoggia dopo aver attraversato tutto il forno in un'ora circa. I valori hanno riscontrato l'influenza dalle condizioni dell'ambiente esterno sul processo di essiccamento.

Per impedire la formazione di grumi di terreno sono stati collocati alcuni ostacoli all'interno del forno che permettono di rimaneggiare il terreno e ridurre la formazione di aggregati di granuli di dimensioni rilevanti. Inoltre per ottenere un contenuto d'acqua omogeneo in tutto il terreno lo spessore di materiale sul nastro trasportatore non supera i 5 cm ed è regolato da una lama metallica ad altezza regolabile posizionata all'imbocco del forno.

Il forno poggia su di una struttura metallica ad una quota di 2,20 m per fare in modo che il terreno a fine corsa si porti per caduta su di un altro nastro trasportatore che corre in direzione ortogonale alla tramoggia. Da questo secondo nastro, grazie alla presenza di un intercettatore mobile è possibile distribuire il terreno all'interno della tramoggia (Figura III. 9).

Il progetto del impianto di essiccamento del cassone C e del sistema di sollevamento è stato realizzato dalla D&D Automazioni. La stessa ditta ha implementato il quadro elettrico dei due sistemi.



Figura III. 9. Nastro trasportatore per il trasferimento nella tramoggia del terreno in uscita dal sistema di essiccamento.

III.3.2 Sistema di deposizione

Il sistema di deposizione aerea è stato concepito per controllare la densità del materiale posto in opera e la relativa omogeneità.

Rispetto ad altre metodologie utilizzate per la ricostruzione in laboratorio di campioni di terreno a grana grossa, la deposizione pluviale è quella che meglio consente di controllare lo stato di addensamento, specie nella posa in opera di campioni di grosse dimensioni (vedi Allegato B). La tecnica peraltro consente di installare gli strumenti di misura all'interno del campione nel corso della posa in opera senza arrecare eccessivi disturbi al campione stesso con fori e asportazioni di materiale praticate a posteriori.

Il sistema è stato progettato per soddisfare le seguenti modalità:

- la deposizione può essere regolata impostando l'altezza di caduta, la dimensione delle aperture attraverso cui cade il terreno e la velocità di movimento della tramoggia;
- il moto della tramoggia è regolato sia in direzione verticale per modificare l'altezza di caduta, spostando i binari su cui essa scorre, sia lungo la base del cassone A durante la fase di deposizione;
- la velocità con cui si sposta lungo il piano deve essere tale da garantire che ad ogni passaggio lo spessore dello strato di terreno depositato non sia superiore a qualche cm. Valori così bassi evitano che la struttura stratificata abbia qualche influenza nel comportamento del campione
- il moto della tramoggia deve poter avvenire anche su di un piano inclinato;
- il campione verrà ricostruito depositando il terreno tramite una tramoggia mobile posta al di sopra dello scivolo che verrà riempita più volte fino al completamento del processo;
- il sistema deve essere esterno al prototipo di pendio, in modo da non creare disturbo al materiale una volta depositato;
- date le esigue disponibilità di spazio, il sistema deve avere un ingombro contenuto.

La deposizione avviene facendo cadere il materiale dall'alto con la tramoggia in movimento in direzione orizzontale o inclinata (vedi Figura III. 10 Figura III. 11 e Figura III. 12). La quantità di terreno che fuoriesce dalla tramoggia è regolata mediante un sistema di apertura meccanico. L'altezza di caduta, l'ampiezza

dell'apertura, la velocità di avanzamento della tramoggia sono tutti parametri che influenzano la densità alla quale viene posto in opera il campione. La densità è influenzata anche dal contenuto d'acqua di posa in opera. Poiché le dimensioni del campione sono considerevoli (circa 4m^3), la deposizione avviene in più fasi, con almeno tre carichi della tramoggia.

Il progetto del sistema di deposizione pluviale è stato realizzato insieme a quello del prototipo dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica per l'Energetica (DIME).

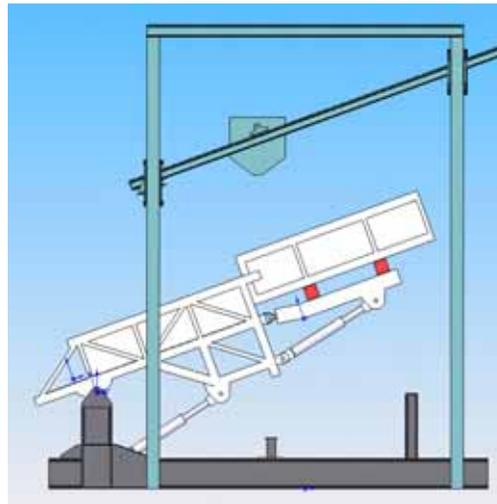


Figura III. 10. Schema di una particolare configurazione del sistema durante la deposizione.

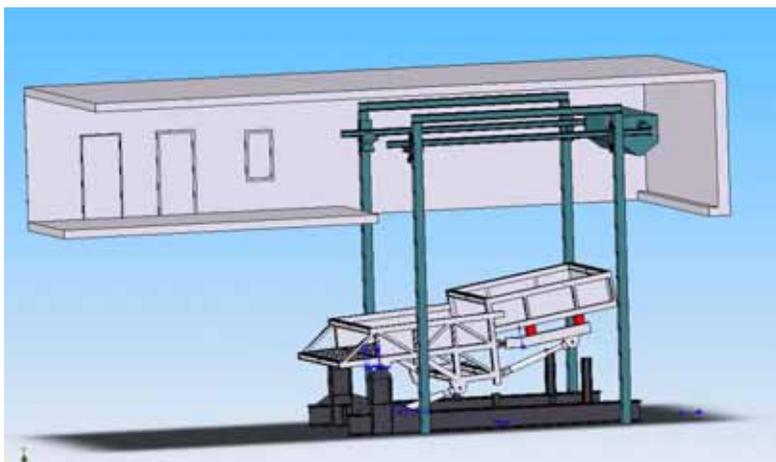


Figura III. 11 Schema del sistema di deposizione.

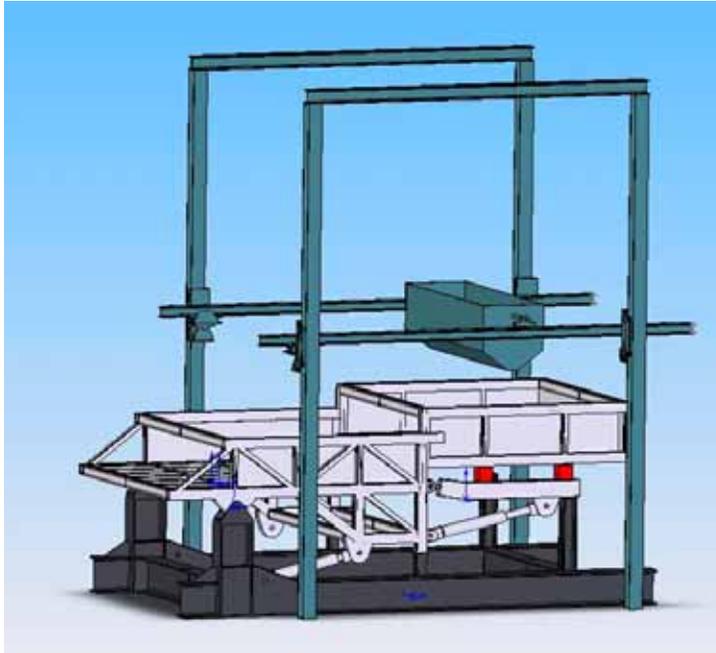


Figura III. 12 Schema del sistema durante la deposizione.

La tramoggia mobile è sorretta da un telaio di profilati verticali fissi e profilati orizzontali non fissi (vedi Figura III. 12). Sollevando questi ultimi è possibile portare la tramoggia da una quota zero di riferimento ad una posizione al di sopra del cassone A dove verrà ricostruito il campione. L'avanzamento dei profilati orizzontali avviene con una duplice coppia di motori sincronizzati (vedi Figura III. 13), due posteriori e due anteriori azionati attraverso lo stesso quadro elettrico e PLC realizzato per la movimentazione del prototipo. La sincronizzazione dei motori è molto importante in quanto contrasta fenomeni di svergolamento che potrebbero crearsi per una distribuzione non uniforme del carico lungo gli assi di sollevamento. Qualora l'apporto di un motore venisse meno, il sistema è dotato di un meccanismo di bloccaggio che arresta l'altro motore e ne ripristina l'allineamento.

L'impianto di deposizione, insieme con il software di controllo è stato progettato per permettere l'azionamento separato delle due coppie di motori sincroni in modo da consentire l'avanzamento della tramoggia lungo un piano inclinato (Figura III. 10 e Figura III. 11).

Una volta raggiunta la quota di riferimento, la tramoggia viene fatta avanzare prima in avanti, poi indietro alla velocità desiderata che può variare tra un valore minimo di 0 cm/sec e uno massimo di 10.4 cm/sec (624 cm/min). Nelle prove effettuate la velocità scelta è di 0.62 cm/sec (37.2 cm/min). È preferibile far compiere alla tramoggia cicli completi di deposizione evitando di interrompere il processo quando la tramoggia è situata in una posizione interna al cassone. Questo, infatti, potrebbe creare in quel punto una disuniformità del campione.



Figura III. 13. Particolare di uno dei due motori di azionamento della vite senza fine, per l'avanzamento in direzione orizzontale della tramoggia.

Il carico massimo sostenuto dal telaio è di circa 3 tonnellate complessivi, ovvero compreso del peso proprio della tramoggia stessa pari a 1.4 ton, il che consente di deporre fino ad un massimo di 1.5 ton di materiale. Tuttavia non è necessario raggiungere tale peso, infatti, per riempire l'intera tramoggia occorrerebbe un tempo elevato che non garantirebbe l'uniformità del contenuto d'acqua di tutto il materiale accumulato. Inoltre maggiore è la quantità di terreno, maggiore è il suo stato di addensamento all'interno della tramoggia.

Il flusso del terreno dalla tramoggia viene controllato non solo dalla velocità di avanzamento della tramoggia e dalla sua distanza dal piano di deposizione, ma anche dall'apertura alla base della tramoggia. Tale ampiezza viene regolata da un sistema meccanico posto davanti all'apertura, realizzato con due lastre allungate incernierate sui lati più esterni. Le lastre sono in parte sovrapposte e chiudono completamente la base della tramoggia (vedi Figura III. 14). Il processo di deposizione ha inizio ruotando le lastre. La posizione sfalsata delle lastre permette di ridurre l'accelerazione di distacco delle particelle di terreno favorendo una deposizione del materiale più sciolta, ovvero un campione più poroso.

A seguito della realizzazione del sistema di simulazione della pioggia e del sistema di monitoraggio mediante laser scanner, l'ingombro dei telai posizionati sul cassone A impediva la discesa della tramoggia all'interno del cassone per depositare il terreno ad una distanza minima dal fondo. Per sopperire a questo inconveniente e garantire un flusso di terreno più omogeneo durante la deposizione è stato realizzato un diffusore rimovibile, che viene posizionato al di sotto dell'apertura della tramoggia prima della deposizione.

Si tratta di una lastra metallica con ampiezza 20 cm e larga quasi quanto l'intero cassone (ovvero all'incirca 3 m), ai cui lati sono fissate due ali, due strisce di rete metallica con una maglia di ampiezza 1 cm, leggermente inclinate e con una larghezza di 30 cm. La lastra centrale serve per smorzare l'energia del flusso di particelle in uscita dalla tramoggia, mentre la rete metallica garantisce una diffusione del flusso più omogenea.

L'utilizzo del diffusore è indispensabile qualora si vogliono ottenere porosità elevate. Durante la deposizione può accadere che il terreno rimanga all'interno della tramoggia o per effetto dell'adesione tra il terreno e le pareti della tramoggia o per l'effetto ad arco dovuto alla costipamento del terreno per peso proprio. Questi fenomeni sono più frequenti quanto maggiore è la quantità di terreno all'interno della tramoggia. Per ridurre l'effetto sono stati applicati N. 4 vibratori sulla tramoggia (vedi Figura III. 15). Le vibrazioni indotte riescono ad eliminare i legami indotti tra le particelle e garantire un flusso più omogeneo. L'azionamento dei vibratori avviene poco prima dell'apertura della tramoggia ed è programmato in modo tale da azionare i 4 vibratori in sequenza per evitare che alcuni di essi vadano in risonanza e annullino vicendevolmente i propri effetti.



Figura III. 14. Particolare della tramoggia durante la fase di deposizione.



Figura III. 15. Particolare tramoggia: vibratori.

III.4 Misura degli spostamenti

Le misure degli spostamenti del terreno durante la prova vengono effettuate mediante l'utilizzo di due tecniche di rilevamento:

- ✚ Laser scanner bidimensionale
- ✚ Tecnica P.I.V. (Particle Image Velocimetry)

Il laser scanner viene usualmente impiegato per riprodurre con una risoluzione elevata, circa 0,1 mm, la geometria di un oggetto. I tempi necessari per effettuare un'intera scansione sono funzione della superficie scansionata e della risoluzione desiderata, di conseguenza la frequenza di campionamento è bassa e non consente un monitoraggio in continuo. Al contrario la tecnica P.I.V. ha una risoluzione meno accurata, ma consente il monitoraggio in continuo dell'evoluzione del campione durante la prova. Questa tecnica si basa sul confronto di frames successivi dell'oggetto ripreso da una telecamera. Il sistema per l'analisi P.I.V. è costituito da una telecamera collegata ad un computer per l'acquisizione in digitale, ed è posizionato solo durante l'esecuzione della prova.

L'utilizzo combinato delle due tecniche consente di avere un'informazione accurata delle variazioni della superficie del campione, compreso eventuali cedimenti, nelle prime fasi della prova per effetto della pioggia; nello stesso tempo garantisce il monitoraggio dell'evoluzione degli spostamenti dell'intero campione fino a coglierne il movimento più rapido tipico di un fenomeno di colamento nella fase finale della prova.

L'interferenza tra i due sistemi durante la prova è minima, e sebbene si tratti di sistemi alquanto differenti, la loro sovrapposizione consente di avere informazioni complete dell'intero fenomeno riprodotto.

Le caratteristiche tecniche delle attrezzature realizzate e le peculiarità del loro funzionamento sono fornite nei paragrafi successivi.

III.4.1 Misura degli spostamenti attraverso la tecnica Laser Scanner

Il sensore utilizzato è un laser scanner bidimensionale MEL costituito da un una lama di raggi laser lunga all'incirca 10 cm che investono la superficie secondo un angolo d'incidenza noto in quanto imposto (Figura III. 16). Una telecamera individua, in un'altra posizione, la direzione di massima intensità dell'energia riflessa.

Dalla conoscenza dei due angoli è possibile ricavare la distanza del punto, e, dalla distanza e dalla posizione del sensore è possibile risalire anche alla posizione del punto (tecnica laser a triangolazione).

Lo scanner è orientato parallelamente alla base del cassone ed è posizionato ad una quota fissa tale da garantire una distanza massima dalla superficie del campione non superiore a 20 cm, valore massimo imposto dalla geometria interna del sensore. Il laser corre parallelamente alla superficie bidimensionale del campione trasportato da un elemento motorizzato (robot) in grado di controllare con estrema accuratezza la posizione nel piano di movimentazione. Il robot è fissato ad un'asta sostenuta da un telaio metallico ancorato al cassone A (vedi Figura III. 17). Alcuni particolari costruttivi del sistema di movimentazione sono riportati in Figura III. 18.

Il progetto meccanico del robot e del sistema di controllo e gestione dell'automazione è stato realizzato dalla società Megaris in collaborazione con la società D&D.

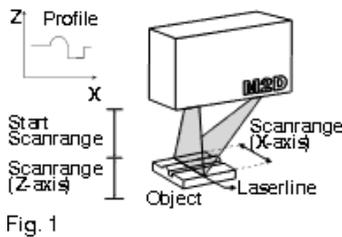


Fig. 1

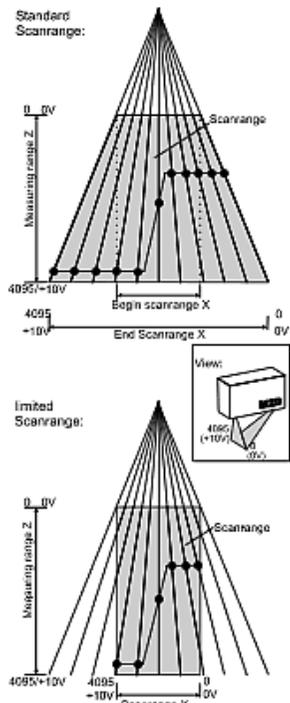
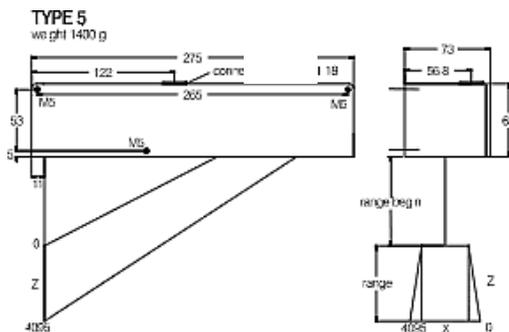


Fig. 3

Figura III. 16. Schema geometria laser scanner.

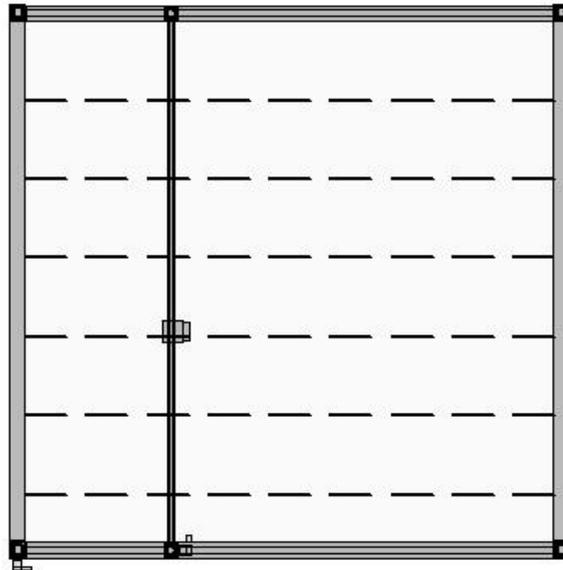


Figura III. 17. Pianta del sistema cassone-robot.

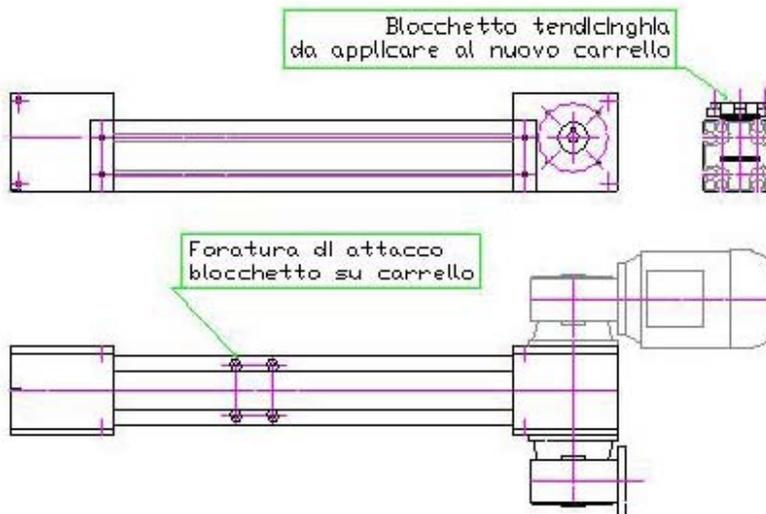


Figura III. 18. Sistema di movimentazione del laser scanner - Particolari.

Il robot consente solo movimenti paralleli alla superficie del campione, sia longitudinali che trasversali. I primi sono definiti dallo scorrimento dell'asta metallica lungo due guide applicate sugli elementi orizzontali del telaio. Il movimento trasversale dello scanner, invece, viene realizzato mediante un carrello mobile posizionato al di sotto dell'asta, a cui è agganciato il sensore (Figura III. 19).

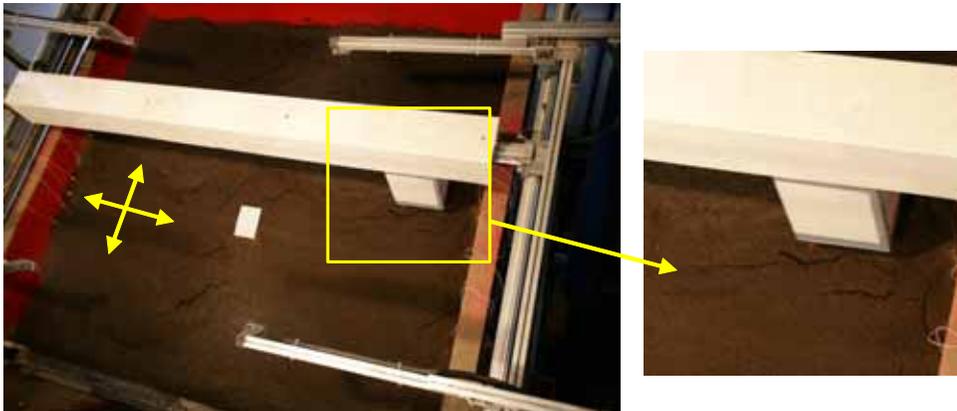


Figura III. 19. Funzionamento del sistema robot- laser scanner durante la prova.

Il robot può essere azionato senza arrestare il sistema pioggia. Per tale motivo, lo scanner è stato sistemato all'interno di un box che protegge le sue parti da eventuali infiltrazioni d'acqua (Figura III. 19). Durante la prova, quando lo scanner non è attivo viene portato in una posizione di riposo al centro del bordo superiore del cassone, in modo da preservarlo da eventuali movimenti di terreno e evitare interferenze con la pioggia (vedi Figura III. 28). Le guide per il movimento dell'asta vengono coperte, invece, solo durante la fase di deposizione per evitare che l'accumulo di materiale su di esse ostruisca il passaggio.

Sempre per evitare interferenze o causare danni all'apparecchiatura, durante la fase di deposizione, o più in generale quando il pendio è in posizione orizzontale, la posizione di riposo del robot è esterna al cassone, in prossimità di uno dei suoi bordi (vedi Figura III. 14). Questa posizione è definita come di riposo, in quanto al termine del processo di scansione, in qualunque situazione, il laser viene ricondotto automaticamente in quel punto. Per consentire allo scanner di portarsi al di fuori del cassone A è stato prolungato il telaio che sostiene il robot, creando problemi in fase

di inclinazione del pendio. In questa configurazione la massima inclinazione del prototipo si è ridotta bruscamente da 70° di progetto a quella attuale di 55°.

La scansione complessiva viene ricostruita unendo le scansioni di strisce longitudinali di superficie effettuate dal basso verso l'alto. Per garantire una ricostruzione corretta le strisce hanno delle zone di sovrapposizione lungo i bordi.

Lo scanner restituisce una nuvola di punti a cui associa una terna di coordinate che definiscono la distanza del punto dal laser scanner e la sua posizione in un piano parallelo alla base del cassone. Pertanto, nota la distanza tra il laser e la base del cassone, è automaticamente individuata la distanza tra ogni punto scansionato e il fondo del cassone.

Con queste informazioni si può determinare il volume del campione e le sue variazioni nel tempo, nonché i cedimenti del terreno dovuti, ad esempio all'azione della pioggia o all'infiltrazione di acqua.

La regolazione del movimento del robot, ovvero la velocità di avanzamento dello scanner, è funzione dell'accuratezza desiderata e anche dell'area che si vuole scansionare.

L'accuratezza della misura deriva dalla frequenza di scansione scelta e può essere spinta fino ad un minimo di 1 scansione ogni 0.1 mm. Maggiore è la scansione, maggiore è l'intervallo necessario allo scanner per coprire l'intera superficie (una scansione richiede almeno 3 minuti). In alternativa si possono effettuare una scansione meno accurata dell'intera superficie insieme ad altre scansioni più dettagliate estese solo alle zone del campione più significative.

L'apparecchiatura viene gestita e controllata da un PLC interno al quadro elettrico del sistema di essiccamento. Anche in questo caso la movimentazione del robot può essere effettuata tramite comandi manuali o automatici.

L'acquisizione e la regolazione delle scansioni avviene, invece tramite computer con il programma di gestione "SAM ROBOT". Il programma consente inoltre, di visualizzare a video la progressione della scansione man mano che viene effettuata. Alla fine di ogni processo viene creato un file tipo AVI in cui sono raccolte tutte le informazioni relative alla nuvola di punti acquisita. L'elaborazione di queste informazioni viene effettuata con il programma commerciale "POLI WORK".

I due software di gestione su PLC e su computer sono connessi tra loro.

III.4.2 Progetto del sistema di visione per le analisi P.I.V.

Il sistema di monitoraggio degli spostamenti di superficie con la tecnica P.I.V. (Particle Image Velocimetry), è stato progettato in aggiunta alla tecnica del laser scanner per fornire una continuità temporale spinta di ciò che accade in superficie. Il monitoraggio in continuo risulta fondamentale soprattutto nello studio dell'innesco e dell'evoluzione del movimento franoso che si completa in pochi secondi.

La tecnica P.I.V. si basa sulla registrazione (per mezzo di pellicole fotografiche o tramite CCD) della luce diffusa da particelle di piccole dimensioni in un flusso illuminato da una particolare sorgente di luce che crea un piano di misura all'interno del fluido in movimento. Nel caso in esame le immagini vengono acquisite con una telecamera digitale a frequenze elevate, fino ad un di 25 Hz.

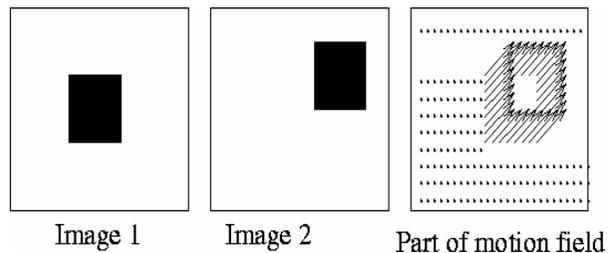


Figura III. 20. Schema logica P.I.V.

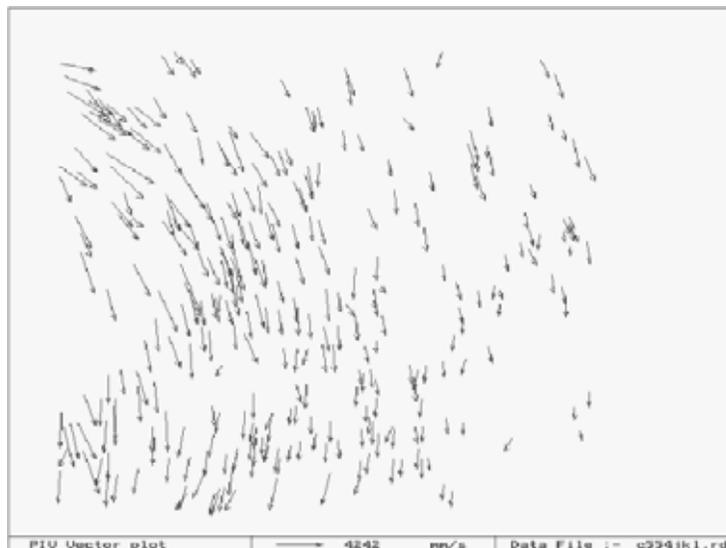


Figura III. 21. Esempio di campo vettoriale dedotto dalle analisi P.I.V.

Il moto viene caratterizzato confrontando elementi comuni a due immagini consecutive (Figura III. 20). In post-elaborazione, le immagini forniscono velocità ed entità degli spostamenti di punti della superficie (Figura III. 21). L'accuratezza raggiunta con questo tipo di analisi è meno spinta rispetto ai risultati ottenuti con il laser scanner, tuttavia l'entità degli spostamenti associati al movimento franoso (colata rapida) è tale da rendere affidabile le informazioni acquisite con tale tecnica. Questa tecnica, messa appunto per l'acqua e fluidi simili, è stata testata in altre sperimentazioni su colate di particelle, ed ha mostrato risultati soddisfacenti.

L'attrezzatura utilizzata in questa sperimentazione è formata da una telecamera, un computer su cui è installato un programma di acquisizione delle immagini, e N. 2 fari per illuminare la zona ripresa (Figura III. 22). La telecamera può montare 2 obiettivi con caratteristiche diverse (focale da 12 mm e 16 mm rispettivamente). La superficie del campione deve essere illuminata con fari particolari, caratterizzati da una potenza di 1000 watt ciascuno e muniti di un rettificatore che trasforma la corrente di alimentazione da alternata in continua. Il flusso di luce diretto sull'oggetto è continuo (ovvero ad intensità costante), e riduce al minimo i disturbi sulla qualità delle immagini acquisite. L'intero set di attrezzature è concepito per essere riposizionato prima di ogni prova (Figura III. 22).

Le immagini acquisite dal computer sono rielaborate con un apposito software che determina il campo di moto mediante l'analisi di due immagini consecutive sfruttando la teoria del metodo P.I.V. (Figura III. 23). L'analisi delle immagini permette di ricreare un filmato in cui è rappresentato l'evoluzione del campo di moto delle particelle di terreno sulla superficie del campione nel corso della prova.

La frequenza viene regolata tramite il programma di acquisizione delle immagini. Si può optare per un'acquisizione statica con frequenza di 1 frame al secondo, o per un'acquisizione dinamica in cui la frequenza è di 0.1 frame al secondo. L'acquisizione statica viene selezionata per registrare l'intera prova, mentre quella dinamica viene preferita per registrare gli eventi franosi più significativi. La fase dinamica deve essere lanciata mediante il comando denominato "trigger landslide". Una volta dato il comando, il programma acquisisce con frequenza elevata per un arco temporale di 60 secondi, calcolati a partire da 20 sec prima dell'azionamento del trigger.



Figura III. 22. Sistema di acquisizione per analisi P.I.V.

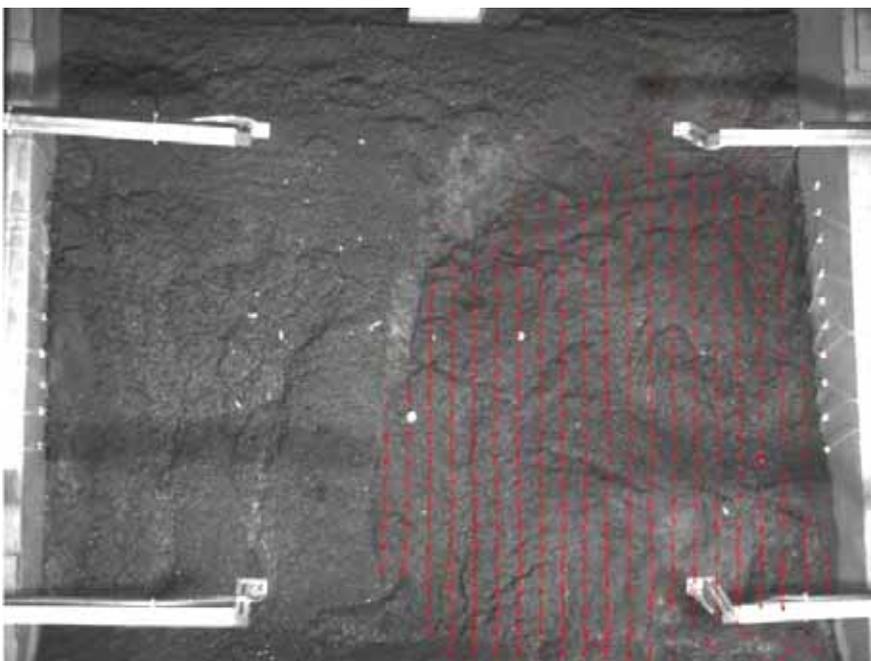


Figura III. 23. Immagine ottenuta dall'analisi P.I.V. in post-elaborazione.

Le immagini registrate durante la fase statica e la successiva fase dinamica costituiscono un ciclo di acquisizione (o log di acquisizione). Per ogni ciclo il programma di acquisizione crea in memoria una cartella identificata da un numero progressivo che accompagna la voce "log" (es.: log10). All'interno di queste cartelle vi sono due sottocartelle denominate rispettivamente "statica" e "dinamica" in cui vengono archiviate le immagini delle due fasi.

Il programma di acquisizione consente di visualizzare costantemente le immagini riprese dalla telecamera. Al termine della fase dinamica, l'acquisizione viene arrestata momentaneamente per consentire il salvataggio dei frames registrati.

Il software di acquisizione e quello di gestione per l'analisi P.I.V. sono stati messi a punto dalla ditta Megaris.

III.5 Sistema pioggia

Il progetto del sistema pioggia è stato alquanto problematico in quanto, a causa delle dimensioni del prototipo, doveva essere posto necessariamente al di sopra della superficie del campione, senza interferire con gli altri sistemi (il sistema di deposizione, il sistema di movimentazione del laser e il sistema di acquisizione video per il monitoraggio degli spostamenti mediante analisi P.I.V.).

La configurazione del sistema doveva garantire inoltre:

- la simulare gli eventi piovosi con intensità diverse
- l'uniformità della pioggia su tutto il campione
- la possibilità di essere utilizzato durante la fase di deposizione per bagnare gli strati di terreno depositati
- la capacità di nebulizzare l'acqua per evitare l'erosione superficiale del terreno e che le gocce d'acqua di grosse dimensioni possano addensare il terreno

Dopo numerose ed impegnative ricerche si è dedotto che è pressoché impossibile garantire una pioggia uniforme al di sopra della superficie del cassone. Ciò nondimeno la soluzione definita nel progetto soddisfa, per quanto possibile, tutte le voci sopra elencate.

Gli elementi identificati tra quelli più performanti in commercio in grado di assicurare pioggia uniforme e d'intensità nota, sono degli ugelli caratterizzati da un'impronta

d'incidenza circolare che forniscono una pioggia sufficientemente nebulizzata così da prevenire possibili fenomeni di erosione del campione.

L'intensità di pioggia viene regolata attraverso il valore della pressione imposta a monte dell'ugello. In Figura III. 24 è riportato un esempio della corrispondenza biunivoca esistente tra la pressione dell'acqua all'ingresso dell'ugello e la portata in uscita. L'andamento del grafico evidenzia che all'aumentare della pressione la portata in uscita dall'ugello non cresce eccessivamente.

Il progetto finale è stato realizzato dalla ditta Megaris. In Figura III. 25 è riportato lo schema progettuale del sistema pioggia. Si tratta di un impianto composto da 4 bracci che aggettano dal bordo del cassone A al di sopra del campione. In corrispondenza dell'estremità di ciascun braccio sono posti tre ugelli di dimensioni diverse per simulare eventi piovosi d'intensità differenti. Vi è un sistema automatico che permette di ruotare i bracci dalla posizione di lavoro a quella di riposo per allinearli con le pareti laterali del cassone. Questo tipo di movimentazione annulla qualsiasi interferenza del sistema pioggia durante la deposizione del terreno.

L'altezza dei bracci viene regolata manualmente in funzione della geometria del cono d'acqua creato dagli ugelli, e dello spessore del campione.

Gli ugelli utilizzati sono del tipo DAU 1118 T1 prodotti da PNR. Ogni ugello crea un getto di acqua nebulizzata che investe un'area circolare il cui diametro è funzione della distanza dell'ugello rispetto alla superficie del campione. Nel caso in esame per avere complessivamente l'area di impronta riportata in Figura III. 26, la distanza tra gli ugelli e la superficie del campione deve essere di 80 cm. Ogni singolo ugello, se posto ad una distanza dal campione di 80 cm, copre un'area circolare di 160 cm di diametro. Ciò non garantisce a rigore la copertura uniforme di tutta la superficie del campione, ma buona parte di essa. In alternativa, l'uso di un numero maggiore di ugelli avrebbe comportato perdite di carico maggiori lungo il circuito e di conseguenza una disuniformità della intensità di pioggia simulata.

I 3 tipi di ugelli sono alimentati separatamente in funzione della pressione esercitata mediante l'apertura separata di 3 valvole. Ciascuna valvola alimenta una diramazione del circuito a cui sono collegati gli ugelli di uguale dimensioni (Figura III. 27).

Il sistema è alimentato da un unico serbatoio capace di contenere fino a 1000 litri di acqua. L'accoppiamento ottenuto permette di simulare piogge con intensità anche

molto diverse. Si va da un minimo di 20 mm/h ad un massimo di 350 mm/h. Gli ugelli garantiscono un getto di acqua nebulizzata, per qualsiasi valore di pressione, evitando così effetti di erosione superficiale del campione.

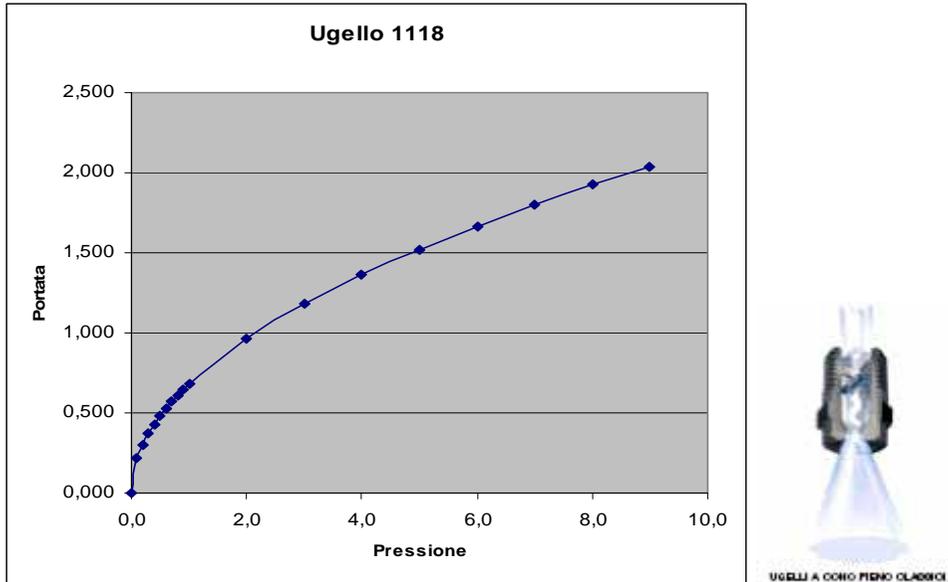


Figura III. 24. Relazione portata – pressione di un tipo di ugello utilizzato.

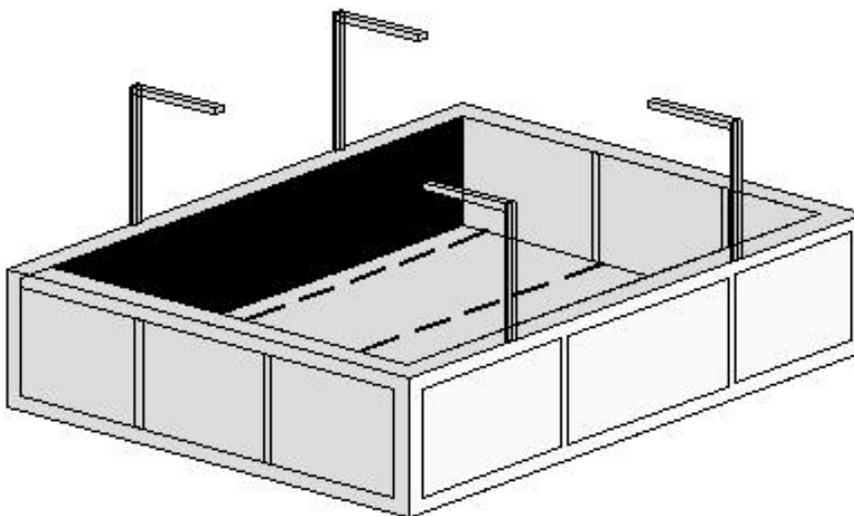


Figura III. 25. Schema del sistema pioggia.

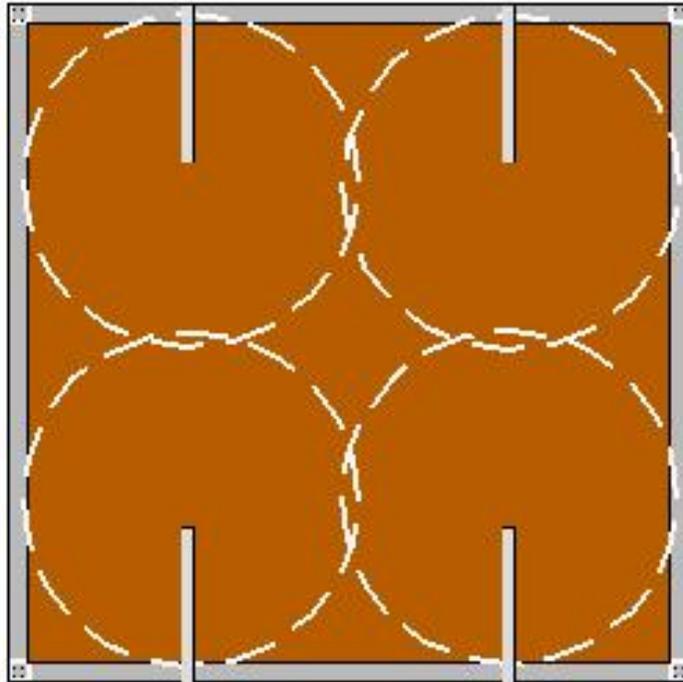


Figura III. 26. Area bagnata dagli ugelli.

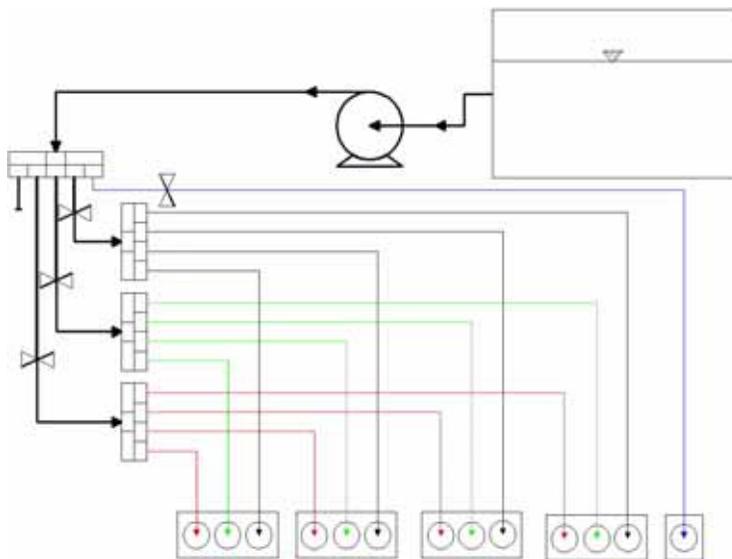


Figura III. 27. Schema circuito del sistema pioggia.

Dopo la realizzazione secondo progetto, il sistema di pioggia ha subito delle modifiche necessarie per diminuire le interferenze con il movimento verticale della tramoggia e a migliorare l'effetto pioggia quando il cassone è inclinato. Sono stati posti dei contrappesi sulle estremità esterne dei bracci per impedirne, quando il cassone è inclinato, la rotazione naturale dei bracci verso il basso per effetto del peso proprio. Sempre per bilanciare l'azione della gravità sul getto di acqua, è stato modificato l'orientamento degli ugelli rispetto alla superficie del campione (vedi Figura III. 28 e Figura III. 29).

Il sistema di controllo e gestione delle apparecchiature è regolato via software mediante computer. Il software "SAM MAIN", realizzato dalla ditta Megaris, permette di azionare il movimento dei bracci e controllare l'intensità di pioggia. L'intensità di pioggia può essere settata manualmente, scegliendo il valore corrispondente di pressione dell'acqua e aprendo la relativa valvola, oppure in modalità automatica selezionando l'intensità desiderata nell'apposito campo. Ovviamente la correlazione tra pressione dell'acqua e intensità di pioggia è quella empirica fornita dalla casa madre degli ugelli (Figura III. 24). Lo stesso programma consente l'acquisizione delle misure effettuate con le celle di carico e quelle fornite dall'accelerometro posto sotto il cassone A fornita.



Figura III. 28. Simulazione pioggia durante una prova.



Figura III. 29. Particolari ugello.

III.6 Strumenti di misura

Le altre misure effettuate nel corso della sperimentazione riguardano essenzialmente la stima delle variazioni di contenuto d'acqua del campione durante la prova.

Gli strumenti di misura utilizzati sono:

- ✚ Celle di carico a sei componenti per la stima della variazione del contenuto d'acqua complessivo all'interno del campione;
- ✚ Minitensimetri convenzionale della Soil Moisture per la misura della suzione all'interno del campione.

Per ciascuna tipologia di strumento è stato necessario individuare innanzitutto il corretto posizionamento, sia del sensore che del sistema di condizionamento e acquisizione ad esso collegato, cercando di non creare sovrapposizioni o interferenze con le apparecchiature esistenti. Dopo l'installazione ogni strumento è stato verificato per constatare la validità delle misure effettuate.

Per quanto attiene le misure relative alle pressioni interstiziali è in fase di studio la possibilità di inserire altri strumenti di misura: dei trasduttori di pressione per il monitoraggio delle pressioni neutre positive, e i TDR per la stima del potenziale idrico.

III.6.1 Celle di carico

Le celle di carico a sei componenti consentono di misurare forze e momenti rispetto ad una terna di assi cartesiane ad esse solidale. Hanno un fondoscala di 10 ton e un'accuratezza dell'ordine di 0.1% (del fondoscala).

Le celle sono state progettate per essere interposte tra il cassone A e la trave portacassone, sotto cui s'innesta la coppia di attuatori per l'inclinazione del cassone stesso. Complessivamente su di esse viene scaricato tutto il peso del insieme cassone-campione, qualunque sia la configurazione assunta dal prototipo (Figura III. 30).

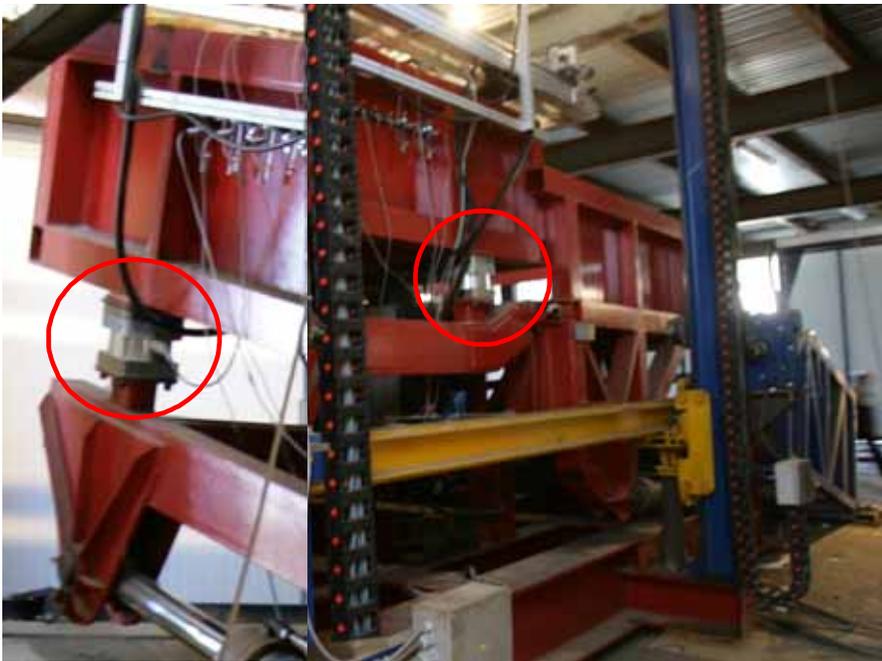


Figura III. 30. Alcuni particolari delle celle di carico.

Nel corso della prova le celle consentono la misura della variazione di peso del campione e con esso la stima delle variazioni di contenuto d'acqua all'interno del terreno e del peso del materiale franato.

Il sistema di condizionamento delle celle è predisposto al di sotto del cassone A. I segnali in uscita sono acquisiti tramite centraline dallo stesso computer che gestisce il sistema pioggia. Il programma di acquisizione e registrazione dei dati è lo stesso "SAM MAIN" messo a punto dalla ditta Megaris. La frequenza di acquisizione dei dati

varia da un minimo di 0.1 registrazioni al secondo fino ad un massimo di 20 registrazioni al secondo. Le misure sono effettuate in kN per gli sforzi, ed in kN x m per i momenti.

L'interpretazione delle misure effettuate con le celle di carico è alquanto complessa. Innanzitutto bisogna tener conto che il cassone è una struttura iperstatica, pertanto la distribuzione del peso del campione sulle quattro celle non è univocamente nota. Inoltre, nella fase di installazione delle celle, possono essere stati realizzati dei sistemi di ancoraggio cedevoli, che possono falsificare le misure e incrementando l'entità dei pesi in gioco e soprattutto delle loro variazioni.

Per effettuare un primo controllo sulla veridicità delle misure effettuate è opportuno azzerare le letture prima della deposizione e monitorare il campione fino al termine della prova.

III.6.2 Minitensiometri

I minitensiometri della Soil Moisture sono stati installati per valutare l'efficacia delle misure di suzione quali indicatori di fenomeni di colata rapida di fango. Sono formati da un corpo rigido che rappresenta la camera di misura connessa ad una punta in ceramica h.a.e.v. porosa tramite un tubo flessibile dello spessore di circa 2.5 mm (vedi Figura III. 31).

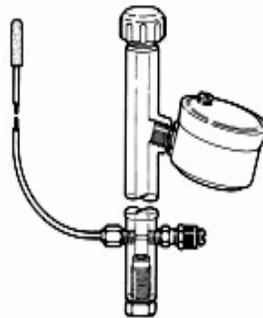


Figura III. 31. Minitensiometro Soil Moisture.

La punta ha un diametro di circa 3 mm ed è realizzata con una ceramica caratterizzata da un valore di ingresso d'aria di circa 1 bar. Il sensore di misura è inserito nella camera di misura come gli altri tensiometri Soil Moisture. È possibile

inserire sensori di misura manuali, ad esempio dei manometri tarati per leggere pressioni dell'acqua negative, oppure come nel caso in esame, sensori analogici.

Questi strumenti sono molto delicati e necessitano di una manutenzione frequente (vedi allegato B), soprattutto se i valori di suzione sono elevati. Una volta installati è opportuno controllare spesso le misure registrate per verificare lo stato di saturazione della pietra porosa.

La preparazione degli strumenti prevede come prima fase la saturazione della pietra ottenuta lasciando l'elemento poroso immerso in acqua per circa un'ora. A questo punto lo strumento viene riempito completamente per lasciare filtrare l'acqua attraverso la pietra. L'operazione successiva consiste nello spurgo del tubo flessibile da eventuali accumuli d'aria presenti all'interno ottenuta pompando acqua all'interno del minitensiometro prima e successivamente lasciando scorrere acqua attraverso la valvola di spurgo posta alla base del tubo rigido. Prima di chiudere lo strumento è opportuno eliminare l'aria ancora intrappolata al suo interno applicando il vuoto in testa al tensiometro con una pompa a mano fornita dalla casa costruttrice. Le pietre porose devono sempre restare immerse in acqua dalla fase di preparazione e saturazione del tensiometro fino all'installazione nel campione.

All'interno del terreno vengono inserite solo le punte di ceramica facendo attenzione a far aderire i tubi flessibili alle pareti interne del cassone in modo da non ostacolare i movimenti dello scanner.

In tutto sono installati N. 20 minitensiometri, pari al numero dei canali di acquisizione disponibili sulla centralina. I corpi rigidi dei minitensiometri sono posizionati sulle facce esterne delle pareti verticali del cassone, N. 10 strumenti per ogni lato (vedi Figura III. 30 e Figura III. 32).

Come si vede in Figura III. 30 e in Figura III. 32 l'ingombro degli strumenti è minimo e non vi è alcuna interferenza con le altre apparecchiature.

Gli strumenti vengono inseriti a diverse profondità, durante la preparazione del campione, in modo da monitorare l'andamento della suzione lungo l'intero spessore.

In genere tra la ricostruzione del campione e l'esecuzione della prova trascorrono alcuni giorni necessari ad uniformare il contenuto d'acqua all'interno del campione. Pertanto è necessario controllare lo stato dei minitensiometri e saturare gli strumenti se necessario.

Sovente capita che dopo l'installazione piccole bolle d'aria si accumulino nella parte di tubo che passa al disopra delle pareti del cassone. Queste bolle vanno periodicamente rimosse per evitare la cavitazione dello strumento. Tuttavia non di rado le bolle si riformano anche durante la prova stessa determinando un'oscillazione delle letture.

Come per le celle di carico, anche i sensori dei minitensiometri sono collegati ad un sistema di condizionamento ed una centralina di acquisizione situati in un contenitore a tenuta stagna al di sotto del cassone A. I dati sono salvati direttamente dalla centralina e scaricati a fine prova tramite computer. Allo stato attuale non è possibile visualizzare le misure dei tensiometri durante la prova.

La centralina restituisce un file dati in cui le pressioni misurate sono espresse in kPa e la frequenza di acquisizione è di 1 misura ogni 5 secondi.

Il software di interfaccia computer-centralina è il PC200 è quello fornito dalla casa madre del sistema di acquisizione, la Campbellsci ed il collegamento tra computer e centralina è ottenuto mediante una porta di comunicazione seriale.

L'attività sperimentale svolta relativa alla verifica di tutte le attrezzature, alle procedure di prova messe a punto e ai risultati ottenuti dalle prime prove effettuate sarà descritta nel capitolo successivo.



Figura III. 32. Immagine dei tensiometri Soil Moisture nel campione durante la prova.

Capitolo IV. MESSA A PUNTO DELLE ATTREZZATURE E PRIME PROVE

IV.1 Introduzione

L'attività sperimentale ha interessato la messa a punto delle apparecchiature sperimentali, realizzate per simulare eventi di instabilità dei versanti, e successivamente l'esecuzione di una campagna di prove con il modello fisico di pendio.

L'articolazione delle attività svolta è alquanto complessa in quanto ha interessato tutte le strumentazioni e apparecchiature realizzate analizzandole prima singolarmente e successivamente rispetto ad un quadro di insieme ideato per la realizzazione delle prove.

L'intera attività può essere quindi suddivisa nelle seguenti fasi:

1. Test di verifica dei seguenti componenti:
 - 1a. Sistema di movimentazione del prototipo di pendio
 - 1b. Impianto di essiccamento meccanico del terreno
 - 1c. Impianto di deposizione pluviale per la ricostituzione del campione di terreno
 - 1d. Sistema di simulazione pioggia
 - 1e. Robot meccanico per la movimentazione del laser scanner bidimensionale
 - 1f. Sistema di visione per le analisi P.I.V. (Particle Image Velocimetry)
2. Installazione, condizionamento, acquisizione e verifica delle seguenti apparecchiature:
 - 2a. Celle di carico a 6 componenti
 - 2b. Minitensimetri convenzionali tipo Soil Moisture con relativa installazione della centralina di acquisizione
3. Interazione dei vari sistemi sopra elencati
4. Messa a punto delle procedure sperimentali da utilizzare
5. Esecuzione del programma sperimentale
6. Analisi e interpretazione dei dati ottenuti dalle seguenti apparecchiature:

- 6a. Laser scanner bidimensionale
- 6b. Immagini per l'analisi P.I.V.
- 6c. Celle di carico
- 6d. Minitensiometri

Come ampiamente descritto nel capitolo precedente tutte le apparecchiature sono dotate di sistemi di controllo e acquisizione dati costituiti da quadri di gestione provvisti di PLC (controllore a logica programmata) e postazioni di computer collegate a centraline di acquisizione, tutti dotati di un proprio software per la gestione della strumentazione ad essi collegata.

Durante lo svolgimento di ciascuna delle fasi sopra elencate è stato necessario provvedere alla verifica dei diversi software, anche per prendere dimestichezza con le caratteristiche e le particolarità dei diversi programmi.

Va aggiunto che le problematiche incontrate sia nelle fasi preliminari sia in quelle di realizzazione della sperimentazione vera e propria, hanno reso necessarie l'implementazione e la modifica di ciascuna attrezzatura.

Le procedure sperimentali ottenute come prodotto del collaudo dell'intera attrezzatura, interessa le fasi iniziali di preparazione del campione e degli strumenti di misura installati, e infine la prova di simulazione di colata rapida sul prototipo così come descritto nel paragrafo successivo.

IV.2 Procedure di Prova

Nelle verifiche di collaudo dei singoli componenti sono stati testati il funzionamento, il controllo, l'acquisizione e la procedura di interpretazione. Cronologicamente sono state collaudate:

- le movimentazioni meccaniche dei cassoni A e B, dapprima scarichi e successivamente carichi con i massimi carichi previsti in fase di progetto;
- le movimentazioni della tramoggia, dapprima scarica, successivamente carica con i massimi carichi previsti in fase di progetto;
- l'impianto di essiccamento del terreno;
- l'impianto di deposizione pluviale per la posa in opera del campione di terreno;

- il sistema per simulare la pioggia;
- il laser scanner e il robot di movimentazione cui il laser stesso è vincolato;
- il sistema di monitoraggio con telecamera e interpretazione con tecnica P.I.V. (Particle Image Velocimetry);
- le celle di carico;
- i minitensimetri convenzionali tipo Soil Moisture insieme al sistema di condizionamento e acquisizione.

Successivamente è stata eseguita la verifica del funzionamento del prototipo visto nella sua interezza da cui è scaturita e la implicita definizione della sequenza di operazioni con cui fosse opportuno eseguire una prova.

Le procedure di prova individuate si articolano nelle seguenti fasi:

1. trattamento preliminare del terreno;
2. attività preliminari di preparazione del cassone A alloggiacampione: incollaggio del terreno sul fondo del cassone A, montaggio del vincolo inferiore sul cassone A;
3. posa in opera del campione;
4. installazione degli strumenti di misura;
5. installazione e verifica dei sistemi di monitoraggio;
6. esecuzione della prova.

La prima fase consiste nell'essiccamento all'aria del terreno con periodiche operazioni di disaggregazione. La durata della fase dipende essenzialmente dalle condizioni termoigrometriche e di ventilazione correnti. Il materiale viene steso sul pavimento in spessori che non superano i 20 cm, cercando di coprire l'intero spazio disponibile al fine di incrementare la superficie di esposizione all'aria ed accelerare il processo di evaporazione dell'acqua di porosità (essiccamento). La fase consiste in una sostanziale riduzione del contenuto d'acqua senza che vengano impiegate risorse energetiche. Durante tale fase il terreno deve essere rimaneggiato più volte per ottenere omogeneità nella riduzione del contenuto d'acqua e disaggregazione delle particelle. Il materiale infatti, in presenza di condizioni atmosferiche che tendono a far evaporare l'acqua di porosità, è come se tentasse di conservare invariato il proprio contenuto d'acqua incrementando l'intensità degli sforzi intergranulari associati alla suzione.

La fase di posa in opera del campione inizia con la vagliatura del materiale attraverso un vibrovaglio. La fase è finalizzata a disaggregare il materiale prima dell'ingresso in forno dove deve avvenire un'ulteriore riduzione del contenuto d'acqua. Il livello di disgregazione raggiunto dipende dalle dimensioni della maglia del vibrovaglio, che nelle esperienze condotte è stata fissata a 0.5 cm. Una volta vagliato, il materiale viene caricato nel forno con un nastro trasportatore a coppette (galoppino). Il passaggio in forno ha una durata che è tanto maggiore quanto maggiore è il contenuto d'acqua residuo dopo l'essiccamento all'aria, in ogni caso non inferiore all'ora. Dopo il passaggio in forno il materiale termina il proprio percorso con la caduta in tramoggia. Una volta riempita, la tramoggia viene portata al di sopra del cassone A alloggiacampione raggiungendo l'altezza di deposizione fissata. La quota raggiunta dalla tramoggia aumenta man mano che il terreno viene depositato per mantenere costante l'altezza di caduta. Quindi la tramoggia viene movimentata in orizzontale e il processo di deposizione ha inizio schiudendo l'apertura inferiore. Usualmente la deposizione parte dal lato anteriore del cassone per consentire l'applicazione del diffusore al di sotto della tramoggia. Il diffusore viene applicato per ridurre l'energia di impatto del materiale e garantire l'uniformità del flusso di particelle.

Con un intero carico di tramoggia è possibile realizzare uno strato del campione di spessore dell'ordine dei 10 cm. Usualmente per ricostruire i campioni utilizzati nelle prime prove la tramoggia è stata riempita 3 o 4 volte raggiungendo uno spessore complessivo di circa 40 cm. Il valore di altezza di caduta imposto non supera i 20 cm, mentre la velocità di avanzamento della tramoggia è di circa 3 cm/sec.

In anticipo rispetto alla deposizione del primo strato vengono installati sul fondo del cassone 8 minitensiometri (4 per lato). Al termine di ogni fase di deposizione vengono installati altri minitensiometri, approfondendo i tubicini lungo le pareti del cassone fino alla profondità d'installazione ed estendendo orizzontalmente i tubicini stessi nella parte centrale del cassone. E' bene infatti non installare gli elementi porosi infiggendoli verticalmente sulla superficie del campione per evitare che lungo la superficie dei tubicini si determinino vie preferenziali per l'acqua, che raggiungerebbe la pietra porosa alterando la misura. Peraltro una installazione per infissione dall'alto potrebbe comportare facilmente, nel corso della prova, estrusione delle pietre causate da fenomeni d'instabilità superficiali. Per lo stesso motivo il

numero di tensiometri installati nello strato più superficiale è minore rispetto al numero di tensiometri installati in profondità. Nelle esperienze condotte sono stati installati 8 minitensiometri (4 per lato) sulla base del campione e altrettanti in uno strato intermedio, mentre nella zona più superficiale sono stati inseriti solo 4 tensiometri (2 per lato).

Al termine di ciascuna fase viene anche applicata la pioggia per alcuni minuti al fine di conferire al materiale stabilità a mezzo di suzione e facilitare l'omogeneizzazione idraulica.

Prima della deposizione deve essere controllato lo strato di terreno incollato sul fondo del cassone A per eseguire eventuali ritocchi. È opportuno ripristinare completamente il fondo dopo un certo numero di prove (almeno 4).

La prova viene eseguita qualche giorno dopo la posa in opera del campione, allo scopo di consentirne maturazione in termini di omogeneizzazione delle pressioni interstiziali al suo interno. Questo periodo di maturazione è necessario anche per aumentare gradualmente il contenuto d'acqua del terreno azionando per pochi minuti al giorno il sistema pioggia con intensità minima. In questo modo non si crea un grosso disturbo allo stato del campione. Una volta arrestata la pioggia è opportuno coprire la superficie del campione con un telo per contrastare il fenomeno dell'evaporazione.

Prima dell'esecuzione della prova vengono prelevati in più punti campioni per la stima delle proprietà intrinseche (granulometria) e di stato (porosità, contenuto d'acqua, peso dell'unità di volume) del materiale. Inoltre, sulla superficie del campione vengono posizionati dei marker per la rettificazione delle immagini nell'analisi P.I.V.

Nella prima prova realizzata la parte anteriore del campione era libera. Per garantirne la stabilità una volta inclinato, era stata imposta una pendenza di circa 30° alla parte frontale del campione. Questa soluzione ha innescato un fenomeno di erosione che ha determinato l'instabilità del terreno dal basso verso l'alto. Nelle prove successive è stato inserito un vincolo che conferisse stabilità al campione e nello stesso tempo simulasse le condizioni di pendio indefinito. Il vincolo è costituito da un reticolato di profilati metallici incastrato lungo i bordi laterali del cassone e ricoperto da uno strato di tessuto non tessuto drenante per favorire il passaggio

dell'acqua attraverso il terreno. Il dimensionamento del vincolo è stato verificato con opportune simulazioni numeriche del problema.

Dalla deposizione occorrono all'incirca dai 3 ai 5 giorni per poter dare inizio alla prova vera e propria. La prima operazione effettuata è una scansione laser a campione in posizione orizzontale. Segue l'inclinazione del tratto A+B e successivamente del tratto A secondo le inclinazioni prestabilite. Quindi si realizza una nuova scansione, per apprezzare il disturbo indotto sul campione dalle fasi d'inclinazione e si posiziona la telecamera per la PIV. Le fonti di illuminazione per la telecamera devono essere ben posizionate, per coprire l'intera superficie sul campione evitando di intercettare oggetti esterni che possano fare ombra. Ha infine inizio la simulazione della pioggia secondo l'intensità prestabilita. Le scansioni successive sono condotte circa ogni 30 minuti oppure ogni qualvolta si osservano ad occhio nudo modifiche sostanziali della superficie del campione.

Durante la prova è necessario che la postazione del sistema P.I.V. sia sempre controllata per poter azionare il comando di trigger quando si verifica l'evento franoso, o piccoli fenomeni di instabilità significanti. Inoltre, è opportuno annotare in ordine temporale tutti gli eventi franosi osservati, gli istanti in cui vengono eseguite le varie scansioni, l'estrusione delle pietre dei tensiometri più superficiali, e altre informazioni utili per l'interpretazione a posteriori dell'intera prova. Tali accorgimenti facilitano la post-elaborazione dei dati tensiometrici e delle misure effettuate con le celle di carico. Un altro accorgimento da utilizzare nella gestione dei dati è regolare lo stesso riferimento temporale dei computer e delle centraline di acquisizione dati durante la prova. La sincronizzazione di tutte le serie di dati registrati facilita l'interpretazione ed il confronto dei risultati ottenuti.

Una volta terminata la prova tutto il materiale deve essere fatto confluire nel cassone C di raccolta poiché il recupero successivo del materiale diventa più gravoso, in quanto perdendo acqua il terreno è meno lavorabile. Bisogna poi recuperare le pietre porose dei minitensiometri per evitare che si danneggino. È preferibile immergerle nuovamente per evitare la loro completa desaturazione.

IV.3 Prove effettuate

Sono state effettuate 5 prove su campioni ricostruiti con materiali piroclastico seguendo la procedura descritta nel paragrafo precedente.

Tutti i campioni testati hanno densità poco differenti tra loro, e comunque modeste per essere rappresentative delle porosità misurate in sito. Il valore del contenuto d'acqua iniziale, invece, non è uniforme in tutte le prove, a causa delle condizioni ambientali che influenzano lo stato del terreno prima dell'esecuzione della prova.

I valori medi delle caratteristiche fisiche dei campioni misurate nelle prime quattro prove, sono riportati nella Tabella IV. 1. In Figura IV. 1 sono riportate le curve granulometriche degli stessi campioni. Si tratta di una sabbia limosa e ghiaia. Il fuso granulometrico evidenzia una maggior variazione della componente sabbiosa nelle diverse prove, mentre la percentuale di materiale più fine risulta pressoché invariata. È stato possibile, perciò ridurre la dispersione delle particelle più sottili durante la deposizione, più di quanto atteso.

L'ultima prova è stata realizzata per testare alcune variazioni nelle procedure di prova, in particolare i tempi e modi di imbibizione del terreno per aumentarne il contenuto d'acqua. In questo caso gli unici dati registrati sono quelli delle celle di carico e dei tensiometri.

Le condizioni al contorno fissate per i singoli test riguardano essenzialmente l'intensità di pioggia e le inclinazioni del pendio assegnate.

In tutte le prove l'intensità di pioggia è stata mantenuta costante per l'intera durata e pari a 30 mm/h, valore abbastanza elevato, ma non inusuale per le aree interessate da fenomeni di colate rapide di fango.

Al contrario l'inclinazione del prototipo è differente in ogni test. I valori scelti si riferiscono a pendenze medie dei versanti su cui si sono avuti fenomeni di instabilità, e variano tra 32° a 35.

Le pendenze sono minori dell'angolo di attrito del terreno, garantendo una condizione iniziale di stabilità del terreno. La causa di destabilizzazione può essere relazionata, così alla sola pioggia.

I risultati ottenuti evidenziano una certa conformità nell'evoluzione dei fenomeni franosi osservati, e con essa la ripetibilità dei test, legata, comunque, alle caratteristiche iniziali del campione di terreno.

Tabella IV. 1 Valori medi delle caratteristiche fisiche dei campioni testati.

	n_m	w_m	$\gamma_{s, m}$	$\gamma_{d, m}$	Sr_m
	(%)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)
1° Test	66.72	31.09	2.65	0.88	41.10
2° Test	70.73	29.44	2.65	0.78	32.29
3° Test	70.02	31.70	2.65	0.79	35.97
4° Test	68.33	23.90	2.65	0.84	29.36

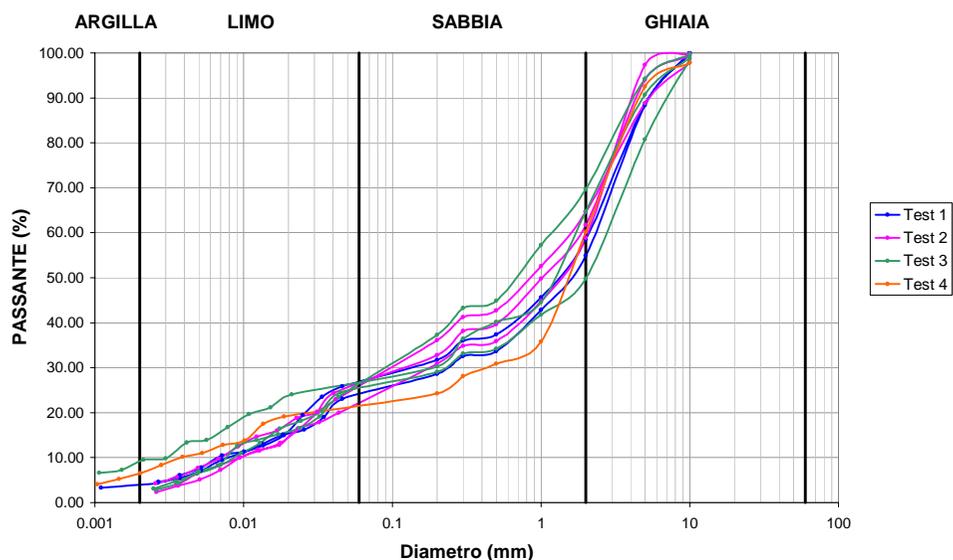


Figura IV. 1. Fuso granulometrico del terreno dei campioni utilizzati nelle prove

Nella prima parte della prova il terreno mostra deformazioni localizzate individuate da soluzioni di continuità sulla superficie (fratture), generate da un lento movimento gravitativo del campione verso il basso (Figura IV. 2). Questo movimento è dovuto sia ad un assestamento del campione una volta inclinato il cassone, sia ad un incremento di peso del terreno a seguito dell'infiltrazione di acqua. Infatti, all'inizio

della prova, l'acqua viene quasi del tutto assorbita dal terreno determinando un addensamento del campione e un aumento del grado di saturazione. Quanto detto è confermato dalle misure effettuate dalle celle di carico che in questa fase leggono un incremento di peso la cui durata ed intensità è legata al contenuto d'acqua e alla porosità iniziale del campione (vedi Figura IV. 4 e Figura IV. 5).

I risultati riportati in questa relazione fanno riferimento alle prove più significative tra quelle realizzate ovvero le prove NN. 3, 4 e 5.

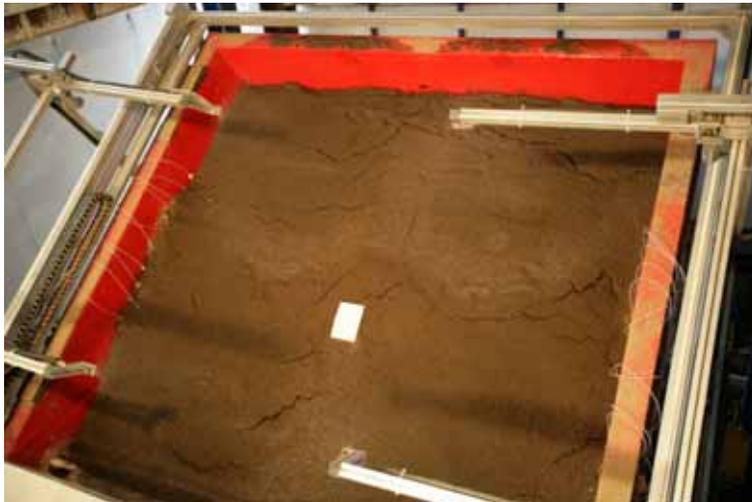


Figura IV. 2. Campione durante le prime fasi della prova.



Figura IV. 3. Evento franoso registrato a fine prova.

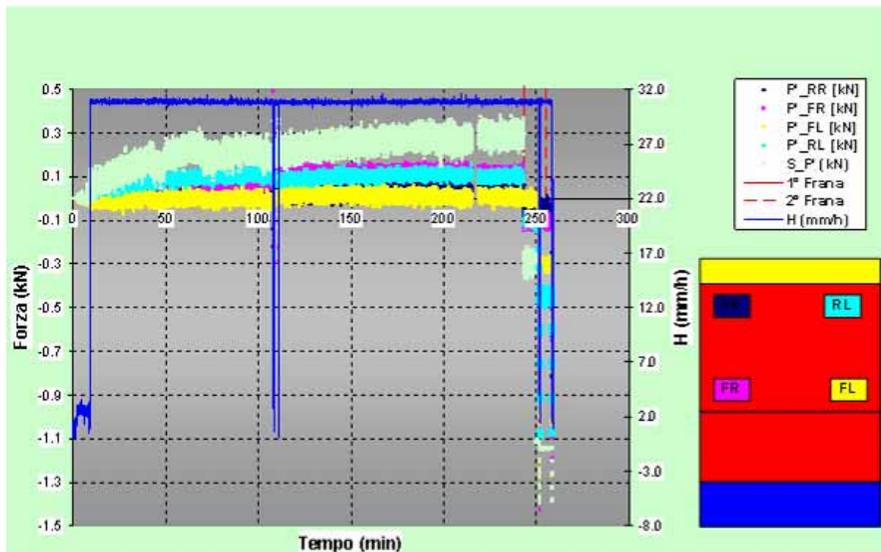


Figura IV. 4. Regrazioni delle variazioni di peso durante la prova N.3.

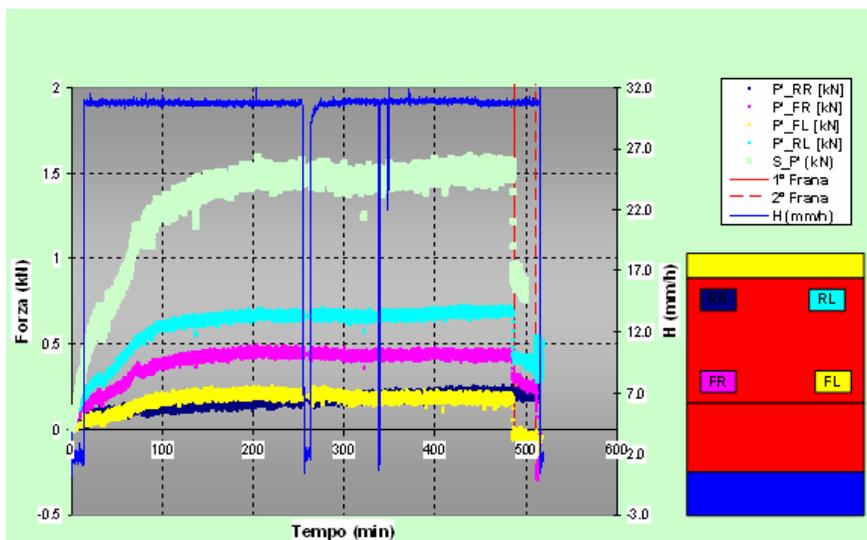


Figura IV. 5. Regrazioni delle variazioni di peso durante la prova N.4.

I dati registrati dalle celle di carico nelle prove NN. 3 e 4 evidenziano un incremento del peso del campione (curva verde in Figura IV. 4. RegISTRAZIONI delle variazioni di peso durante la prova N.3. e Figura IV. 5. RegISTRAZIONI delle variazioni di peso durante la prova N.4.) rispettivamente nei primi 50 min e nei primi 100 min. La diversa entità di questi incrementi è dovuta ad una differenza tra il contenuto d'acqua iniziale dei due campioni di circa l'8%. Inoltre va considerato che i valori iniziali di suzione relativi ai due campioni (Figura IV. 6 e Figura IV. 7) erano indicativi di una condizione lontana dalla saturazione, in particolare nella prova N. 4 la suzione era perfino maggiore del valore di ingresso d'aria del terreno (vedi cap. III). Quanto detto giustifica l'elevata quantità d'acqua assorbita dal campione e i tempi attesi per raggiungere la saturazione. In Figura IV. 5 si può notare con maggior dettaglio come la quantità d'acqua infiltrata diminuisca gradualmente all'aumentare del grado di saturazione del campione. Le altre curve riportate nelle figure 6 e 7 rappresentano i dati misurati da ciascuna cella. La diversa distribuzione del peso tra le celle è dovuta probabilmente ad un allineamento non perfetto del cassone.

La prova evolve con smottamenti di piccole quantità di terreno che portano il campione verso successive configurazioni di equilibrio (Figura IV. 2). La quantità d'acqua infiltrata diminuisce considerevolmente a vantaggio dell'aliquota relativa al ruscellamento superficiale. Tuttavia il peso del campione non varia considerevolmente (Figura IV. 4 e Figura IV. 5).

Le misure di suzione confortano quanto prima detto: il fronte umido varia sensibilmente proprio a seguito dell'incremento del contenuto d'acqua nel terreno ad inizio prova. In entrambe le prove si è registrato, infatti, un decadimento repentino della suzione negli strati più superficiali (curve bianche in Figura IV. 6 e Figura IV. 7), e successivamente in quelli più profondi.

Nelle prove NN. 3 e 4 l'evento franoso interessa la parte destra del campione (Figura IV. 3). Nella prova N. 4 il movimento si verifica dopo un tempo pari al doppio di quello registrato nella prova N. 3. In entrambi i casi la durata delle prove è considerevole, inoltre si è osservato che prima che si innesti la frana il campione non subisce variazioni rilevanti, ovvero non si osservano ulteriori distacchi di materiale ed il campione tende a scivolare lentamente verso il basso. In Figura IV. 4 e in Figura IV. 5 l'istante iniziale in cui si verifica la frana è indicato da una linea

rossa verticale continua. La linea rossa tratteggiata, si riferisce, invece, allo scivolamento della parte sinistra del campione indotto a fine prova aumentando l'inclinazione del cassone raggiungendo una pendenza prossima ai 40°.

L'istante in cui si verificano i due distacchi sono riportati anche nei diagrammi relativi alla misura della suzione nel tempo. Come si vede, in entrambe le prove la frana avviene quando tutti i tensiometri leggono un valore di suzione nullo (Figura IV. 6 e Figura IV. 7).

Più interessante sono i dati relativi alla prova N. 5. In questo caso il contenuto d'acqua del terreno è stato aumentato gradualmente azionando il sistema pioggia pochi minuti al giorno. Tale procedura ha di fatto aumentato considerevolmente l'intervallo di tempo trascorso tra la messa in opera del campione e l'esecuzione della prova vera e propria. Tuttavia i vantaggi ottenuti sono stati soddisfacenti. In primo luogo è stato possibile incrementare il contenuto d'acqua del terreno senza addensare il campione di modo da ridurre la suzione al suo interno (vedi Figura IV. 9 e Figura IV. 10). Non solo, bagnando il campione poco alla volta si è dato modo all'acqua di diffondersi uniformemente al suo interno garantendo una uguale omogeneità dei valori di suzione.

Partendo da un contenuto d'acqua più elevato i tempi necessari alla realizzazione della prova si sono ridotti notevolmente: all'incirca 1/10 e 1/20 dei tempi registrati rispettivamente nelle prove NN. 3 e 4 (vedi Figura IV. 8). Lo stesso movimento franoso riprodotto è stato qualitativamente più rappresentativo in quanto, avendo un campione più omogeneo in termini di porosità e suzione il dissesto ha interessato l'intero campione.

Il comportamento osservato durante la prova N. 5 è stato sostanzialmente diverso da quello descritto in precedenza. Non ci sono stati distacchi di piccole quantità di materiale prima dell'innesco della frana, inoltre il grado di addensamento del campione indotto dalla pioggia è stato più contenuto (complice la minor durata).

In sintesi i risultati ottenuti sono stati indicativi della validità delle attrezzature realizzate per la riproduzione del fenomeno oggetto di studio, e del monitoraggio di grandezze fisiche significative ad esso correlate.

Di seguito vi è una descrizione delle fasi principali che hanno caratterizzato le singole prove insieme ai dati registrati.

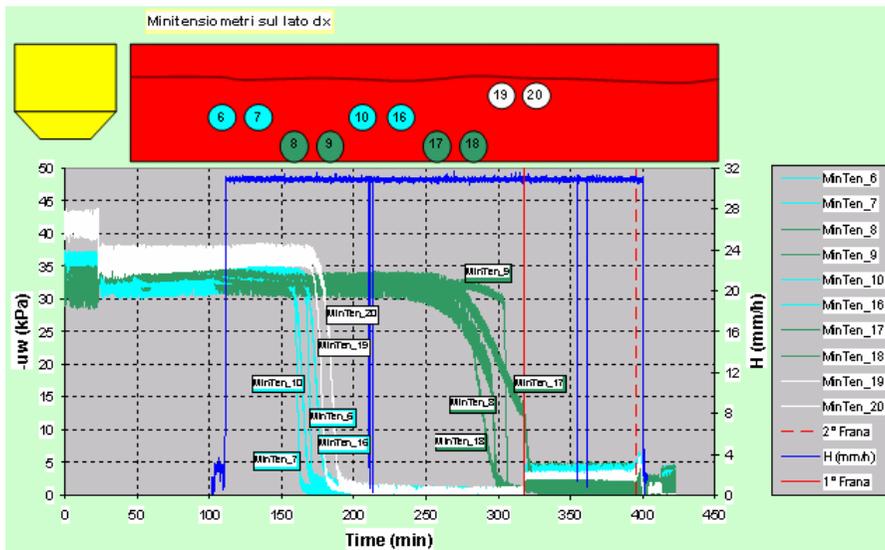


Figura IV. 6. Misure di suzione nella prova N. 3 sulla parte destra del campione.

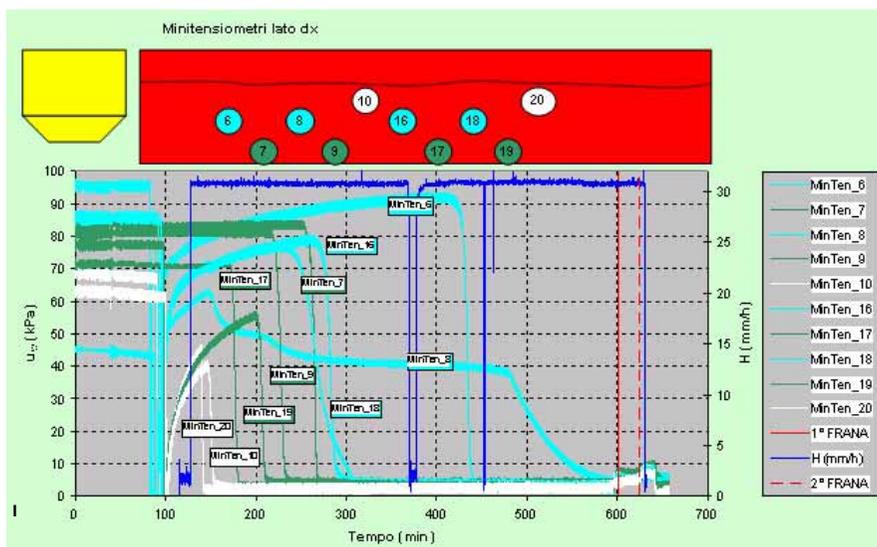


Figura IV. 7. Misure di suzione nella prova N. 4 sulla parte destra del campione.

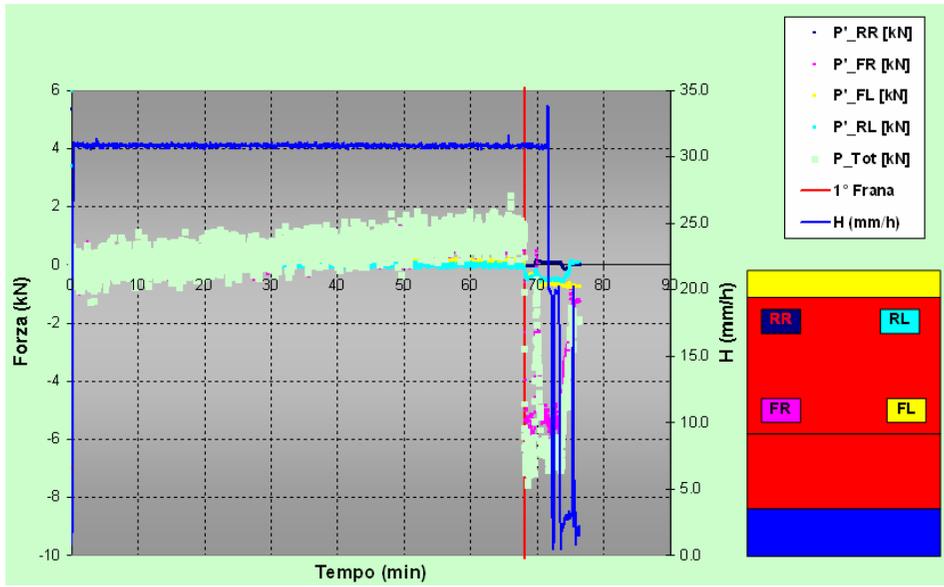


Figura IV. 8. Regrazioni delle variazioni di peso durante la prova N. 5.

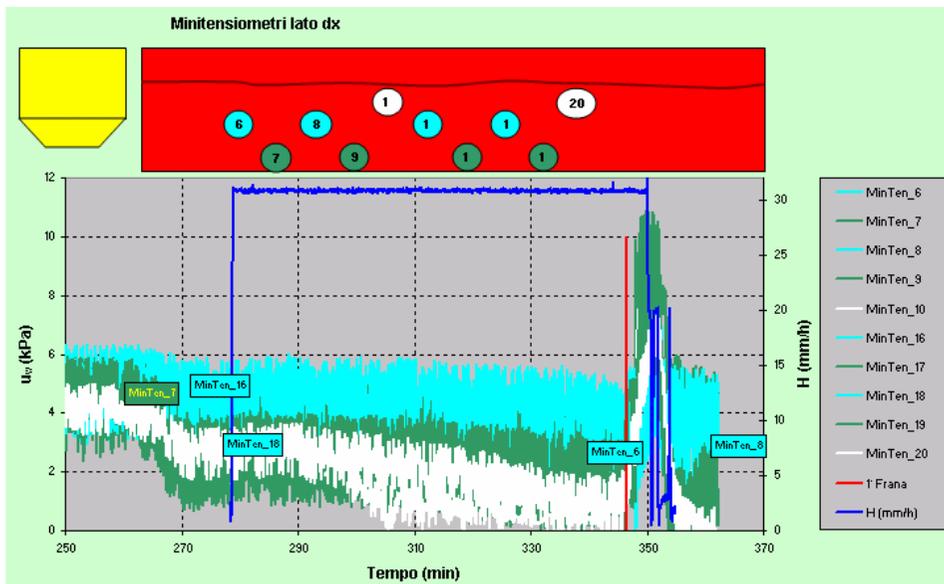


Figura IV. 9. Misure di suzione nella prova N. 5 sulla parte destra del campione.

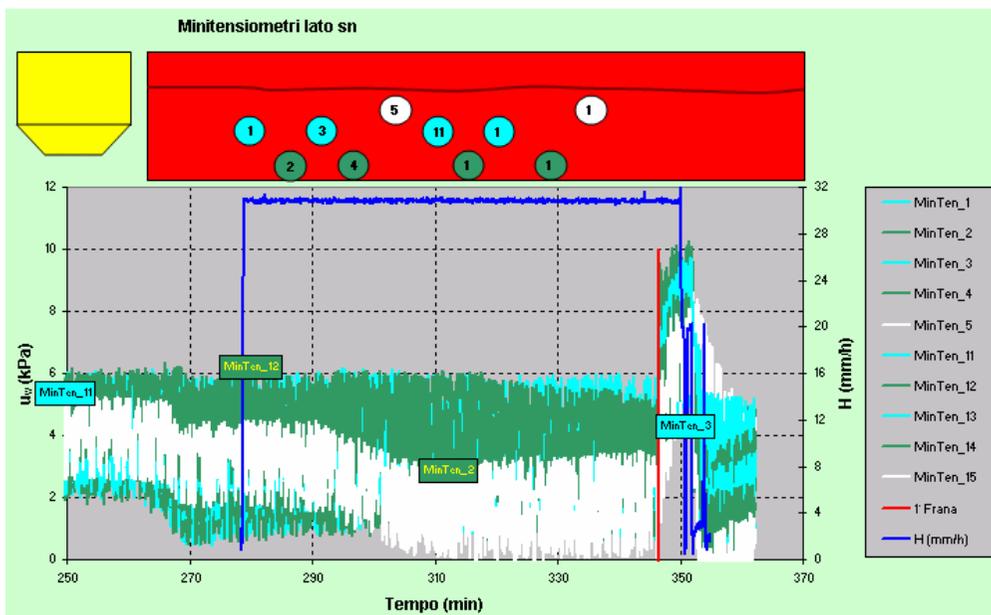


Figura IV. 10. Misure di suzione nella prova N. 5 sulla parte sinistra del campione.

IV.3.1 Prova N. 1

La prova N. 1 è stata realizzata imponendo una pendenza del prototipo di 32° e un'intensità di pioggia di 30 mm/h. La prova è iniziata alla 15:30 del 16 marzo 2006 ed è terminata alle 17:10 dello stesso giorno.

Il campione aveva le seguenti caratteristiche:

- spessore di 0.40 m circa
- porosità pari a 66.72% (la più bassa tra quelle ottenute in tutte le prove effettuate)
- grado di saturazione iniziale $S_r = 41.10\%$ (il più alto tra quelli misurati in tutte le prove effettuate)

Il numero di minitensiometri inseriti nel campione è pari a N. 10, ad una profondità compresa tra 10 cm e 15 cm circa. Gli strumenti sono stati posizionati a fine deposizione (vedi Figura IV. 11) per inserimento verticale. Questo tipo di installazione è stata modificata nella terza e nella quarta prova, in quanto la disposizione dei minitensiometri creava una via preferenziale all'infiltrazione dell'acqua lungo i tubi degli strumenti.

La prova è stata condotta senza porre il vincolo davanti al campione. Per garantire la stabilità del materiale in fase di inclinazione del prototipo, la parte anteriore del campione era stata modellata con una pendenza di 30° circa (vedi Figura IV. 11).

La soluzione adottata ha condizionato la prova: il campione ha subito smottamenti retrocessivi che hanno eroso il terreno dal basso. Le Figura IV. 12, Figura IV. 13, Figura IV. 14, Figura IV. 18 e Figura IV. 19 evidenziano le fasi successive di questi movimenti franosi. La Figura IV. 15 e la Figura IV. 19 riprendono il campione lateralmente in istanti successivi della frana. Il fenomeno di colata non è stato e riprodotto e la prova è stata interrotta dopo circa 4 ore. A fine prova l'inclinazione del pendio è stata aumentata per far cadere il materiale rimasto sul cassone. L'ultima configurazione del campione è riportata nella Figura IV. 21.

Nelle immagini in Figura IV. 16 e in Figura IV. 17 è possibile vedere la posizione del sistema di acquisizione per le analisi P.I.V. rispetto al campione. Il faro deve illuminare l'intera superficie evitando che vi siano ombre o qualsiasi altro tipo di interferenze tra la telecamera e la superficie del campione.

La Figura IV. 18 mostra, inoltre, che i movimenti gravitativi più lenti del campione trascinano i minitensimetri verso il basso. Quando si innesca la frana il terreno scivola sui minitensimetri che pur restando ancorati al prototipo hanno una certa mobilità (vedi Figura IV. 19 e Figura IV. 20). Una volta fuori dal campione le misure effettuate dagli strumenti non hanno alcun valore. È importante registrare l'orario dei singoli eventi monitorati per individuare nelle misure registrate, i dati realmente utili.

I dati dei minitensimetri sono riportati nella Figura IV. 22. Purtroppo la configurazione della centralina settata dalla ditta fornitrice, prevedeva una frequenza d'acquisizione molto bassa, pari ad una misura ogni 15 min, pertanto le informazioni ottenute sono poco significative.

I dati ottenuti dalle celle di carico non sono riportati per un errore di condizionamento dei segnali.



Figura IV. 11. Prova N. 1 foto 1.



Figura IV. 12. Prova N. 1 foto 2.



Figura IV. 13. Prova N. 1 foto 3.

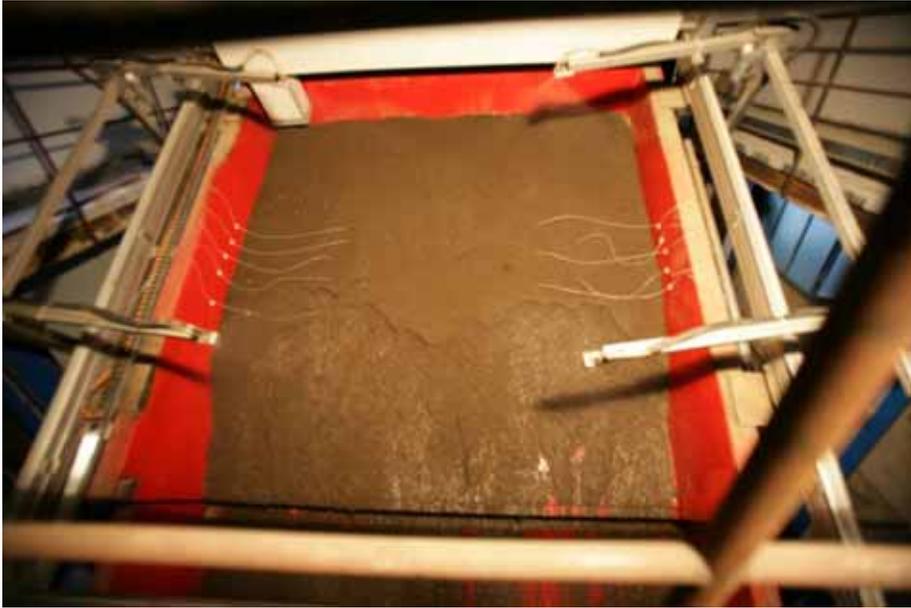


Figura IV. 14. Prova N. 1 foto 4.

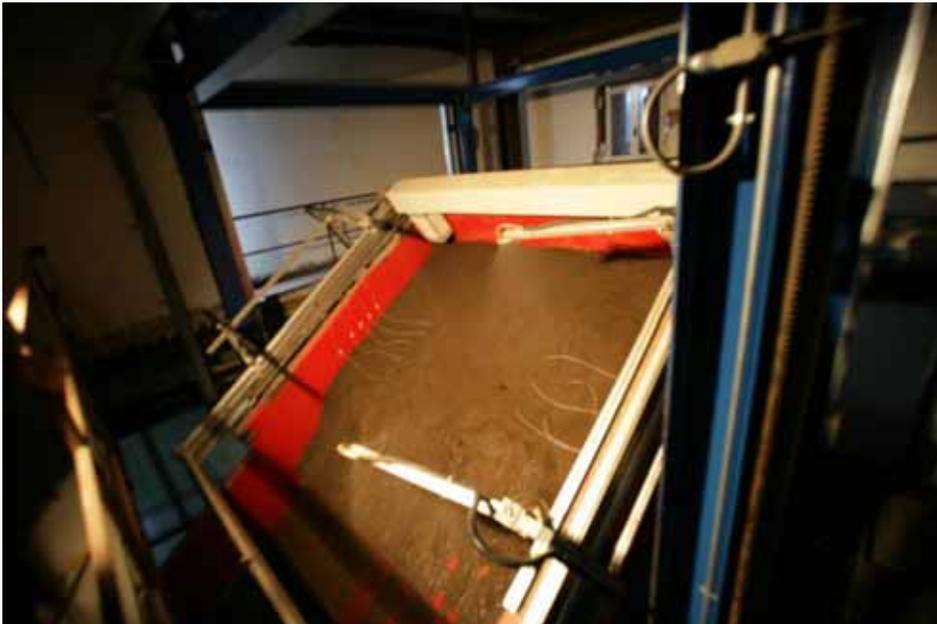


Figura IV. 15. Prova N. 1 foto 5.



Figura IV. 16. Prova N. 1 foto 6.



Figura IV. 17. Prova N. 1 foto 7.



Figura IV. 18. Prova N. 1 foto 8.



Figura IV. 19. Prova N. 1 foto 9.



Figura IV. 20. Prova N. 1 foto 10.



Figura IV. 21. Prova N. 1 foto 11.

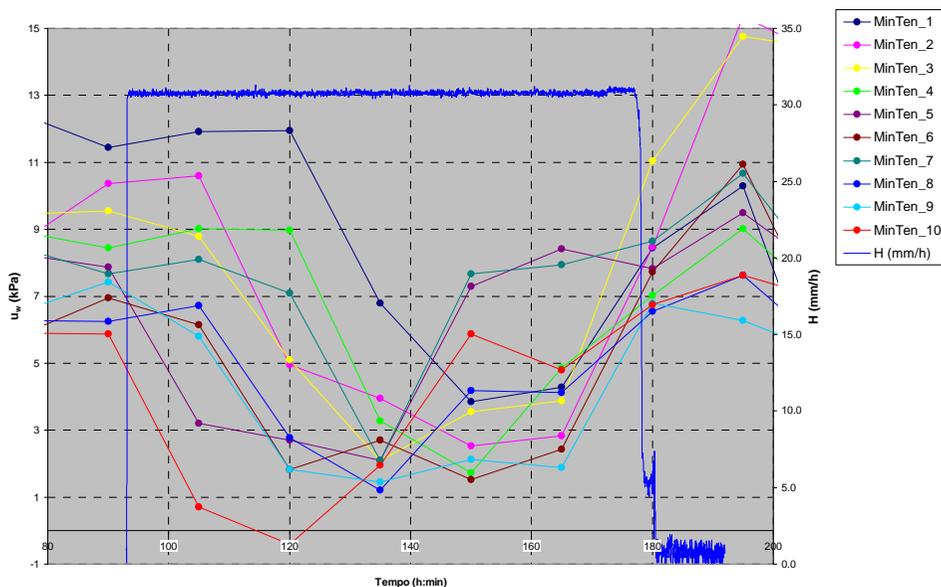


Figura IV. 22. Dati suzione prova N. 1.

IV.3.2 Prova N. 2

La prova N. 2 è stata effettuata il 31 marzo 2006. Le modalità di prova sono simili alla precedente, ovvero l'intensità di pioggia è sempre di 30 mm/h, mentre il prototipo è stato inclinato di 35°, tre gradi in più rispetto alla precedente configurazione.

Le caratteristiche del campione sono le seguenti:

- spessore di 0.40 m circa
- porosità pari a 70.73% (la più alta tra quelle ottenute in tutte le prove effettuate)
- grado di saturazione iniziale $S_r = 32.29\%$

I tensiometri installati sono sempre posizionati a fine deposizione. Le profondità raggiunte vanno da 10 cm fino ad un massimo di 15 cm. Prima della prova è stato modificato il programma di acquisizione delle centraline per aumentare la frequenza di acquisizione ad una registrazione ogni 5 secondi.

La Figura IV. 23 inquadra una visione completa del prototipo in fase di prova. Nella Figura IV. 24 viene mostrato un dettaglio dell'posizionamento del sistema pioggia. Nella stessa figura si può notare le presenza del vincolo a valle del campione.

I particolari del campione ad inizio prova sono descritti dalle immagini riprese nelle Figura IV. 25 e Figura IV. 26. Il rettangolo bianco posto al centro del campione funge da marker per la rettificazione delle immagini utilizzate nelle analisi P.I.V. e riprese dalla telecamera.

Le immagini riportate nelle Figura IV. 27, Figura IV. 28, Figura IV. 29, e Figura IV. 30 forniscono l'evoluzione della prima frana registrata. In realtà il campione subisce inizialmente piccoli smottamenti fino ad arrivare ad una configurazione di equilibrio (Figura IV. 28 e Figura IV. 29). Prolungando la pioggia per qualche ora si osserva un lento movimento gravitativo della massa di terreno, fino ad innescare un evento franoso più veloce (vedi Figura IV. 31 e Figura IV. 32). Questo comportamento è stato osservato anche nelle prove successive. In pratica, il terreno modifica la propria struttura, passando per configurazioni successive più o meno stabili, prima di raggiungere le condizioni di destabilizzazione.

L'evento ha coinvolto per lo più il lato destro del campione.

I dati dei minitensimetri riportati nella Figura IV. 34 e in Figura IV. 35 si riferiscono rispettivamente ai minitensimetri disposti sul lato sinistro e a quelli posizionati sul lato destro.

I tensimetri sono stati installati il giorno precedente quello della prova. Ciò ha permesso di registrare la suzione all'interno del campione qualche ora prima che iniziasse la prova, ovvero che fosse inclinato lo scivolo e azionato il sistema pioggia. Dai dati risulta che la suzione non è molto alta, non supera i 35 kPa, ma non è del tutto uniforme all'interno del campione.

Dopo aver azionato il sistema pioggia la parte più superficiale del campione si satura rapidamente, qui, infatti, i tensimetri misurano una brusca riduzione della suzione che raggiunge valori pressoché nulli dopo circa 100 minuti dall'inizio della pioggia. L'oscillazione dei dati tensiometrici è dovuta probabilmente alla presenza di bolle d'aria all'interno del tubo flessibile di collegamento tra la camera di misura e la pietra porosa.

Di seguito si sono registrati i primi smottamenti di terreno.

Non è possibile mostrare i dati ottenuti dalle celle di carico in quanto il programma di acquisizione non ha funzionato correttamente.



Figura IV. 23. Prova N. 2 foto 1.



Figura IV. 24. Prova N. 2 foto 2.



Figura IV. 25. Prova N. 2 foto 3.



Figura IV. 26. Prova N. 2 foto 4.



Figura IV. 27. Prova N. 2 foto 5.



Figura IV. 28. Prova N. 2 foto 6.



Figura IV. 29. Prova N. 2 foto 7.



Figura IV. 30. Prova N. 2 foto 8.



Figura IV. 31. Prova N. 2 foto 9.



Figura IV. 32. Prova N. 2 foto 10.



Figura IV. 33. Prova N. 2 foto 11.

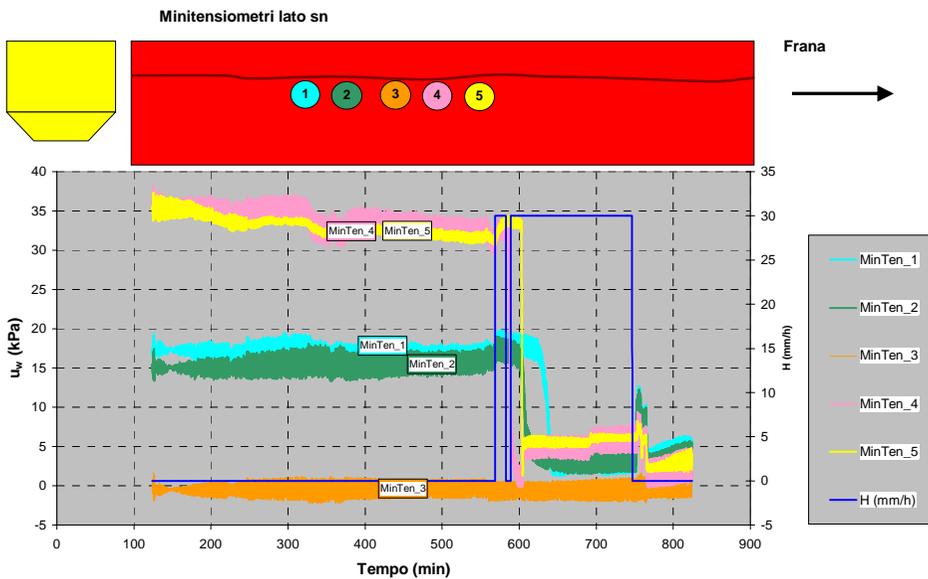


Figura IV. 34. Dati suzione prova N. 2 parte sinistra del campione.

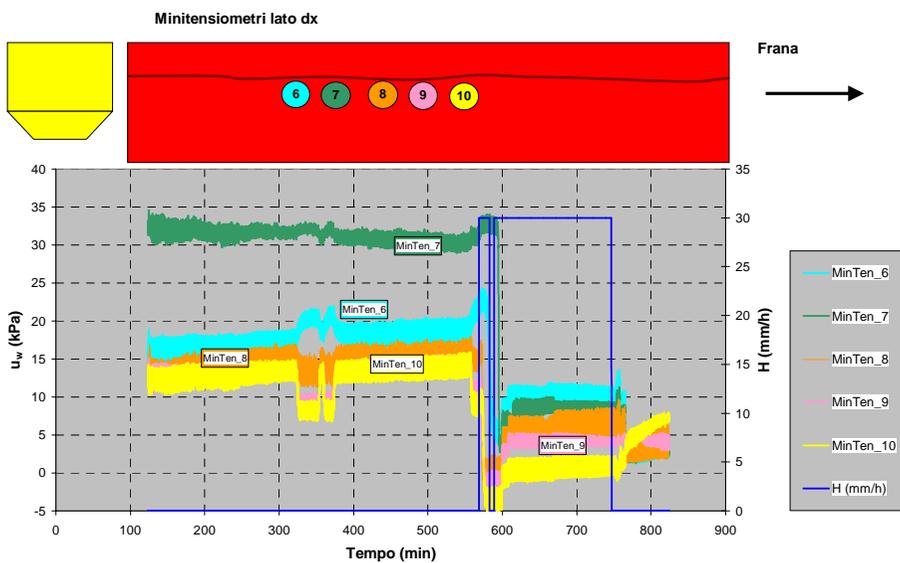


Figura IV. 35. Dati suzione prova N. 2 lato destro del campione.

IV.3.3 Prova N. 3

La prova N. 3 è stata realizzata dopo interventi che hanno migliorato i sistemi esistenti. Le implementazioni hanno interessato maggiormente i sistemi di misura. Sono stati fatti opportuni controlli e verifiche sulle celle per garantire l'efficienza sia dello strumento sia del software di acquisizione. Il numero dei minitensiometri è stato raddoppiato e la loro disposizione ha interessato tutto lo spessore del campione (vedi Figura IV. 38). Per raggiungere profondità più basse, i minitensiometri sono stati installati durante la deposizione (vedi Figura IV. 36). I tensiometri così disposti hanno una minore interferenza con il flusso di acqua nel terreno nel corso della prova.

Le caratteristiche del campione sono poco discordi da quelle misurate nei campioni precedenti:

- spessore di 0.40 m circa
- porosità pari a 70.02% (la più alta tra quelle ottenute in tutte le prove effettuate)
- grado di saturazione iniziale $S_r = 35.97\%$.

La prova è stata realizzata l'11 aprile 2006. L'inclinazione del prototipo era di 30° , mentre l'intensità di pioggia è rimasta invariata sui 30 mm/h. Le fasi iniziali della prova sono descritte dalle Figura IV. 37, Figura IV. 38, Figura IV. 39 e Figura IV. 40. In particolare in queste ultime è possibile notare la distribuzione della pioggia sul campione.

La Figura IV. 36 mostra le prime deformazioni del campione. Queste deformazioni sono state rilevate eseguendo una scansione della superficie. La Figura IV. 42 mostra il laser in fase di avanzamento.

La configurazione del campione dopo che sono stati osservati i primi movimenti è riportata nella Figura IV. 44. L'evoluzione del campione viene descritta nelle Figura IV. 45, Figura IV. 46, Figura IV. 47, Figura IV. 48 e Figura IV. 49. Infine la Figura IV. 48 e la Figura IV. 49 si riferiscono agli istanti in cui si è verificato l'evento franoso vero e proprio. Anche in questo caso vi è un certo lasso temporale tra i primi smottamenti e l'evento franoso, inoltre, come nella prova precedente, il movimento ha interessato la parte destra del campione.

La successiva mobilitazione della parte sinistra del campione è stata indotta aumentando l'inclinazione dello scivolo di 11° .

Guardando i dati registrati dalle celle e qui riportati nella Figura IV. 50, si osserva un aumento del peso del campione (curva chiara) durante la prova, dovuto alla progressiva saturazione del campione. Come atteso, l'aumento di peso è maggiore nei primi 50 minuti della prova, quando il campione ha un contenuto d'acqua modesto e conserva una struttura più aperta. Successivamente la saturazione degli strati più superficiali ed un successivo addensamento del campione, riducono la capacità del terreno di assorbire acqua che ruscella sulla superficie del campione. Ad eccezioni di piccole riduzioni dovute alla perdita di materiale avuta nei primi smottamenti, il peso del campione tende ad aumentare comunque nel tempo fino a che non avviene la frana.

I dati relativi alla suzione riportati nel Figura IV. 51 e in Figura IV. 52 indicano che la saturazione del campione interessa rapidamente le zone più superficiali e successivamente anche le zone più basse. È interessante osservare che la frana è avvenuta poco dopo che i minitensimetri più profondi hanno letto un valore di suzione pressoché nullo. Vi è comunque un certo lasso di tempo, pari a circa 10 minuti, tra l'azzeramento della suzione misurata da tutti i minitensimetri e l'innescò della frana.



Figura IV. 36. Installazione minitensimetri prima della deposizione.



Figura IV. 37. Prova N. 3 foto 1.



Figura IV. 38. Prova N. 3 foto 2.



Figura IV. 39. Prova N. 3 foto 3.



Figura IV. 40. Prova N. 3 foto 4.



Figura IV. 41. Prova N. 3 foto 5.



Figura IV. 42. Prova N. 3 foto 6.



Figura IV. 43. Prova N. 3 foto 7.



Figura IV. 44. Prova N. 3 foto 8.



Figura IV. 45. Prova N. 3 foto 9.



Figura IV. 46. Prova N. 3 foto 10.



Figura IV. 47. Prova N. 3 foto 11.



Figura IV. 48. Prova N. 3 foto 12.



Figura IV. 49. Prova N. 3 foto 13.

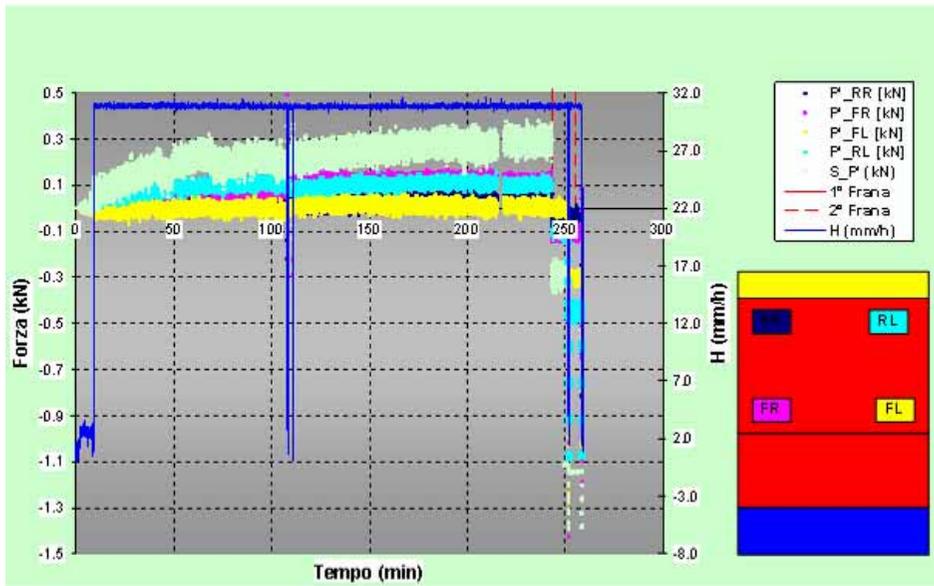


Figura IV. 50. Dati celle di carico prova N.3.

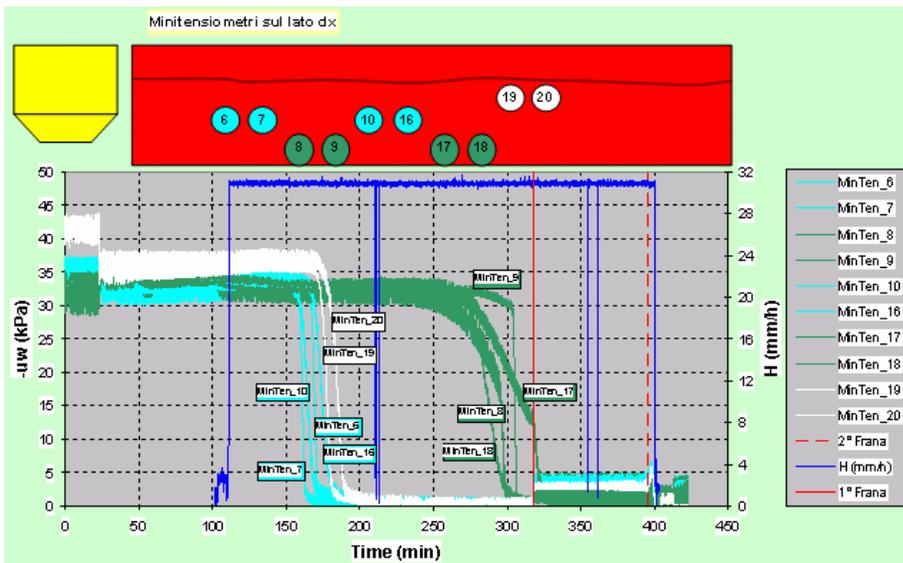


Figura IV. 51. Dati suzione misurata nella parte destra del campione.

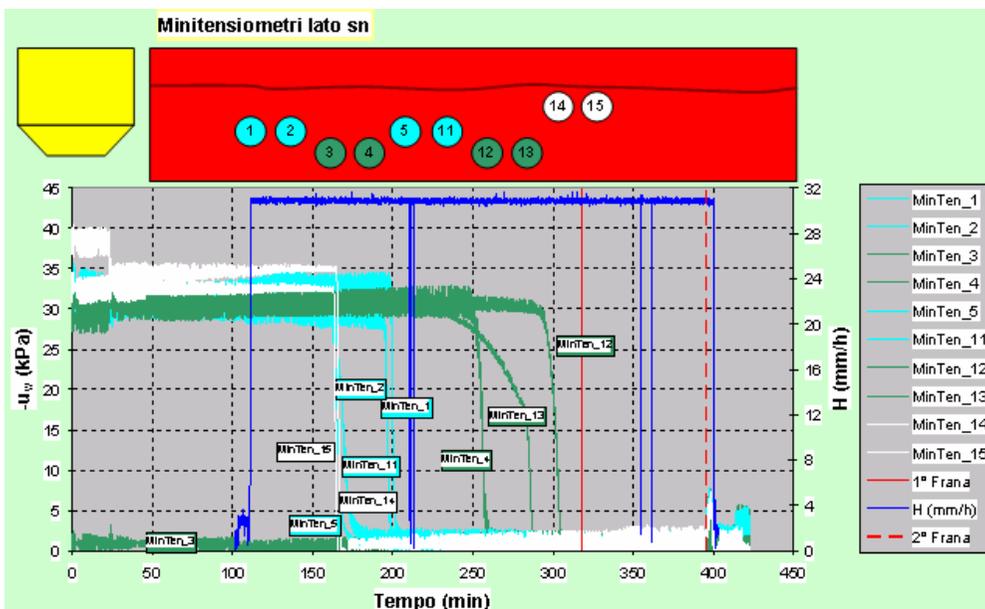


Figura IV. 52. Dati suzione nella parte sinistra del campione.

IV.3.4 Prova N. 4

L'ultima prova è stata effettuata il 4 maggio 2006. La configurazione scelta è simile a quella utilizzata per la prova N. 1. Anche le caratteristiche del campione sono:

- spessore di 0.40 m circa
- porosità pari a 68.33%
- grado di saturazione iniziale $S_r = 29,36 \%$ (il valore più basso tra quelli misurati in tutte le prove effettuate)

Il campione ha una porosità poco maggiore del campione testato nella prova N. 1, il grado di saturazione, invece è nettamente inferiore a causa delle condizioni ambientali. Va aggiunto che il campione è stato preparato qualche giorno prima della realizzazione della prova.

I 20 minitensiometri sono stati installati a profondità differenti, seguendo la procedura già descritta in precedenza. In questo caso, però, essendo il terreno più secco, la suzione misurata era prossima a quella di desaturazione degli strumenti. Pertanto è stato necessario saturare più volte i minitensiometri prima dell'inizio della prova.

La configurazione del prototipo è documentata dalla Figura IV. 53, dalla Figura IV. 54 e dalla Figura IV. 55, mentre la Figura IV. 56 riprende il solo campione ad inizio prova.

La Figura IV. 57 rappresenta una delle prime scansioni effettuate sul campione ancora intatto. La Figura IV. 58 mostra il movimento del robot durante un'altra scansione.

Anche in questo caso vi sono smottamenti di terreno superficiali documentati nelle Figura IV. 58, Figura IV. 59, Figura IV. 60 e Figura IV. 61. Si tratta sempre di movimenti che hanno interessato piccoli volumi di terreno più superficiale.

A seguito di questi piccoli movimenti di terreno il campione raggiunge una configurazione di equilibrio. Solo dopo parecchi minuti avviene il primo vero distacco di materiale e si innesta la colata (vedi Figura IV. 61, Figura IV. 62 e Figura IV. 63). La frana ha interessato sempre la parte destra del campione.

I dati registrati dalle celle mostrano un aumento di peso più marcato nei primi minuti, confermando che il processo di infiltrazione è maggiore nella prima parte della prova, quando la capacità del campione di assorbire acqua è maggiore (vedi Figura IV. 64). In seguito l'incremento di peso è modesto se non nullo, e la maggior

parte dell'acqua di pioggia ruscella sulla superficie del campione ormai satura (vedi Figura IV. 58 e Figura IV. 59). A differenza della prova precedente il peso complessivo è di gran lunga maggiore di quello registrato nella prova precedente a causa di un contenuto d'acqua iniziale nettamente inferiore. Inoltre l'innescò dell'evento franoso viene raggiunto in tempo maggiore, paria a circa il doppio di quello ottenuto nella prova N. 3.

La riduzione di peso misurata a fine prova si riferisce all'evento franoso osservato. Anche in questa prova, il movimento della parte sinistra del campione è stato indotto inclinando ulteriormente il pendio artificiale fino a raggiungere una pendenza di 37°.

Osservando la Figura IV. 65 e la Figura IV. 66 si può osservare che la suzione iniziale all'interno del campione non è uniforme e raggiunge valori massimi nella parte più profonda. In alcuni casi si arriva al valore massimo misurabile prossimo ai 100 kPa.

A differenza della prova precedente le variazioni di suzione indotte dalla pioggia, e quindi dall'infiltrazione di acqua nel terreno, interessano il campione in modo più graduale. Infatti, non tutti i minitensiometri misurano una rapida diminuzione della suzione ad eccezione di quelli più superficiali.

Inoltre, guardando la Figura IV. 65 si vede che, a differenza della prova N. 3, i minitensiometri posizionati ad una profondità intermedia sono gli ultimi a portarsi ad un valore di suzione prossima allo zero. Questo può essere dovuto ad una densità non omogenea del campione ottenuta in fase di deposizione, o, più probabilmente indotta nel corso della prova. Una volta inclinato il pendio, il campione tende a spostarsi verso il basso, con un conseguente addensamento del terreno a ridosso del vincolo, mentre la parte superiore del campione può assumere una struttura più aperta e quindi più porosa.

Tuttavia, come nella prova precedente, anche in questo caso la frana si verifica quando tutti i minitensiometri leggono una suzione pressoché nulla.



Figura IV. 53. Prova N. 4 foto 1.



Figura IV. 54. Prova N. 4 foto 2.



Figura IV. 55. Prova N. 4 foto 3.



Figura IV. 56. Prova N. 4 foto 4.



Figura IV. 57. Prova N. 4 foto 5.



Figura IV. 58. Prova N. 4 foto 6.



Figura IV. 59. Prova N. 4 foto 7.



Figura IV. 60. Prova N. 4 foto 8.



Figura IV. 61. Prova N. 4 foto 9.



Figura IV. 62. Prova N. 4 foto 10.



Figura IV. 63. Prova N. 4 foto 11.

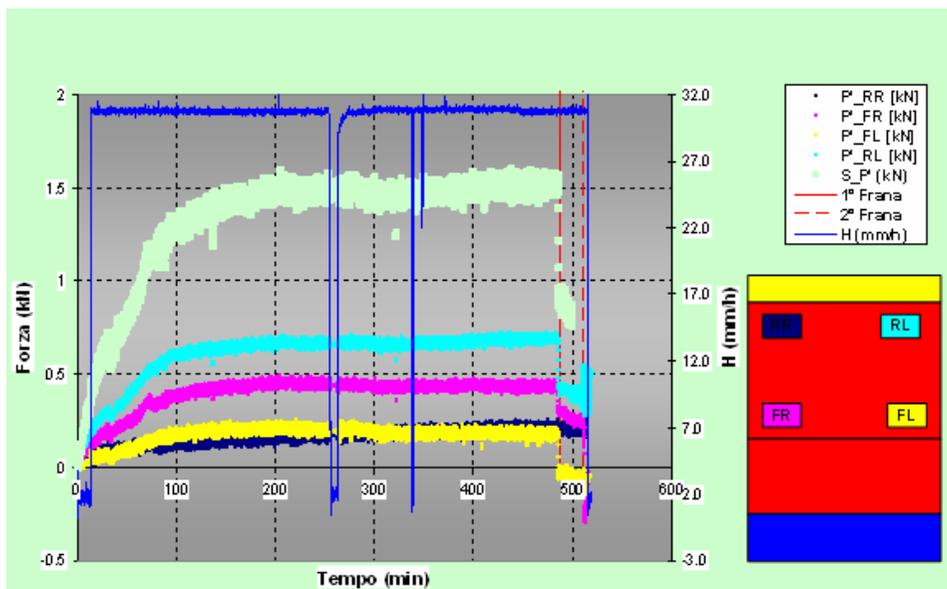


Figura IV. 64. Dati da celle di carico prova N. 4.

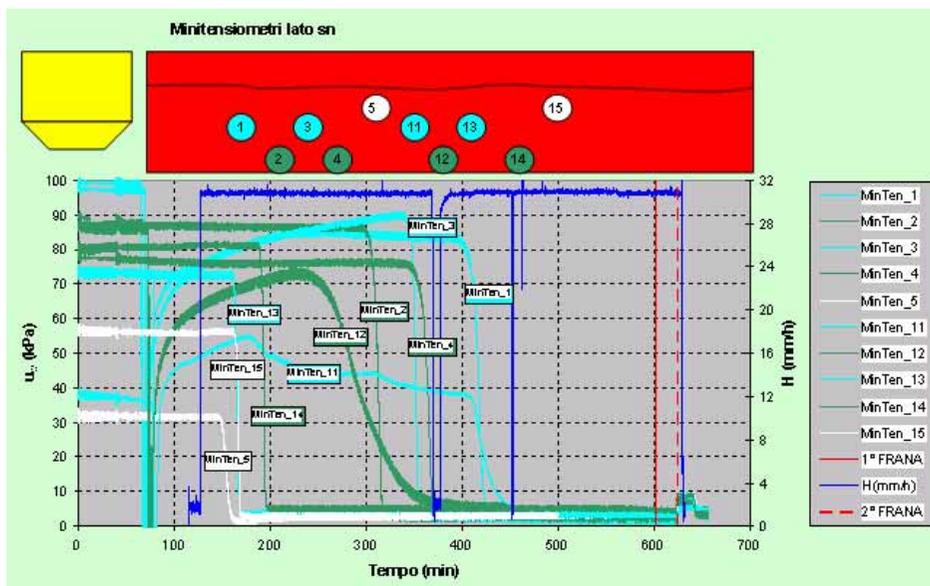


Figura IV. 65. Dati suzione nella parte sinistra del campione.

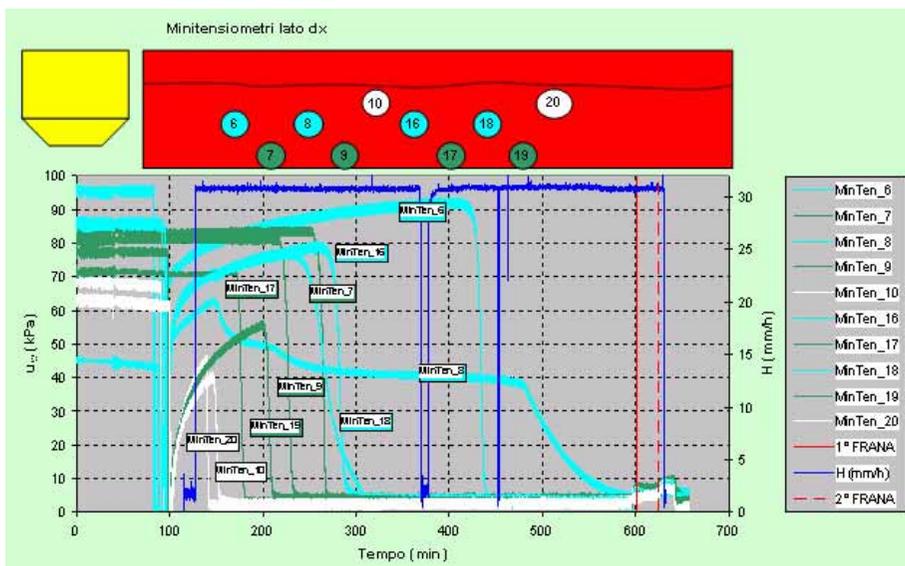


Figura IV. 66. Dati suzione nella parte destra del campione.

CONCLUSIONI

Le attività di studio e di ricerca di questo dottorato hanno interessato la realizzazione e messa a punto di un nuovo prototipo di pendio indefinito per la simulazione delle colate rapide di fango. Sono state sviluppate, inoltre, attività complementari di:

- monitoraggio in sito di alcune variabili ambientali di interesse
- sperimentazione in laboratorio sull'elemento di volume per caratterizzare il comportamento idromeccanico dei terreni parzialmente saturi.

Il campo di misura in sito ha lo scopo di monitorare l'evoluzione nel tempo dell'umidità del terreno e delle variabili ambientali ad correlate: temperatura, pressione, umidità dell'aria, velocità del vento e altezze di pioggia.

Nella sperimentazione sui terreni parzialmente saturi sono state determinate le curve di ritenzione idrica su campioni dello stesso materiale piroclastico utilizzato nelle prove su modello. Tale curve descrivono la corrispondenza tra la suzione ed il contenuto d'acqua, e permettono di dedurre la variazione della permeabilità dei terreni parzialmente saturi con la suzione. Per realizzare prove di ritenzione idrica è stata modificata la configurazione di prova di un edometro a suzione controllata.

Il lavoro svolto per la realizzazione e messa a punto del modello fisico è più articolato e può essere suddiviso in due fasi:

- studio della letteratura tecnica di riferimento, in relazione al fenomeno di colamento soffermandosi sui meccanismi di innesco, e sugli aspetti peculiari della sperimentazione su modello fisico;
- messa a punto del prototipo di pendio indefinito e delle relative procedure di prova; realizzazione delle prime prove.

Lo studio delle sperimentazione su colate rapide in laboratorio ha permesso di individuare le soluzioni già adottate in letteratura per realizzare di modelli fisici di pendio, per lo più in scala ridotta. Tali informazioni sono state essenziali in fase di progettazione e sviluppo del pendio artificiale e in genere di tutte le attrezzature realizzate: sistema di trattamento del terreno, sistema di deposizione pluviale per la ricostruzione del campione, e sistemi di monitoraggio degli spostamenti. Non solo, le conoscenze acquisite hanno consentito di individuare gli strumenti più adatti per

la misura delle grandezze di interesse: variazioni di suzione, contenuto d'acqua e spostamenti.

Le analisi di casi reali di colate rapide pregresse sono servite, invece, per definire lo schema geometrico e gli spessori delle coltri da riprodurre con il modello fisico.

Nella fase di messa a punto dell'intero set di attrezzature sono state realizzate prime prove di collaudo e verifica in cui sono state definite le procedure da seguire per l'utilizzo di ogni singola apparecchiatura. Sono state individuate le sequenze di operazione relative alle fasi di trattamento e messa in opera del terreno, installazione e gestione degli strumenti di misura, e di simulazione delle colate. Nella fase di collaudo è stato possibile verificare, inoltre, le reali potenzialità e le prestazioni di ciascuna apparecchiatura utilizzata, nonché le problematiche relative alle loro interazioni.

Il lavoro di verifica ha interessato anche l'acquisizione e l'interpretazione delle misure ottenute con le diverse tipologie di sensori installati: celle di carico e minitensiometri. Per semplicità nelle prime prove il numero di tensiometri installato è stato inferiore a quelli disponibili, per consentire una gestione più facile dei singoli strumenti e dei dati registrati. Inoltre, tale accortezza ha permesso di sperimentare diverse modalità di installazione dei sensori ed individuare quella che arrecasse minor disturbo al campione e alle altre strumentazioni utilizzate (sistema pioggia e sistemi di misura degli spostamenti). I dati ottenuti sono stati analizzati prima singolarmente e successivamente confrontati con quelli ottenuti dagli altri sistemi di misura (celle di carico e sistemi di misura degli spostamenti), per ottenere una descrizione globale del fenomeno osservato.

In base alle esperienze maturate nel corso delle fasi di collaudo è stato possibile realizzare ulteriori test di simulazione di colate in cui sono state monitorate le variazioni di suzione e di contenuto d'acqua nella fase di innesco. Tali misure sono state raffrontate con le variazioni di suzioni registrate durante l'attività di monitoraggio in sito. Dal confronto effettuato è emerso che in quasi tutte le prove i campioni di terreno sono caratterizzati da valori iniziali di porosità e di contenuto d'acqua rappresentativi delle coltri piroclastiche nei periodi più piovosi, ovvero in quei periodi in cui sono maggiori le probabilità che si verifichino eventi di colate rapide. L'aumento del contenuto d'acqua, e di conseguenza la diminuzione di suzione, nel tempo sono apparsi del tutto congruenti con le variazioni delle stesse

grandezze fisiche registrate in sito a seguito di eventi piovosi la cui intensità è confrontabile con quelle riprodotte durante le prove.

Gli stessi dati di suzione sono stati analizzati avvalendosi dei risultati ottenuti dalla sperimentazione in laboratorio per caratterizzare il comportamento idromeccanico dei terreni piroclastici. Da queste analisi è emerso che l'evoluzione della suzione, e con essa del contenuto d'acqua, rispecchia quanto osservato nelle prove di ritenzione idrica. I tempi necessari alla saturazione del campione aumentano all'aumentare della suzione, in particolare tali incrementi sono più significativi se la suzione all'interno del campione di terreno si discosta sensibilmente dal valore di ingresso d'aria individuato per questi terreni.

Osservando i risultati ottenuti in tutti le prove realizzate è stata riscontrata una certa conformità nell'evoluzione dei fenomeni franosi. Allo stesso modo è stato appurato che ogni singolo evento risulta fortemente condizionato dalle caratteristiche iniziali del campione di terreno. L'esiguo numero di prove non è sufficiente, però, a garantire la loro ripetibilità e soprattutto la corretta descrizione del fenomeno riprodotto. Ulteriori test potranno validare quanto già osservato. Ovviamente le sperimentazioni successive dovranno prevedere diverse serie di prove, ciascuna atta ad investigare l'influenza dei singoli fattori ritenuti strettamente correlati all'innescò del fenomeno (es. porosità, contenuto d'acqua iniziale, pendenza, ecc...).

Infine, si può affermare che la configurazione sviluppata è adatta all'esecuzione di prove in vera grandezza per la simulazione di eventi franosi del tipo colamento.

Le apparecchiature sviluppate per il trattamento e la messa in opera del terreno consentono di ricostruire campioni di terreno simili tra loro; non solo, utilizzando la tecnica della deposizione pluviale è stato possibile ottenere campioni abbastanza uniformi e caratterizzati da porosità elevate, prossime a quelle misurate in sito.

Le misure di contenuto d'acqua su alcuni provini di terreno prelevati all'interno del campione prima di ogni prova, hanno rilevato una certa omogeneità della fase liquida nei pori, riscontrata anche dalle misure di suzione.

I sistemi di misura degli spostamenti sono stati concepiti e installati per ridurre al minimo l'interferenza della pioggia durante ogni prova.

I dati ottenuti consentono di ottenere una descrizione discreta del fenomeno osservato. È necessario potenziare il numero e le tipologie di strumenti di misura

utilizzati affiancando alle misure tensiometriche e delle celle di carico trasduttori di pressione positiva e altri sensori per la misura del potenziale idrico (es. TDR).

Il proseguo della attività sul modello fisico di pendio potrà fornire importanti spunti nello studio delle colate rapide, contribuendo a migliorare gli approcci con cui siffatti fenomeni vengono analizzati ed interpretati.

Allegato A. LE COLATE RAPIDE DI FANGO

A.1 Generalità

Le frane sono movimenti di tipo gravitativo determinati da fenomeni di instabilità dei versanti. Tali eventi si possono classificare in base a diversi fattori quali: il tipo di cinematismo, il materiale coinvolto, l'evoluzione del fenomeno, le cause di innesco, i quantitativi di materiale mobilitato ecc. Diverse sono le classificazioni proposte in letteratura, esse differiscono a seconda dei fattori a cui fanno riferimento. La più nota, soprattutto per la sua semplicità, è senza dubbio quella proposta da Varnes (1978), successivamente modificata da Cruden & Varnes (1996) (Figura A. 1). Varnes individua 5 categorie di frana basandosi sul cinematismo e sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali coinvolti:

1. frana da crollo
2. frana da ribaltamento
3. frana da scorrimento rotazionale o traslativo
4. frana per espansione laterale
5. frana per colate.

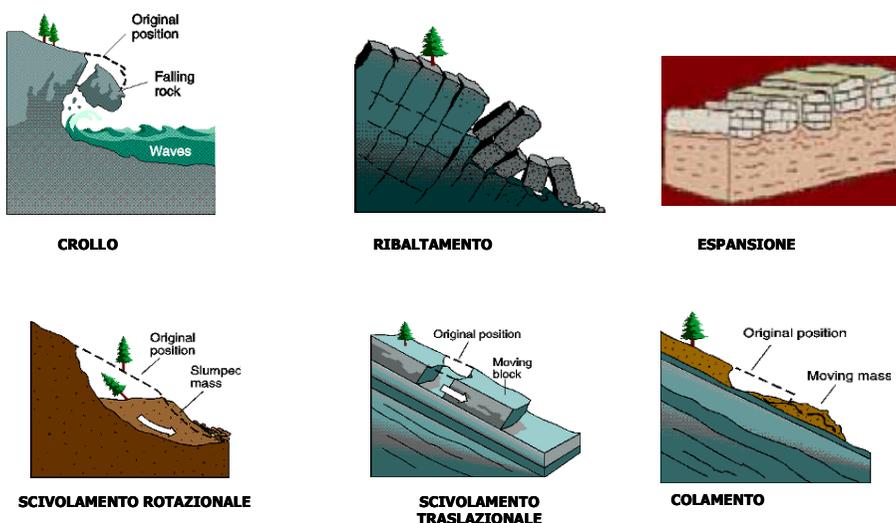


Figura A. 1. Tipologia dei movimenti franosi secondo la classifica di Varnes (1978)

Il tipo di materiale viene distinto in due classi: rocce e terreni. Quest'ultimi vengono ulteriormente distinti in terreni grossolani (detriti) e terreni a grana fine.

Questa classifica risulta utile per le indagini preliminari basate sulle sole osservazioni di superficie e consente successivi gradi di approfondimento in cui valutare lo sviluppo del fenomeno ovvero l'evoluzione spazio-temporale, i quantitativi di materiale coinvolto, ecc...

La tipologia di frane studiate in questo contesto rientra nella 5ª categoria. Nelle frane per colamento i singoli granuli si muovono in modo relativo gli uni rispetto agli altri, più o meno velocemente in relazione al contenuto d'acqua e alla granulometria del deposito. Le superfici di taglio all'interno del corpo di frana sono multiple, temporanee e generalmente non vengono conservate. La distribuzione delle velocità nella massa spostata è analoga a quella di un fluido viscoso.

Le colate differiscono per caratteristiche e velocità in relazione ai terreni coinvolti e al contenuto d'acqua della massa in frana. Le colate possono essere associate a contenuti d'acqua diversi e, di conseguenza, caratterizzate da velocità diverse che variano da alcuni millimetri l'anno per le colate cosiddette "lente" a qualche metro al secondo per quelle "rapide". A contenuti d'acqua maggiori corrispondono velocità del moto maggiori e densità del materiale in frana inferiori. La pericolosità del fenomeno franoso è legata essenzialmente al tipo di cinematismo poiché è da esso che dipendono le distanze che la massa in frana è in grado di raggiungere e i tempi necessari per percorrerle.

Esistono, pertanto, eventi molto simili dal punto di vista cinematico che possono innescarsi in materiali di diversa natura creando non pochi problemi nell'individuazione di una completa e corretta nomenclatura. In genere si fa riferimento alla classificazione dei movimenti di versante di Hutchinson (1988). Partendo dal lavoro di Varnes (1978), l'autore propone un'analoga suddivisione dei singoli eventi in base al cinematismo. All'interno di ciascuna categoria vi è un'ulteriore distinzione stabilita con riferimento alla morfologia dei versanti, i meccanismi di innesco, i materiali coinvolti e le velocità di movimento.

Le colate, intese come movimenti rapidi di versanti assimilabili a flussi di fluido viscoso, sono descritte essenzialmente nella categoria dei movimenti di detrito sotto forma di flusso (debris movement of flow-like form), ed in parte nella categoria degli scivolamenti traslativi (rapid landslide, flowslide). La tipologia di movimento

comprende sia gli scivolamenti (slide) che i flussi (flow): nel primo caso la massa in frana conserva la propria struttura anche in fase di post rottura ed è possibile individuare una superficie di scorrimento; nel secondo caso il terreno si trasforma in una massa semifluida, ed il movimento è regolato in parte da forze di tipo attritivo in parte dalla collisione tra i granuli.

Per quanto attiene la granulometria le colate rapide possono interessare materiali che vanno dai blocchi fino all'argilla, tuttavia il fenomeno è più frequente nei materiali sabbio-limosi. (Figura A.2) Sono definite debris flow quelle colate che interessano terreni caratterizzati da una percentuale di particelle con diametro maggiore di 2 mm compresa tra 20% e 80%; si definiscono, invece, mud flow o earth flow, le colate che interessano terreni con una percentuale di particelle con diametro inferiore di 2 mm, maggiore di 80%.

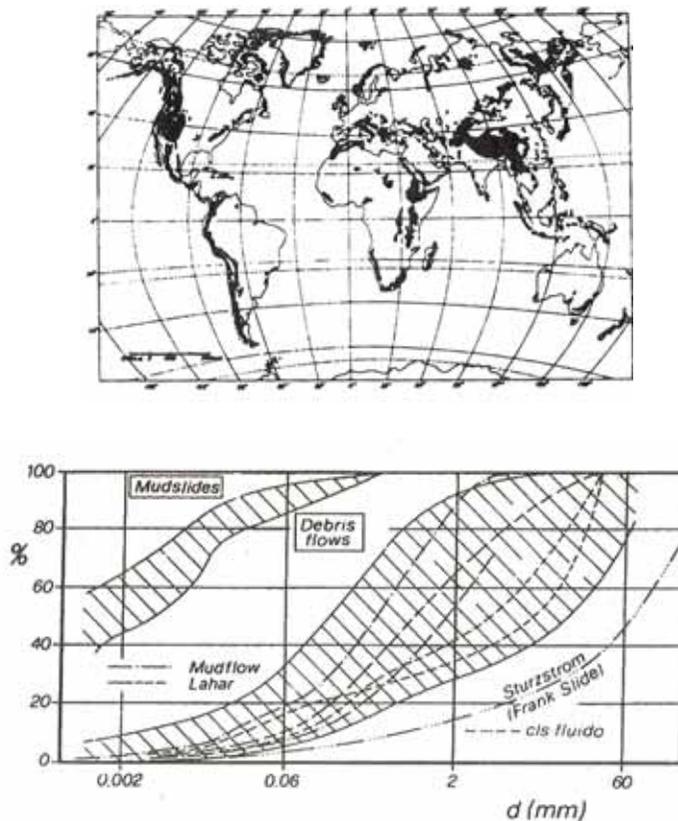


Figura A.2. a) Distribuzione delle colate rapide (Perov et al. 1997), b) Granulometria delle colate.

Vi sono poi altri particolari tipi di colata: i Lahars o Giava, flussi di detrito associati a fenomeni di eruzione vulcanica in cui le ceneri depositate lungo i fianchi dello stesso vulcano vengono mobilizzate da acque e/o vapori, e gli Sturzstrom, flussi rapidissimi di grandi volumi di detrito asciutto.

In letteratura sono state prodotte altre classificazioni relative alle sole colate, in cui gli eventi sono distinti in funzione di alcune caratteristiche predominanti come la granulometria del materiale coinvolto come nel caso della classifica di Coussot (1992), oppure le velocità del flusso come quella proposta da Pierson & Costa (1987) (Figura A. 3 e Figura A. 4). Tali classificazioni sono per lo più conformi a quanto già descritto in precedenza, e le nomenclature attribuite ai singoli eventi differiscono poco da quelle elencate, in alcuni casi fanno riferimento agli eventi analizzati dagli autori.

Analizzando la morfologia delle colate è possibile distinguere tre parti differenti: una zona di alimentazione, un canale in cui convoglia il flusso e una zona di accumulo ai piedi del versante (Figura A.5). Nella zona di alimentazione il terreno arriva a rottura e subisce scorrimenti di tipo rotazionali e/o traslativi, fino a convogliare naturalmente nei canali per lo più naturali dello stesso versante. La zona di alimentazione a monte del canale dell'impluvio non è unica, possono formarsi anche nicchie di alimentazione laterali. Il cinematismo della colata si sviluppa in seguito lungo il canale ed è regolato dalla pendenza, dalla superficie e dalla sezione trasversale dell'impluvio. La massa semifluida acquisisce maggior velocità in questo tratto a causa delle pendenze naturali dei canali più acclivi rispetto a quelle delle zone di alimentazione. La velocità può variare ulteriormente a seconda della forma della superficie (piana o concava) dell'impluvio e della sua sezione trasversale. Questa, infatti, conferisce un grado di confinamento alla massa in movimento, influenzando inoltre anche la forza di erosione esercitata dal fluido sulla superficie di scorrimento. Il materiale raggiunge infine la zona di accumulo caratterizzata da pendenze più dolci. Qui la massa in frana perde progressivamente velocità fino ad arrestarsi occupando un'area tanto più estesa quanto maggiore è l'energia posseduta. La superficie di deposizione occupata ha la tipica forma a ventaglio costituita da uno o più lobi dovuti a successive ondate di materiale. La forma delle colate è comunque influenzata dalle caratteristiche del flusso, principalmente dal

tipo di terreno e dal contenuto d'acqua, nonché dalle caratteristiche geomorfologiche dei versanti. (Figura A.6)

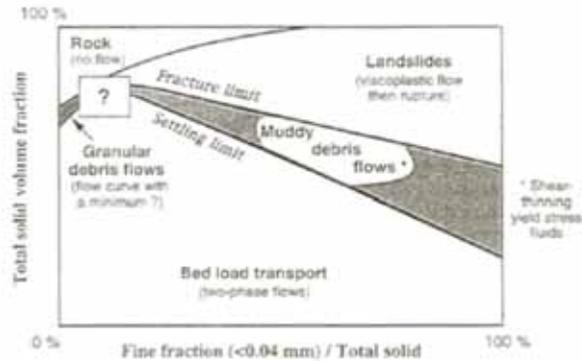


Figura A. 3. Classificazione reologica delle colate (Cousot, 1992).

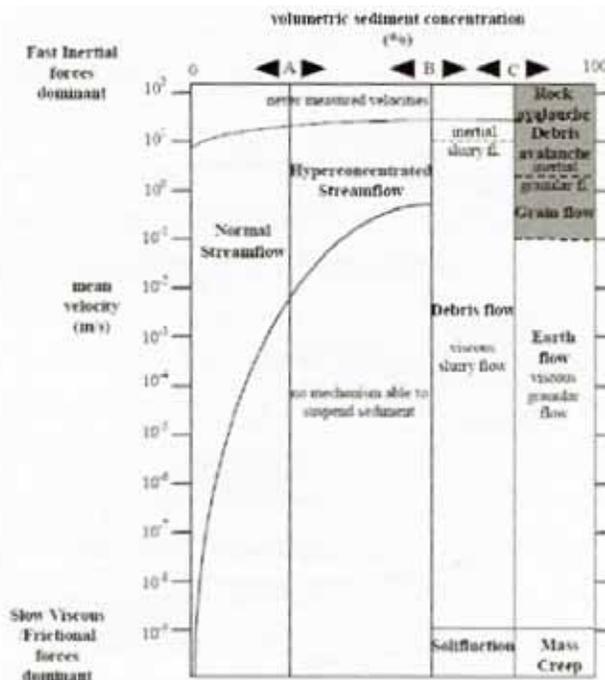


Figura A. 4. Classificazione geomorfologica - reologica delle colate (Pierson & Costa, 1987).

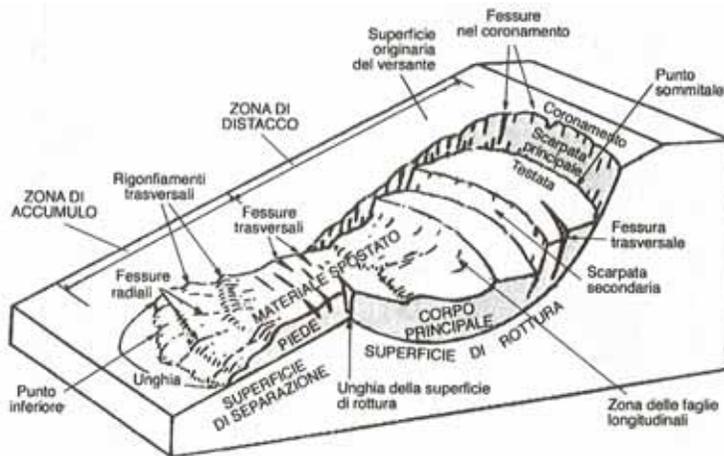


Figura A.5. Morfologia di una colata da Cruden & Varnes (1996).

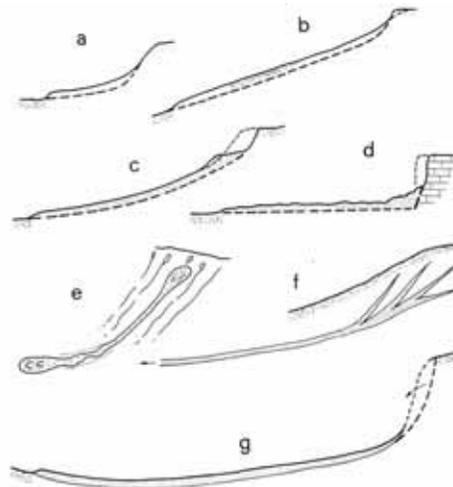


Figura A.6. Movimenti tipici delle colate: a, b) fango in ambiente periglaciale; c) colate in materiali non coesivi; d) colate in rocce tenere ad alta porosità; e, f) colate in detriti di rocce alterate sui fianchi di colline o canalizzati; g) sturzstrom, flussi. (Hutchinson 1988)

A.2 Parametri e grandezze caratteristiche

Lo studio delle colate rapide, coadiuvato da osservazioni in sito successive ad eventi franosi, ha permesso di individuare le grandezze fondamentali che regolano e definiscono l'entità del fenomeno. L'analisi di queste variabili è indispensabile per effettuare previsioni sull'innescò delle colate e mettere a punto sistemi di difesa preventivi di una certa efficienza. Tra i diversi fattori esaminati maggior attenzione è stata data a quei parametri la cui misura risulta più attendibile e che hanno dimostrato una influenza maggiore sul fenomeno osservato. In una prima analisi i parametri che definiscono l'entità di una colata sono: la quantità di materiale coinvolto, il flusso di materiale detritico, le velocità del flusso e la distanza percorsa.

La stima della quantità di terreno interessato dall'evento franoso non è semplice in quanto il materiale franato proveniente dalla zona di primo distacco è soggetto ad uno scambio di materiale lungo il percorso della colata dovuto a fenomeni di erosione del fondo alveo, e di sedimentazione di materiale più grossolano. Pertanto la composizione granulometrica del materiale depositato lungo la zona di accumulo non riproduce esattamente quella del flusso. Ovviamente questo fornisce qualche incertezza sulla stima della densità e delle proprietà del flusso. È possibile comunque risalire in maniera approssimata alle quantità di terreno eroso ad esempio facendo riferimento alla stratigrafia e gli spessori della coltre intatta lungo l'alveo o in prossimità della zona di distacco, oppure valutando la propensione all'erosione del fondo alveo e le pendenze per le quali si interrompe l'alimentazione della colata.

La stima degli altri fattori risulta di uguale incertezza e viene ottenuta utilizzando metodi empirici calibrati in base ad osservazioni e analisi effettuate in sito. Per quanto attiene il flusso di materiale detritico si è potuto osservare che esso si propaga con ondate successive presentando un comportamento instabile. L'ondata si presenta con un fronte ripido più grossolano seguito da una coda di materiali fini che diventa sempre più diluita e turbolenta (Figura A. 7). Il picco del rilascio detritico è immediatamente successivo al passaggio del fronte e ha una durata ridotta. Una stima della portata si può ottenere mediante osservazioni sul campo durante il passaggio della colata correlate a stime empiriche della velocità.

I modelli empirici per la stima della velocità si basano anch'essi su osservazioni sul campo da cui sono state desunte informazioni sulla geometria e tortuosità del percorso, nonché sulle caratteristiche del flusso che hanno permesso di individuare

una forte interdipendenza tra la velocità e la profondità del flusso, tipica per i regimi di moto laminare. Per questo motivo vi è accordo nel ritenere laminare il regime di moto in prossimità del picco di rilascio detritico (Pierson, 1980; Takahashi, 1981).

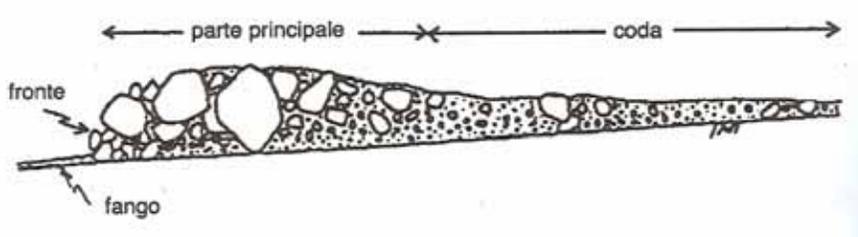


Figura A. 7. Tipico profili longitudinale di una colata detritica (Seminara & Tubino, 1993).

Un altro semplice parametro che regola il cinematisimo delle colate è la *mobilità*. Introdotto per la prima volta da Heim (1932) in uno studio di frane terreni rocciosi, esso è definito dal rapporto tra la quota iniziale del corpo di frana H e la distanza in piano percorsa L . (Figura A. 9). Questo valore definisce l'inclinazione α della linea congiungente la sommità dell'area di primo distacco con l'estremità del cumulo, è un valore medio dell'inclinazione longitudinale del percorso coperto dalla colata e pertanto viene definito come reach angle (angolo di estensione), o travel distance angle. Alcuni autori ipotizzano che tale angolo coincida con il coefficiente di attrito del terreno lungo la superficie di scorrimento.

Da osservazioni di eventi reali si è potuto osservare che, a meno di altri fattori come la forma della sezione dell'alveo (a cui si può associare un'azione di confinamento della massa in frana), vi è una correlazione di inversa proporzionalità che unisce la mobilità $\alpha = H/L$ al volume V della massa franata: all'aumentare del valore di α , V diminuisce. Le diverse relazioni tra α e V proposte in letteratura sono di tipo esponenziale come quella proposta Corominas (1996) nel suo studio sulle frane per colamento:

$$\frac{H}{L} = AV^B \quad (\text{A.1})$$

Dove i coefficienti A e B dipendono dal tipo di frana. (Figura A. 8)

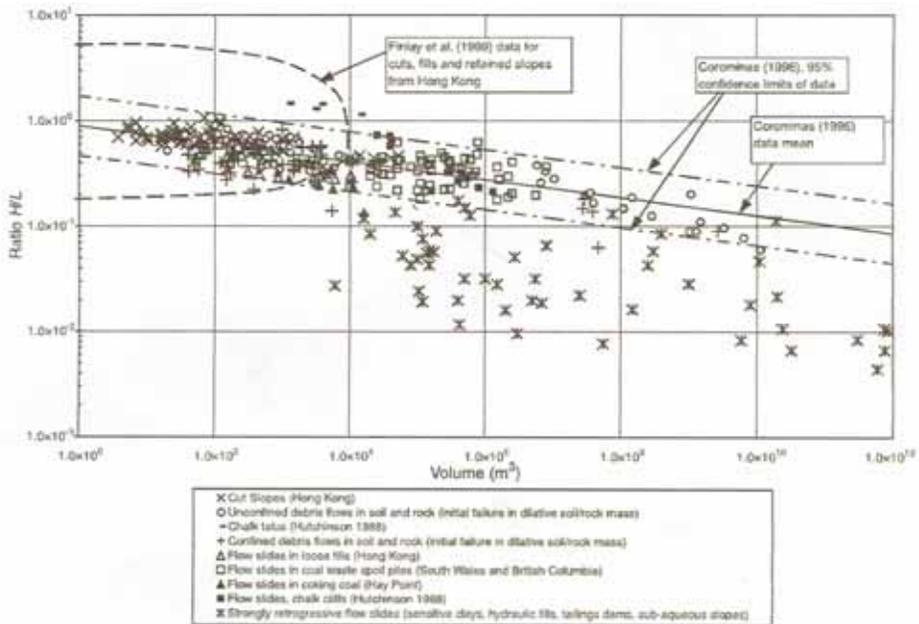


Figura A. 8. Relazione tra H/L e il volume coinvolto nelle colate. per le serie di dati su colate raccolti da Corominas (1996).

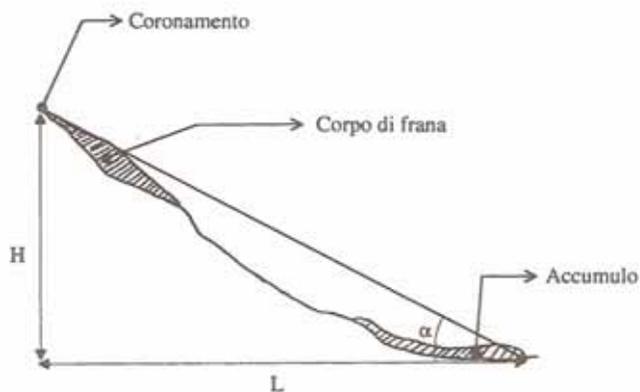


Figura A. 9. Mobilità o angolo di estensione di una colata (H/L).

La dispersione dei dati intorno alla linea di interpolazione fornita dall'espressione (A. 1) è dovuta ad alcuni fattori quali: la geometria del versante, il tipo di materiale, i meccanismi di innesco e il grado di confinamento della massa in frana lungo il percorso. Un'ulteriore distinzione va fatta tra eventi che coinvolgono volumi di terreno maggiori rispetto alle colate di volumi più modesti. Come si vede in Figura A. 10, due diverse relazioni interpolano le due serie di dati, riferite ad eventi distinti, in base ai volumi di materiale franato. Sembra che a parità del valore α , colate di dimensioni ridotte hanno mobilitato volumi minori rispetto al caso di colate più grandi.

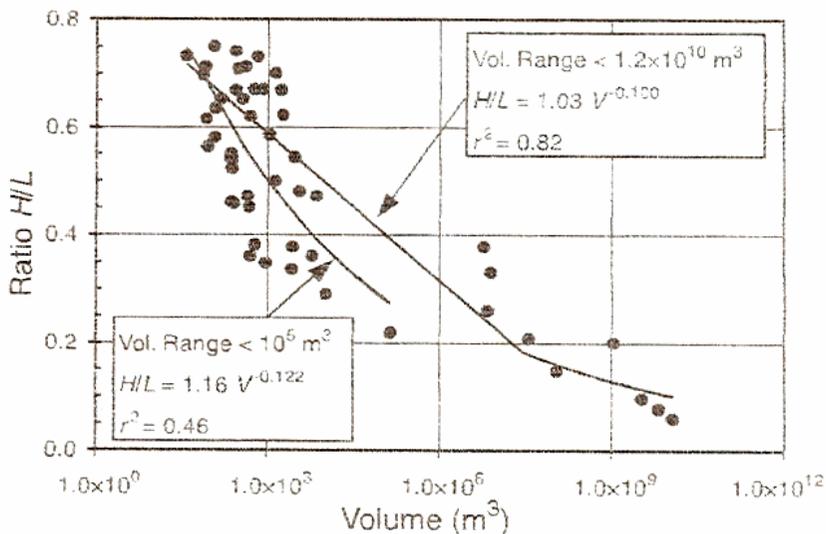


Figura A. 10. Relazioni tra H/L e il volume per colate di piccole e grandi dimensioni.

Con riferimento alle condizioni del flusso in moto, Vallance & Scott (1997) evidenziano, inoltre, che a parità di volume di terreno franato il rapporto H/L è maggiore per un flusso di particelle di terreno secco rispetto alla condizione di completa saturazione. La stessa considerazione fu presentata da Hutchinson (1988) (Figura A. 11)

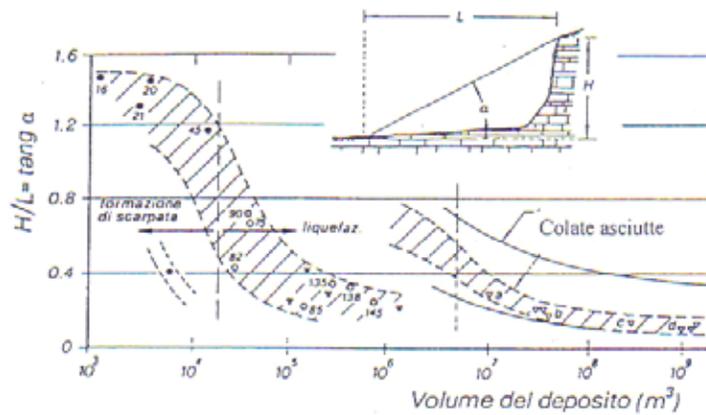


Figura A. 11. Mobilità delle colate in calcari teneri e colate costituite da materiale asciutto (Hutchinson, 1988).

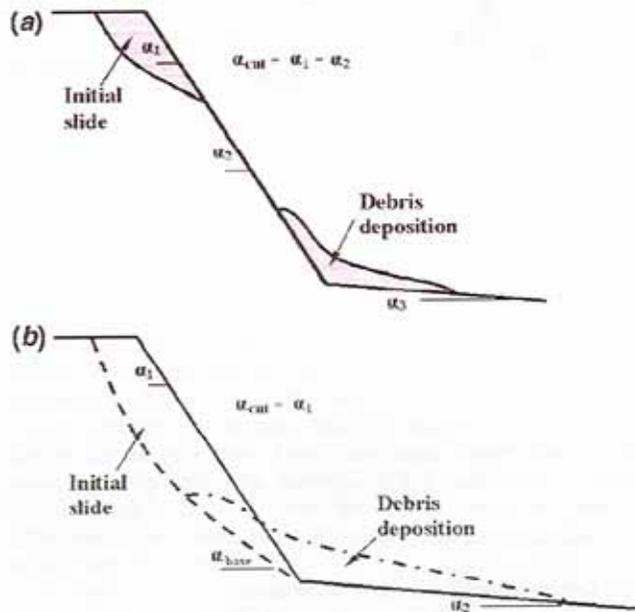


Figura A. 12. Definizione di α_{cut} in funzione del tipo di rottura: a) rottura sulla parte sommitale del versante; b) rottura lungo l'intero versante.

Un caso particolare è stato studiato da Finlay et al. (1999). Gli autori analizzarono casi di colate verificatesi in una stessa regione (Hong Kong), e caratterizzate da volumi di materiale franato ridotti (fino a 100-500 m³) e da versanti con inclinazioni medie non inferiori a 30°. In questo caso gli autori verificarono che sussiste una relazione tra il rapporto H/L e la pendenza α_{cut} (Figura A. 12) definita come la differenza tra la pendenza α_2 della parte di versante in cui si sviluppa il flusso e la zona di distacco, nel caso in cui il fenomeno di rottura interessi solo la parte superiore del versante, oppure α_{cut} coincide con α_2 se la rottura interessa l'intero versante. La relazione individuata è la seguente:

$$\frac{H}{L} = a(\tan \alpha_{cut})^b \quad (A. 2)$$

in cui i parametri a e b sono di solito inferiori all'unità e dipendono dalla geometria del versante. Una volta definiti i parametri della relazione (I. 2) (a=0.78, b= 0.5), gli autori determinano una relazione simile alla (A. 1) in cui il rapporto H/L è adimensionalizzato rispetto al valore di $(\tan \alpha_{cut})^b$. I risultati ottenuti sono riportati in Figura A. 13.

Partendo dal lavoro di Corominas (1996) e di Finlay et al. (1999), Hunter & Fell (2003) forniscono un metodo di previsione del valore di H/L in funzione della geometria longitudinale del versante. Gli autori hanno analizzato dati relativi a colate descritte in letteratura riguardanti sia versanti naturali di diversa natura sia pendii risistemati da un'attività antropica o rilevati artificiali. Raggruppando i dati in funzione del volume coinvolto, il grado di confinamento e le caratteristiche del materiale, gli autori hanno individuato una relazione tra H/L e α_2 (Figura A. 14) in funzione dei singoli fattori esaminati. L'espressione trovata è del tipo (I. 3):

$$\frac{H}{L} = m(\tan \alpha_{cut}) + n \quad (A. 3)$$

in cui i coefficienti n ed m variano in funzione del tipo di colata considerata (Figura A. 15). Come si vede dalla figura, le mobilità maggiori sono relative a colate il cui flusso ha un grado di confinamento minore.

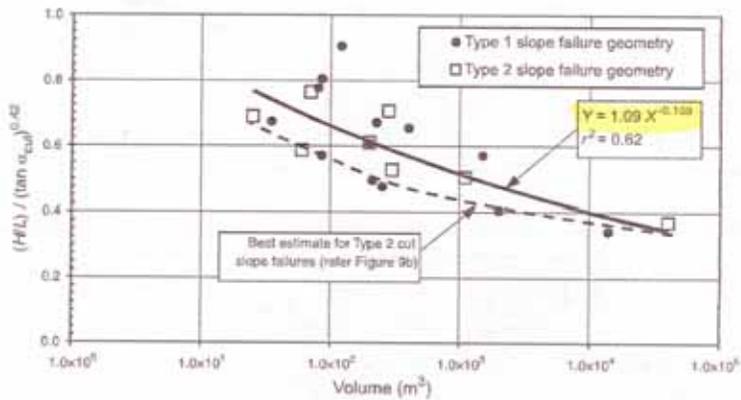


Figura A. 13. Relazione tra il rapporto H/L adimensionalizzato rispetto al valore di $(\tan \alpha_{cut})^b$ e il volume coinvolto nelle colate.

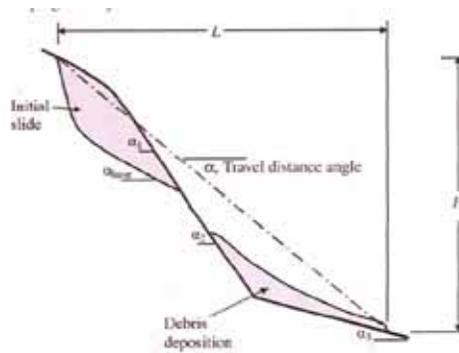


Figura A. 14. Geometria del versante definita da Hunter & Fell (2003)

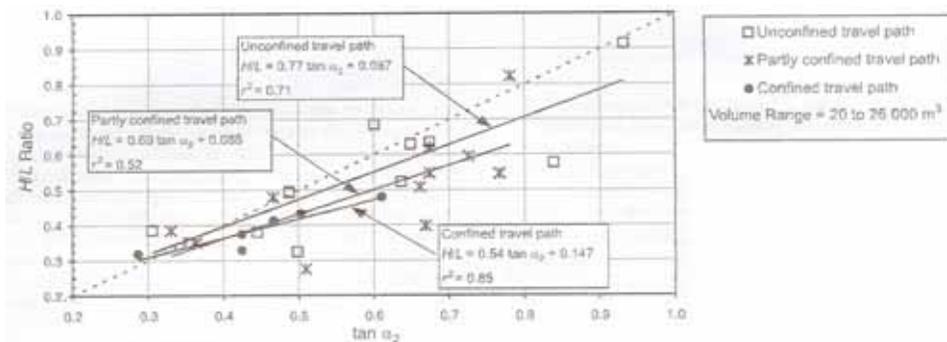


Figura A. 15. Influenza del grado di confinamento sul valore della mobilità H/L.

Per effettuare uno studio più dettagliato sulle colate, che permetta magari di individuare un modello analitico che descriva interamente il fenomeno o separatamente le singole fasi, innesco colata e accumulo, è necessaria una campagna sperimentale che consenta di valutare i fattori che descrivono le caratteristiche fisiche sia del terreno suscettibile al fenomeno di colata sia del flusso. Per quanto detto in precedenza, i parametri relativi al terreno inteso come massa continua dotata di una propria struttura, sono: la granulometria, la permeabilità, la densità in sito, il contenuto d'acqua e le caratteristiche meccaniche come l'angolo di attrito e la resistenza a taglio. Questi valori sono utili per descrivere la fase di innesco e definire i meccanismi di rottura che possono portare al collasso del materiale e di seguito all'evoluzione della colata. La loro influenza verrà descritta in seguito insieme alla fase di innesco.

La caratterizzazione della massa semifluida ovvero la sua composizione in termini di densità, concentrazione di sostanza solida sia disciolta che sospesa, consente, invece, di individuare le caratteristiche del moto fino al suo arresto. Al variare della composizione della mistione il moto può essere regolato in rapporti differenti da forze di tipo attritivo relative a processi di rottura per taglio, o di collisione tra i granuli caratteristiche di un flusso.

A.3 Le colate rapide: meccanismi di innesco ed evoluzione

A.3.1 Fase di innesco

L'innesco o la mobilitazione di una colata è definito come il processo in cui una massa di terreno inizialmente statica e apparentemente rigida si trasforma in colata.

L'innesco richiede:

- la rottura della massa
- quantità d'acqua sufficiente a saturare il terreno
- sufficiente energia potenziale che convertita in energia cinetica cambi lo stile di moto da scivolamento su una superficie localizzata a una più diffusa deformazione della massa che può essere riconosciuta propria di un fluido.

L'innesco può essere provocato da una o più cause esterne naturali, come i terremoti, considerevoli eventi piovosi, o antropiche, come la variazione della geometria del pendio, che comportino una riduzione della resistenza del terreno o

ad un aumento dei carichi agenti e di conseguenza aumento delle tensioni tangenziali.

Il fenomeno di rottura può interessare inizialmente i singoli grani fino a coinvolgere intere masse di terreno che formeranno la colata. In base alla relazione di Coulomb:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi + c \quad (\text{A. 4})$$

la resistenza primaria è fornita da un primo termine di tipo attritivo relativo alle tensioni che nascono nei punti di contatto tra i grani, ed un secondo contributo reso alle tensioni di tipo coesivo, elettrostatico o di cementazione. Tuttavia il contributo della coesione è importante solo in alcuni casi. Infatti nella fase di rottura la coesione viene gradualmente annullata e la resistenza viene fornito dal solo attrito fra i granuli. In questa fase l'angolo di attrito potrebbe variare a causa del riarrangiamento delle particelle o della loro parziale frammentazione (Hungry & Morgenstern, 1984; Hanes and Inman, 1985), tuttavia la relazione (A. 4) è maggiormente influenzata dalla variazione di σ' dovuta al movimento della massa e alle variazioni di pressione neutra (Sassa, 1985; Anderson and Sitar, 1995).

Nella fase di collasso non è necessario che il terreno sia saturo, in quanto la massa di terreno può raggiungere la condizione di completa saturazione anche nella fase di post rottura. Il terreno può assorbire l'acqua di ruscellamento, oppure, aumentando la propria densità a seguito del collasso, viene saturato dalla stessa acqua contenuta nei pori

In ogni caso l'evoluzione della frana da scorrimento di tipo traslativo e/o rotazionale a flusso è accompagnato da un incremento delle pressioni interstiziali. Tale incremento può essere ricondotto a due componenti:

$$\bar{\mathbf{p}} = \bar{\mathbf{p}}_i + \bar{\mathbf{p}}_e \quad (\text{Iverson, 2005}) \quad (\text{A. 5})$$

$\bar{\mathbf{p}}_i$: aumento di pressione interstiziale dovuta a processi di infiltrazione di acqua piovana (Imposed Pore Pressure)

\bar{p}_e : variazione di pressione interstiziale dovuta a fenomeni di dilatanza o compressione del terreno in condizioni di rottura (Excess Pore Pressure)

La variazioni relativo alla \bar{p}_e si verifica nella zona di terreno in cui sono state raggiunte le condizioni di rottura, ovvero tutta la resistenza è stata mobilita e le tensioni tangenziali sono non inferiori ad essa. L'intero processo avviene in condizioni non drenate in quanto si esplica in tempi minori di quelli necessari al drenaggio dell'acqua di porosità. Nello stesso tempo si determina un incremento o decremento delle pressioni neutre rispettivamente se ci troviamo di fronte ad un terreno contraente o dilatante in fase di taglio.

Ovviamente il primo caso, comportamento contraente, favorisce l'evoluzione del fenomeno di colata a differenza del secondo caso, comportamento dilatante, che ritarda il fenomeno, ma non lo esclude. L'aumento delle pressioni neutre riduce la resistenza del materiale (vedi (A. 4)) in quanto favorisce il raggiungimento del collasso dell'intera massa che, mostrando inizialmente una rottura localizzata, si trasforma poi in un flusso (Bishop, 1973; Eckersley, 1990; Iverson et al., 1997). Esperienze in laboratorio hanno dimostrato che terreni molto porosi esibiscono un comportamento contraente in prove di compressione standard (Casagrande, 1976; Sassa, 1984; Anderson & Sitar, 1995). Recenti sperimentazioni (Vaid & Thomas, 1995) hanno dimostrato che materiali densi possono esibire una riduzione di volume a rottura in prove di tipo estensione triassiale. Tale condizione, propria dello stato attivo definito da Rankine, è stata evidenziata durante la fase di mobilitazione di colate riprodotte in prove sperimentali (Iverson et al. 1997). Ellen & Fleming (1987) ipotizzano che la stessa condizione si sia verificata in alcuni casi di colate che hanno interessato coltri di materiale relativamente denso.

Iverson (1997) suggerisce che la trasformazione di una frana in colata può avvenire indipendentemente dall'attitudine del materiale a esibire un comportamento contraente, se si fornisce alla massa sufficiente energia da movimentarla. In questo modo si potrebbero avere colate sia in materiale granulare asciutto ($S_r \ll 1$) che saturo ($S_r = 1$) (Jager & Nagel, 1992; Zhang & Campbell, 1992).

Hunter & Fell (2003) propongono uno schema di classificazione per le colate a partire dal comportamento volumetrico a rottura del materiale:

In base a questo schema frane in terreni saturi o prossimi alla saturazione che mostrano un comportamento contraente, necessariamente evolveranno in movimenti più rapidi assumendo velocità di post rottura elevate, indipendentemente dalla geometria della superficie di rottura o della pendenza del versante al di sotto della zona di alimentazione. Nel caso di frane che si sviluppano in terreni con comportamento dilatante a rottura, l'evoluzione del movimento in colata non è implicito. In questo caso il movimento franoso può svilupparsi o come scivolamento (slide), oppure acquistare velocità fino a divenire colata. Secondo gli autori quest'ultimo caso richiede pendenze elevate dell'intero versante o quanto meno della zona investita dallo scorrimento della frana.

In sintesi i fattori comuni a tutti i materiali coinvolti in eventi di colata rapida sono:

- elevata porosità
- contenuto d'acqua di saturazione o prossima alla saturazione
- presenza di materiale detritico
- raggiungimento del collasso strutturale per saturazione o altre cause esterne quali quelle di tipo dinamico
- apporto di acqua sufficiente a fluidificare il materiale
- suscettibilità al fenomeno della liquefazione
- pendenza adeguata del fondo

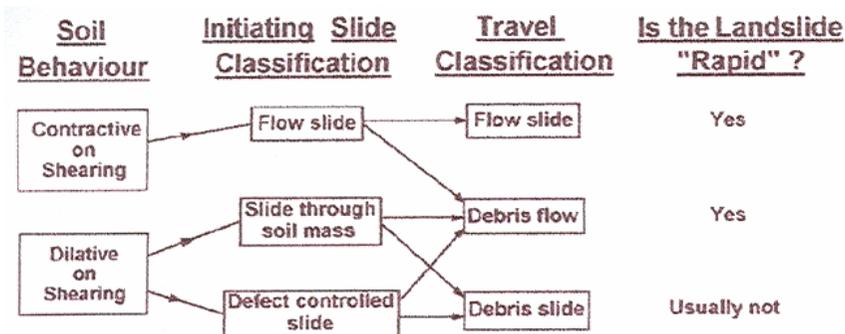


Figura A. 16. Classificazione delle frane proposta da Hunter & Fell (2003).

A.3.1.1 Permeabilità e curva di ritenzione idrica

Il legame tra eventi pluviometrici e l'innescò delle colate è ormai empiricamente ben noto, tuttavia ancora oggi non è possibile quantizzare in modo accurato una relazione anche probabilistica che fornisca una relazione tra le altezze di pioggia (in mm) e l'innescò delle colate.

La permeabilità k_w [LT^{-1}] gioca un ruolo importante nel flusso della fase liquida all'interno del materiale, definito dalla legge di Darcy:

$$\mathbf{q} = -\mathbf{k}_w \Delta h \quad (\text{A. 6})$$

Dove q è il volume di fluido che attraversa nell'unità di tempo una sezione di terreno (vuoti e pieni) unitaria, per effetto di una differenza di carico Δh .

Il valore del contenuto d'acqua del terreno insieme alla sua permeabilità k_w non sono costanti, e sono tra loro interdipendenti. Come già detto in precedenza l'innescò delle colate può interessare terreni non saturi o prossimi alla saturazione. In questo caso il mezzo si presenta come trifase, ovvero costituito da una matrice solida e due fasi fluide, aria e acqua distribuite all'interno dei pori.

In generale, sulla base della continuità delle fasi liquida e gassosa (Figura A. 17), possono essere distinte tre differenti categorie di terreni parzialmente saturi, [Wroth e Houlsby, 1985]:

- fase gassosa discontinua e fase liquida continua, per elevati gradi di saturazione [$S_r > 85\%$] (Figura A. 17 a)
- fase gassosa continua e fase liquida continua [$75\% < S_r < 85\%$] ((Figura A. 17 b)
- fase gassosa continua e fase liquida discontinua, per modesti gradi di saturazione [$S_r < 75\%$] (Figura A. 17 c)

Questa classificazione implica che la differente proporzione tra aria e acqua all'interno di un terreno possa influire sulle modalità di interazione tra le fasi, con non trascurabili riflessi sul comportamento meccanico e idraulico del terreno.

In questi terreni le due fasi fluide a contatto sono soggette a pressioni differenti a causa della tensione superficiale nell'interfaccia aria-acqua dovuta a interazioni fisico chimiche tra le molecole d'acqua e della sostanza solida. L'elemento di interfaccia è così soggetto alla tensione superficiale sul contorno e alle pressioni dell'aria e

dell'acqua sulla superficie, dirette in verso opposto. La configurazione assunta dall'interfaccia aria-acqua in prossimità del contatto con un corpo solido è influenzata dal tipo di materiale, nel caso dei granuli del terreno essa si presenta convessa dal lato dell'acqua. Ciò vuol dire che nei terreni parzialmente saturi la fase liquida ha pressione inferiore di quella gassosa.

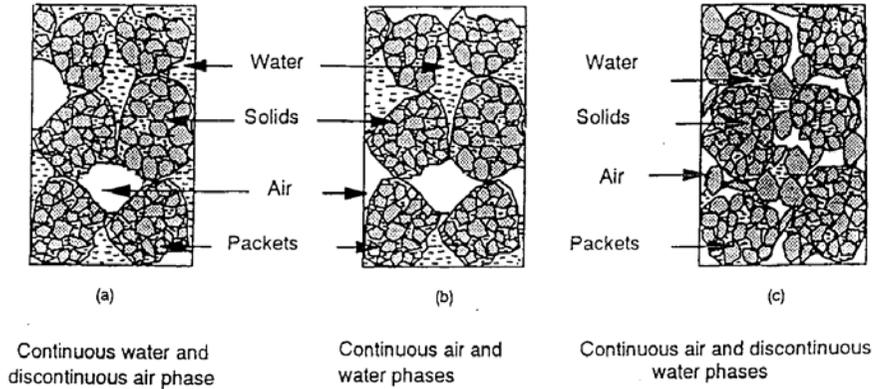


Figura A. 17. Possibili distribuzioni delle fasi fluide nei pori di un terreno parzialmente saturo (da Sivakumar, 1993).

La differenza tra la pressione dell'aria e quella dell'acqua $u_a - u_w$ viene denominata suzione di matrice s e definisce una delle due componenti dell'energia libera dell'acqua di porosità. La seconda componente deriva dal fatto che ad una data temperatura l'energia necessaria ad una molecola d'acqua per allontanarsi dal menisco non è solo funzione della curvatura del menisco, ma anche della concentrazione dei sali in soluzione. Accanto alla suzione di matrice troviamo, quindi, la suzione osmotica π . La somma di s e π è chiamata suzione totale ϕ :

$$\phi = s + \pi \quad (\text{Aitchinson, 1964}) \quad (\text{A. 7})$$

La definizione della suzione totale con le sue componenti suzione di matrice e osmotica, è stata introdotta da Aitchinson (1964): egli descrive con (l'energia in terreni parzialmente saturi, necessaria a compiere il lavoro per portare un'unità di

massa di acqua da una data condizione di pressione e concentrazione salina di riferimento ad una condizione differente all'interno del sistema.

E' importante notare che le due aliquote della suzione totale, suzione osmotica e suzione di matrice, possono essere considerate come variabili indipendenti. La prima, infatti, è indicativa delle quantità di sali disciolti nell'acqua. La seconda, invece, è legata alle variazioni di contenuto d'acqua.

E' stato possibile valutare sperimentalmente il peso della suzione osmotica e quella di matrice nei problemi di ingegneria geotecnica. I risultati sperimentali hanno evidenziato una scarsa influenza della suzione osmotica nella maggioranza dei casi applicativi riferiti a terreni parzialmente saturi.

La suzione di matrice $s = u_a - u_w$, legata a variazioni di contenuto d'acqua che avvengono a parità di concentrazione salina, ha, invece, mostrato una più rilevante influenza sul comportamento meccanico e idraulico dei terreni parzialmente saturi ed individua una variabile di stato tensionale aggiuntiva rispetto a quelle normalmente considerate nella meccanica dei terreni saturi o perfettamente asciutti. Quanto detto consente di assumere la suzione totale coincidente con la suzione di matrice, cosa che normalmente avviene in meccanica dei terreni parzialmente saturi, pertanto in questa tesi $u_a - u_w$ sarà indicato sinteticamente come suzione.

Studi effettuati su terreni non saturi hanno evidenziato che nello stato di parziale saturazione le dimensioni delle particelle e dei pori, le caratteristiche fisico chimiche dei granelli e dell'acqua, e la distribuzione delle fasi fluide all'interno dei vuoti possono influenzare il comportamento meccanico osservato.

Inoltre, si è potuto rilevare come acqua, aria e granuli possano interagire fra loro in modo diverso a seconda del processo che ha condotto alla attuale condizione di parziale saturazione. Tale aspetto determina importanti conseguenze sul comportamento idro-meccanico dei terreni parzialmente saturi ed è noto come *isteresi idraulica*. Questo fenomeno è descritto dalla variazione del grado di saturazione S_r , o contenuto d'acqua w (inteso come rapporto tra il peso dell'acqua e il peso dei granuli nell'elemento di volume P_w/P_s), in cicli di riduzione e aumento della suzione, rispettivamente definiti drying e wetting..

Consideriamo un elemento di volume saturo. Ad esso possiamo associare un valore unitario di S_r . Successivamente, immaginiamo di sottoporre il materiale ad un

processo di desaturazione (fase di drying). Inizialmente l'aumento di suzione non avrà influenza sulla condizione di saturazione del terreno che rimarrà saturo finché non si è raggiunto il valore di suzione definito *valore di ingresso d'aria* per cui aumentando la suzione si osservano decrementi di S_r . Raggiunto un dato valore di suzione, si immagina di arrestare il processo di desaturazione e di procedere con una fase di saturazione (wetting). Riportando i valori ($u_a - u_w$, S_r) in un grafico (Figura A.18 Figura A.19) la curva relativa al percorso di drying e quella relativa al percorso di wetting non coincidono e annullando la suzione il valore di S_r raggiunto sarà inferiore all'unità.

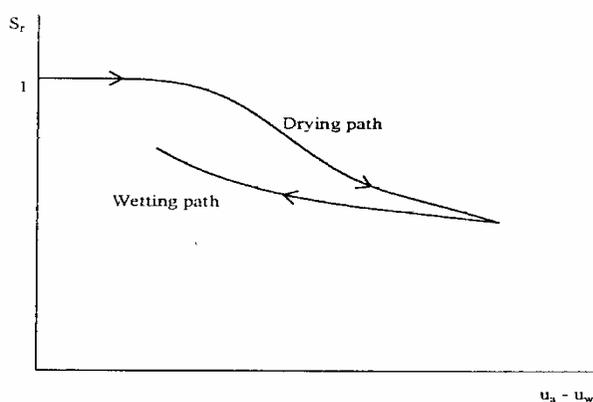


Figura A.18. Curva di ritenzione idrica.

Questo implica che due campioni di terreno pur avendo uno stesso valore di suzione possono avere un diverso valore di S_r . A parità di suzione può variare la disposizione e la quantità d'acqua all'interno dei pori (anche perché si può avere un effetto sull'assetto del terreno e quindi sulla dimensione dei pori). Quanto detto si traduce in un differente comportamento tensio-deformativo dei due elementi sottoposti ad uguali stati tensionali in termini di $\sigma - u_a$ ed s .

La curva sopra descritta ($u_a - u_w$, S_r) è stata definita come *curva caratteristica* da Childs (1940). Oggi si preferisce chiamarla *curva di ritenzione idrica*, in quanto è stato rilevato sperimentalmente che essa dipende da numerosi fattori che ne influenzano la forma e la posizione, come l'indice dei vuoti, la storia tensionale e la sequenza di cicli di essiccamento ed imbibizione subiti dal terreno. La stessa curva può essere definita facendo riferimento al contenuto d'acqua gravimetrico w

(rapporto tra il peso dell'acqua nei pori e il peso del materiale secco: P_w/P_s) o il contenuto d'acqua volumetrico ϑ_w (rapporto tra il volume dell'acqua nei pori e il volume totale: V_w/V_t) in luogo di S_r (rapporto tra il volume dell'acqua nei pori e il volume dei pori: V_w/V_v). È possibile affermare che le variazioni di S_r (o w o ϑ_w) indotte dalla suzione sono maggiori di quelle relative a variazioni di tensione media netta.

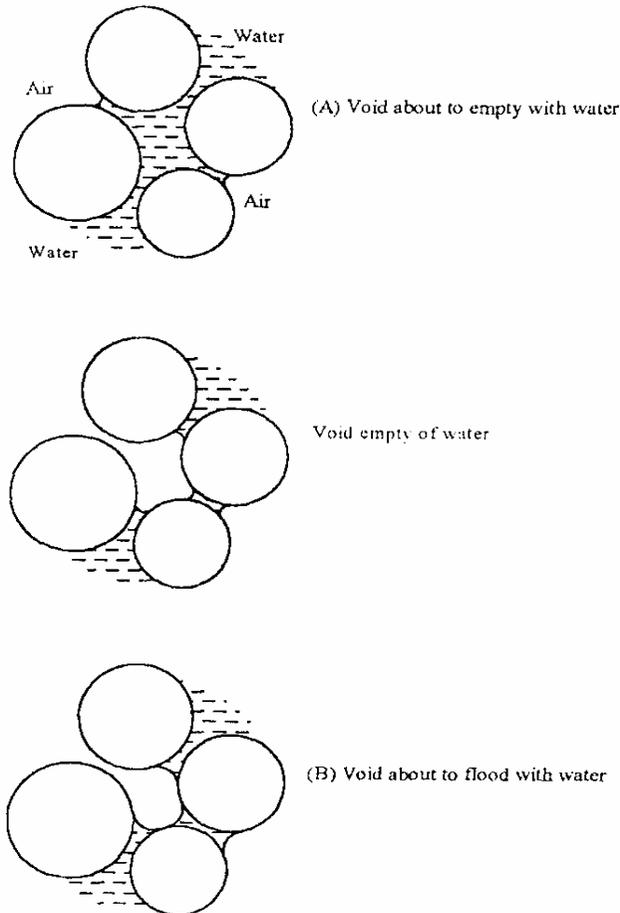


Figura A.19. Schema interpretativo dell'isteresi idraulica (da Wheeler, 1996).

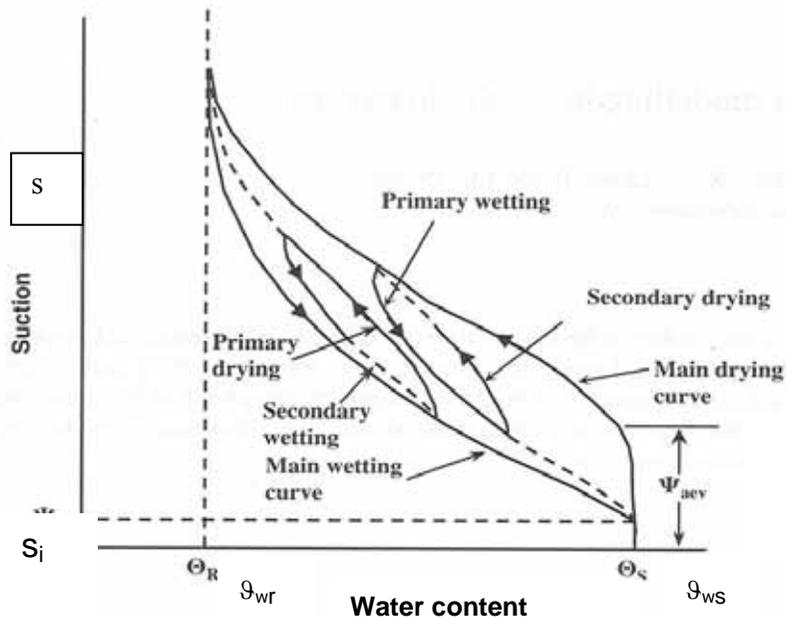


Figura A. 20. Natura generale della curva di ritenzione idrica

In Figura A. 20 è riportata la relazione tra il contenuto d'acqua ϑ_w e la suzione s . Partendo dalla condizione di totale saturazione del terreno aumentando la suzione si segue un percorso ϑ_w - s noto come curva di drying principale (MDC). Superato un certo valore di suzione tale curva tende ad un asintoto verticale che individua sull'asse delle ascisse il valore di contenuto d'acqua residuo ϑ_{wr} . Se a partire da tale valore si fa diminuire la suzione, il percorso ϑ_w - s segue la curva di wetting principale (MWC) e termina una volta raggiunto il contenuto d'acqua saturo.

La curve di drying principale e di wetting principale individuano il ciclo d'isteresi principale. Se dalla MWC, a partire da un valore di contenuto d'acqua generico, si aumenta la suzione il percorso w - s che si ottiene non è la MDC ma la curva di drying primario (PDC).

Allo stesso modo, se dalla MDC, a partire da un generico valore del contenuto d'acqua, si diminuisce la suzione il percorso w - s che si ottiene non è la MWC ma la curva di drying primario (PWC). In modo analogo si individuano le curve di drying

secondario e di wetting secondario (Figura A. 20) se i cicli di suzione vengono applicati a partire da un generico punto della PDC o della PWC [Y.K. Kazimoglu et al., 2004].

Le relazioni matematiche proposte in letteratura per descrivere la relazione (s , S_r) o (s , w) o (s , ϑ_w) sono di tipo esponenziale. Di seguito sono riportati alcuni esempi:

$$S_r = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot s)^n} \right]^{1 - \frac{1}{n}} \quad \text{Van Genuchten (1980)} \quad (\text{A. 8})$$

$$w = \frac{w_{\text{sat}}}{1 + \left(\frac{s}{ag} \right)^{n'g}} \quad \text{Gardner (1958)} \quad (\text{A. 9})$$

in cui i coefficienti n e α nella (A. 8) e i coefficienti n' e a nella (A. 9) sono delle costanti che indicano rispettivamente l'inclinazione della curva nel tratto di massima pendenza (n e n'), e l'intersezione tra l'asse delle ordinate (S_r , o w , o ϑ_w) e il prolungamento della retta che interpola la curva nel tratto di massima pendenza.

Va detto che tutte la maggior parte delle espressioni che descrivono la curva caratteristica riportate in letteratura, come la (A. 8) e la (A. 9), descrivono solo il tratto principale di drying (MDC).

Il coefficiente di permeabilità k_w per un terreno parzialmente saturo può variare in modo considerevole a seguito di variazioni di volume o delle caratteristiche del materiale. Tuttavia le variazioni di indice dei vuoti hanno un'influenza secondaria. Maggiore predominanza sulle variazioni di k_w è esercitata dal valore di S_r o per esso dal contenuto d'acqua. Diverse espressioni di tipo semi-empirico sono state individuate per descrivere la relazione tra k_w e S_r . Tali espressioni derivano dalle più comuni relazioni che descrivono la relazione (s , S_r). Questa assunzione è giustificata dal legame determinato tra la curva di ritenzione e la distribuzione della dimensione dei pori per un dato materiale.

Il primo a considerare la curva di ritenzione quale rappresentazione della distribuzione delle dimensione dei pori è stato Childs nel 1940. Tale assunto si basa sul legame esistente a temperatura T costante, tra la suzione e la curvatura dei

menischi che a sua volta può essere interpretata come una misura caratteristica della dimensione dei pori.

$$\mathbf{u}_a - \mathbf{u}_w = T \cdot \left(\frac{\mathbf{1}}{r_1} + \frac{\mathbf{1}}{r_2} \right) \quad (\text{A. 10})$$

In Figura A. 21 sono riportate alcune curve presentate da Brooks & Corey (1964), che descrivono la relazione tra S_r e la suzione al variare dell'indice λ di distribuzione della dimensione dei pori del terreno, definito come la pendenza negativa della curva che esprime S_r in funzione di s .

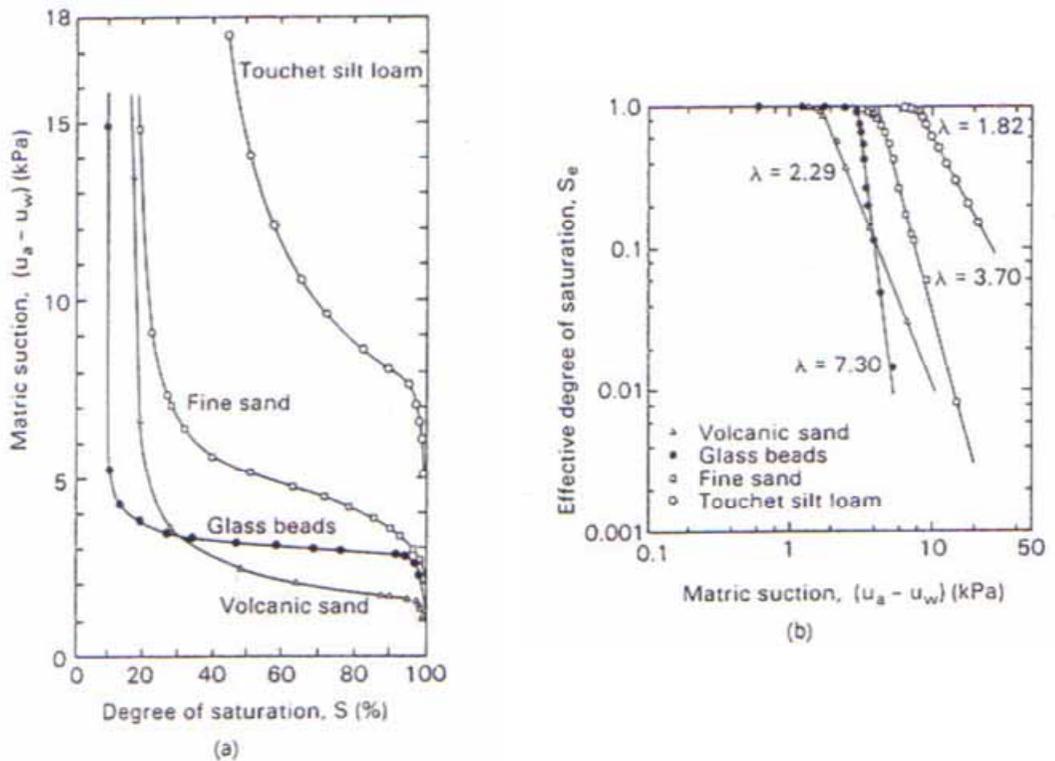


Figura A. 21. a) andamento del grado di saturazione con la suzione al variare del parametro λ ; b) andamento del grado di saturazione effettivo con la suzione. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

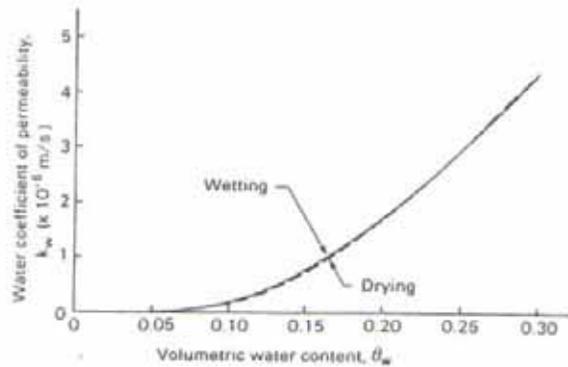


Figura A. 22. Coefficiente di permeabilità in funzione del contenuto d'acqua volumetrico (Fredlund & Rahardjo, 1993)

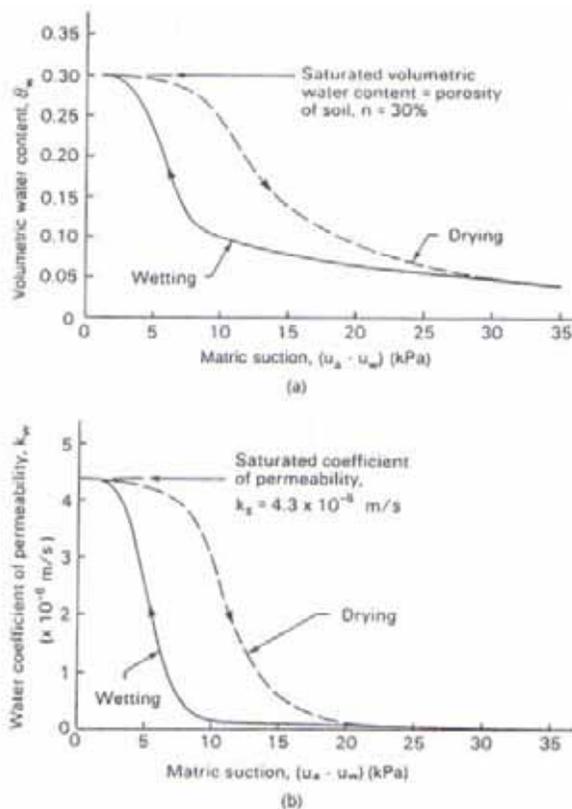


Figura A. 23. Isteresi del contenuto d'acqua volumetrico (a) e del coefficiente di permeabilità (b) al variare della suzione (Fredlund & Rahardjo, 1993).

La relazione tra la permeabilità k_w e il grado di saturazione S_r ha mostrato un'isteresi ridotta tenuta (il tratto di wetting e quello di drying sono prossimi), pertanto si può assumere che essa sia univoca (Figura A. 22). Questa assunzione è ragionevole in quanto il volume d'acqua che fluisce attraverso il terreno è una funzione diretta del contenuto d'acqua all'interno del terreno. Analoghe considerazioni possono essere definite per le relazioni tra k_w ed il contenuto d'acqua w o il contenuto d'acqua volumetrico ϑ_w .

Diversamente accade per la relazione (s, k_w), a causa dell'isteresi tra la suzione e il grado di saturazione (Figura A. 23).

Alcune espressioni della curva (s, k_w) sono:

$$\begin{aligned} k_w &= k_s && \text{per } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b \\ k_w &= k_s \left[\frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right]^\eta && \text{per } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \end{aligned} \quad (\text{A. 11})$$

Nella (A. 11) di Brooks & Corey (1964), i diversi coefficienti sono:

k_s : permeabilità del mezzo saturo

$(u_a - u_w)_b$: valore di ingresso d'aria del terreno

η : costante empirica pari a $\eta = 2 + 3\lambda$

λ : indice di distribuzione della dimensione dei pori del terreno, definito come la pendenza negativa della curva che esprime S_r in funzione della suzione

Il valore tra parentesi quadre nella (A. 11):

$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad (\text{A. 12})$$

è il grado di saturazione effettivo S_e definito da Corey (1954) per valori di suzione superiori al valore di ingresso d'aria, rispetto a S_r e al grado di saturazione residuo S_{res} :

$$k_w = \frac{k_s}{1 + a \left[\frac{u_a - u_w}{\rho_w g} \right]^n} \quad \text{Gardner (1958)} \quad (\text{A. 13})$$

con a, n costanti.

$$k_w = \frac{k_s}{\left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{n'} + 1} \quad \text{Arbhabhirama \& Kridakorn (1968) (A. 14)}$$

con n' costante.

In Figura A. 24 è riportata la curva (A. 13) di Gardner (1958).

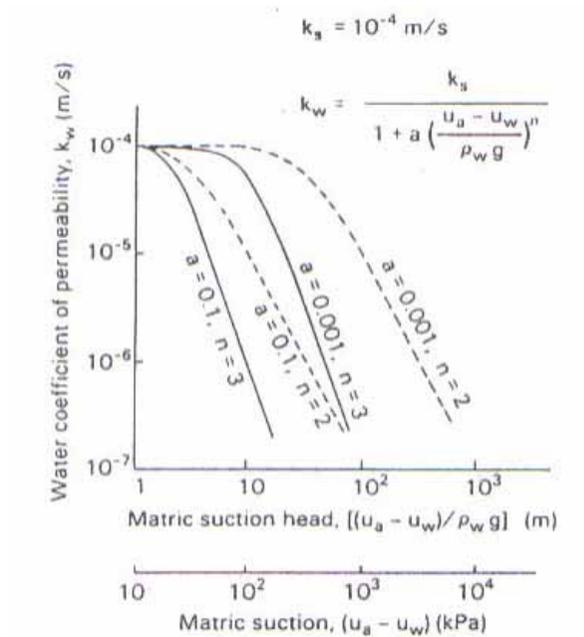


Figura A. 24. Relazione tra k_w e la suzione proposta da Gardner (1958).

A.3.2 Liquefazione Statica

La liquefazione di un terreno consiste nella brusca riduzione della resistenza al taglio dopo il picco per effetti sia di carichi monotoni che ciclici. Si parla di liquefazione statica nel caso di liquefazioni di terreni granulari sciolti causata da sollecitazioni statiche non drenate. Anche in questo caso la rottura potrebbe essere indotta sia da un carico monotono che ciclico.

La suscettibilità alla liquefazione statica può essere interpretata in base alla *Teoria dello Stato Stazionario* (Castro, 1969, 1975; Poulos, 1981; Castro & Poulos, 1977) sviluppato essenzialmente sulla base di risultati di prove di compressione triassiale non drenate su sabbie uniformi pulite ricostituite in laboratorio. Lo Stato Stazionario di Deformazione come definito da Poulos (1981), è la condizione fisica corrispondente a sforzo deviatorico q , pressione neutra u , tensione efficace media p' , tensione di taglio τ e velocità di deformazione costanti (Figura A. 25). Poulos (1981) afferma inoltre che tale condizione non è statica in quanto il materiale si deforma sotto stati tensionali costanti e può essere modificata interrompendo il processo o cambiando la velocità di deformazione.

La relazione esistente tra q , p' e l'indice dei vuoti e , è una linea definita *Linea di Stato Stazionario* (SSL). La proiezione della SSL sul piano di compressione $e - p'$ separa i terreni a comportamento stabile da quelli a comportamento instabile. Nel piano delle tensioni $q - p'$ il rapporto della coppia di valori (q, p') allo stato stazionario individua una retta la cui pendenza $M_{ss} = (q/p')$ è correlata all'angolo di attrito ϕ_s (Figura A. 26). La condizione di Stato Stazionario, e quindi la resistenza ultima del materiale, dipende esclusivamente dall'indice dei pori a fine consolidazione.

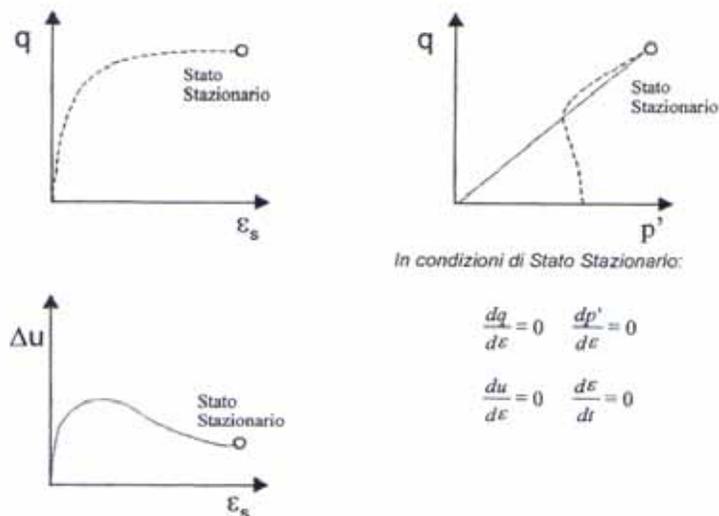


Figura A. 25. Condizioni di Stato Stazionario (Lampitiello, 2003).

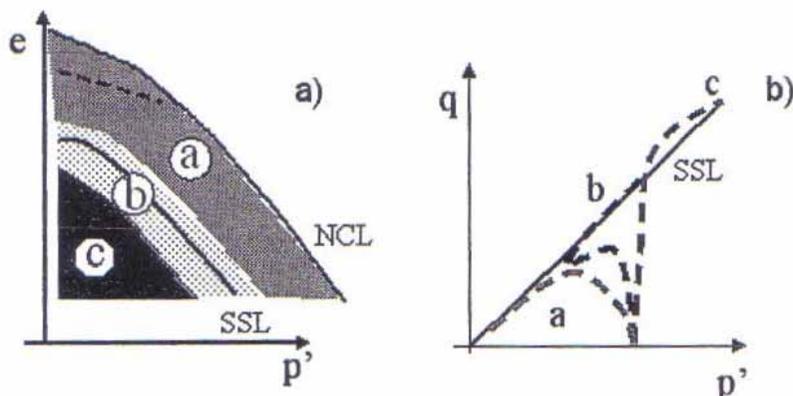


Figura A. 26. Comportamento del terreno in funzione delle condizioni iniziali: a) piano di compressione; b) piano delle tensioni (Lampitiello, 2003).

Lo Stato Stazionario e lo Stato Critico proposto da (Roscoe, Schofield e Whot, 1958), sono simili nel caso delle sabbie, le differenze sono più significativa per i terreni argillosi in cui, a causa del contributo alla resistenza dovuto al riorientamento delle particelle, le condizioni di Stato Stazionario sono più prossime a quelle residue che critiche (Poulos, 1981; Lupini et al., 1981).

I fattori che influenzano il potenziale di liquefazione sono:

- la granulometria e il grado di arrotondamento delle particelle
- il contenuto di materiale fino
- le condizioni iniziali (indice dei vuoti e tensione media efficace a fine consolidazione)
- anisotropia

Diversi autori hanno investigato singolarmente l'influenza di tali fattori attraverso campagne sperimentali mirate ad investigare il comportamento delle sabbie in condizioni non drenate. Ad esempio, Poulos et al. (1985) hanno analizzato i risultati di una sperimentazione realizzata da Castro et al., 1982 e che consiste in prove CIU su sabbie con assortimento granulometrica e grado di arrotondamento diversi. Gli autori hanno osservato che a parità di grado di arrotondamento tutte le SSL

risultavano parallele, e che al crescere del coefficiente di uniformità i terreni erano maggiormente suscettibili alla liquefazione in quanto le SSL traslano verso il basso. Al variare del grado di arrotondamento, invece, la pendenza della SSL è minore per terreni caratterizzati da particelle sub arrotondate, maggiore nel caso di particelle a spigoli vivi.

Come evidenziato da Poulos et al. (1985) la granulometria e con essa la percentuale di fine possono influenzare la risposta del materiale granulare in condizioni non drenate. Questo aspetto è stato studiato in diverse sperimentazioni, in cui si è visto che a parità di indice dei pori, rispetto ad una sabbia pulita la presenza di fine produce una riduzione della resistenza a taglio ed una variazione della posizione della SSL nel piano di compressione con conseguente aumento della suscettibilità alla liquefazione della sabbia (Been & Jefferies, 1985; Figura A. 27)

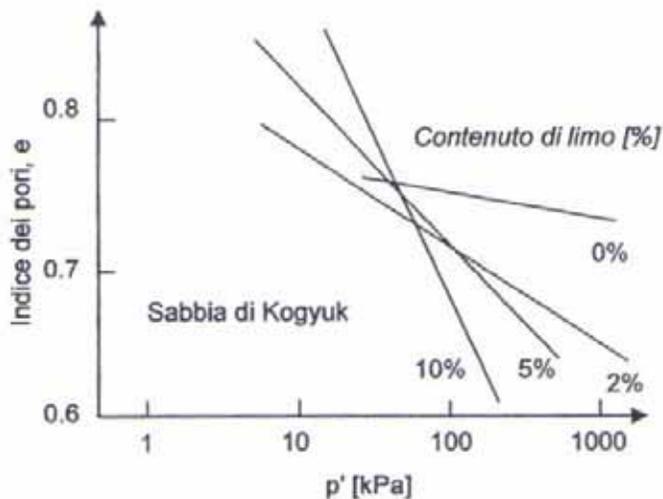


Figura A. 27. SSL della sabbia di Kogyuk addizionata con differenti frazioni di fini (Been & Jefferies, 1985).

Altri autori (Lade & Yamamuro, 1997; Yamamuro & Lade, 1997, 1998; Yoshimine et al., 1999; Cubrinovski & Ishiara, 2000) hanno dimostrato che la presenza del materiale fine può modificare in maniera evidente il comportamento in condizioni non drenate di una sabbia, in quanto la distribuzione del fine all'interno dei pori e la sua interazione con la sabbia ne modifica il comportamento.

Un contributo interessante è dato da Thevanayagam (1998) che schematizzò i terreni in funzione delle dimensioni delle particelle, individuando una doppia struttura, una matrice granulare e una matrice fina. Facendo riferimento ai concetti di indice dei vuoti intergranulare e_s e indice di vuoti interfino e_f , (Figura A. 28) definì 4 diversi tipi di comportamento relativi a terreni sul cui comportamento prevale l'influenza della parte granulare o della parte fine.

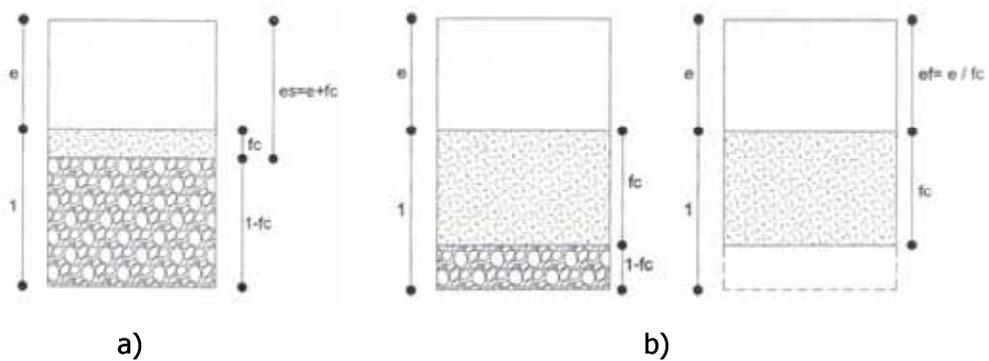


Figura A. 28. a) Indice dei vuoti intergranulare e_s ; b) indice di vuoti interfino e_f (Thevanayagam, 1998).

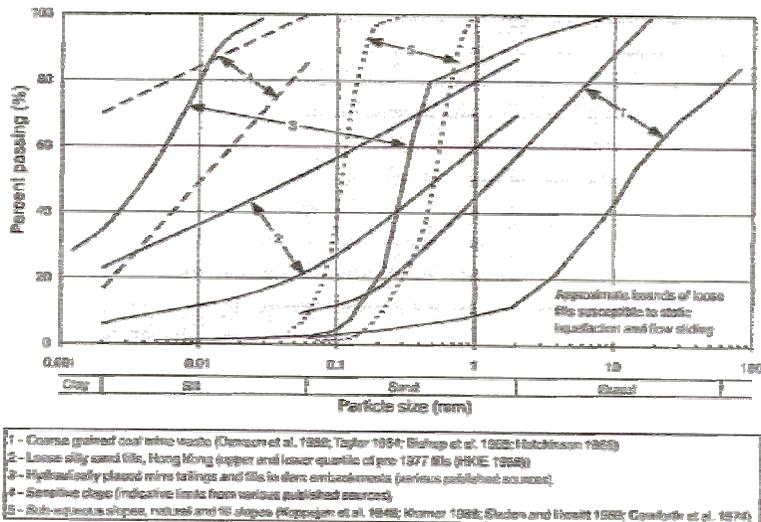


Figura A. 29. Fusi granulometrici di alcuni terreni suscettibili al fenomeno di colata (Hunter & Fell, 2003).

n Figura A. 29 si riporta una sintesi delle granulometria dei terreni coinvolte in alcune colate descritte in letteratura e analizzate da Hunter & Fell (2003). Studiando i diversi casi gli autori individuarono le seguenti classi di terreni suscettibili alla liquefazione:

- sabbie pulite molto sciolte e con densità relativa minore di 15% - 30%
- sabbie limose con densità relativa non superiore a 45% - 60%
- sabbie limose con una percentuale di argilla minore di 10% - 20% e con densità relativa al di sotto di 85% - 90% (in questo caso le colate sono superficiali e raggiungono profondità inferiori ai 3 – 4 m, e interessano pendii con inclinazioni superiori a 30° - 34°)
- ghiaia sabbiosa e sabbie ghiaiose con qualche traccia di fino, in genere minore del 5% - 10%, ed un indice dei vuoti maggiore di 0.3

L'influenza delle condizioni iniziali del terreno espresse in termini di densità relativa o indice dei vuoti e tensione di consolidazione sono state sintetizzate da Yoshimine et. al. (1999) nella relazione:

$$\frac{S_u}{(p'_i)^n} = f(D_r) \quad (A. 15)$$

Con:	S_u	resistenza non drenata
	D_r	densità relativa
	p'_i	tensione media efficace a fine consolidazione
	n	coefficiente di normalizzazione
	$0 < n < 1$	$n = f(p'_i, D_r)$

Questa relazione è stata ottenuta in base ad una serie di dati sperimentali relativi a prove di compressione ed estensione triassiale non drenate, e a prove di taglio semplice. Gli autori hanno notato che per valori alti di p'_i , la resistenza S_u è funzione della sola D_r ($n = 0$). La stessa deduzione è stata presentata da Konrad (1993) che, in base ai dati sperimentali ottenuti, afferma che la p'_i influenza la posizione della SSL, ma non la sua pendenza.

Infine per quanto attiene l'anisotropia del terreno bisogna fare una distinzione tra anisotropia intrinseca e anisotropia indotta. La prima interessa la tessitura del

terreno ed è dovuta alle caratteristiche microstrutturali del terreno o a quelle imposte in fase di consolidazione o durante la fase di ricostruzione del campione (Yamada & Ishiara, 1979, 1981; De Gregorio, 1990; Verdugo, 1992; Vaid et al., 1999), mentre la seconda è legata alle modifiche strutturali indotte da uno stato di sollecitazione applicato.

A causa delle grandi deformazioni indotte, Poulos (1985) afferma che lo Stato Stazionario non dovrebbe dipendere dall'anisotropia indotta in quanto il materiale dovrebbe perdere memoria della struttura iniziale.

Verdugo (1992a) effettua una sperimentazione su campioni preparati con tecniche differenti: moist tamping, dry pluviation, wet pluviation e water pluviation. Dai risultati ottenuti si evince che le condizioni raggiunte allo Stato Stazionario non risentono dell'anisotropia intrinseca dei provini preparate con le diverse modalità ad eccezione del water pluviation (Figura A. 30). In questa tecnica, a seguito del fenomeno di segregazione delle particelle, la distribuzione delle dimensioni dei granuli è variabile creando delle disomogeneità che non vengono cancellate neanche a grandi deformazioni (Stato Stazionario).

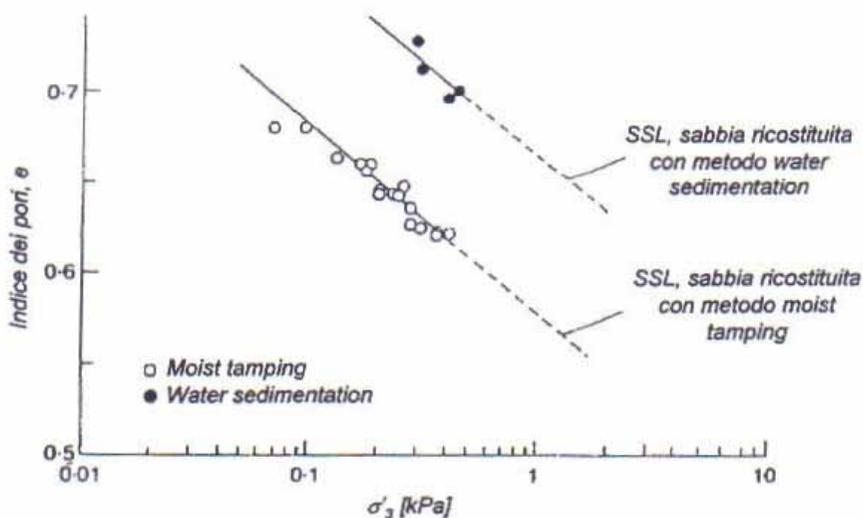


Figura A. 30. Linee di Stato Stazionario relative a campioni di sabbia ricostituiti secondo la tecnica del water sedimentation e del moist tamping (Vasquez & Dobry, 1988).

Studi effettuati sull'anisotropia di consolidazione, convergono invece nell'affermare che a parità di tensione radiale σ'_o di fine consolidazione, all'aumentare del livello di anisotropia, ovvero al ridursi del rapporto $k = \sigma'_o / \sigma'_{v,}$, si manifesta un incremento della suscettibilità alla liquefazione del materiale.

Da uno studio sul potenziale di liquefazione dei pendii naturali condotto da Ishiara et al. (2000) è emerso che a parità di indice dei pori iniziali, all'aumentare del livello di anisotropia di consolidazione, il materiale aumenta la sua tendenza a contrarre diventando sempre più instabile.

Va detto, però, che l'influenza dell'anisotropia non interessa lo Stato Stazionario di un terreno saturo raggiunto in prove di compressione triassiale e taglio semplice, ma la sua suscettibilità a liquefazione. In particolare si può affermare che, ad un livello iniziale di anisotropia tensionale maggiore corrisponde un potenziale di liquefazione più alto, e che in tali condizioni, piccoli e rapidi incrementi di sollecitazioni deviatoriche possono provocare instabilità con conseguente innesco della liquefazione.

A.3.1 Evoluzione di una colata

Come già descritto in precedenza nelle prime fasi di instabilità il terreno subisce scorrimenti rotazionali o traslativi lungo una o più superfici di scorrimento, la massa spostata conserva una propria struttura e sono individuabili le deformazioni al suo interno. Successivamente, a causa di eventi esterni già descritti nel paragrafo precedente, il terreno viene interessato dal fenomeno della liquefazione, prima in forma locale, poi generalizzata, che propagandosi trasforma la massa in frana in un fluido. In questo caso il materiale non è più un corpo rigido, le tensioni efficaci si possono considerare nulle e le pressioni neutre eguagliano le tensioni totali.

L'azione predominante del moto è sempre la gravità, la sua evoluzione è dominata, però, oltre che dalla morfologia del versante, dalle caratteristiche del flusso. In questo caso siamo di fronte al moto di un fluido viscoso al cui interno vi sono particelle di terreno di diversa dimensione che sono libere di muoversi attraverso rotazioni, scorrimenti e collisioni con gli altri granelli. Lo stesso fluido può rilasciare o inglobare altre particelle di terreno lungo il percorso

In base all'influenza dell'interazione tra i granuli, il regime di moto delle colate rapide può essere definito granulare e ricondotto in una condizione intermedia tra il regime quasi statico proprio dei fenomeni franosi di scorrimento, e il regime idrodinamico delle sospensioni diluite.

In Figura A. 31 è riportato uno schema dei diversi tipi di movimenti funzione della concentrazione volumetrica, del tipo di particelle e del contenuto d'acqua proposto da Meunier (1993)

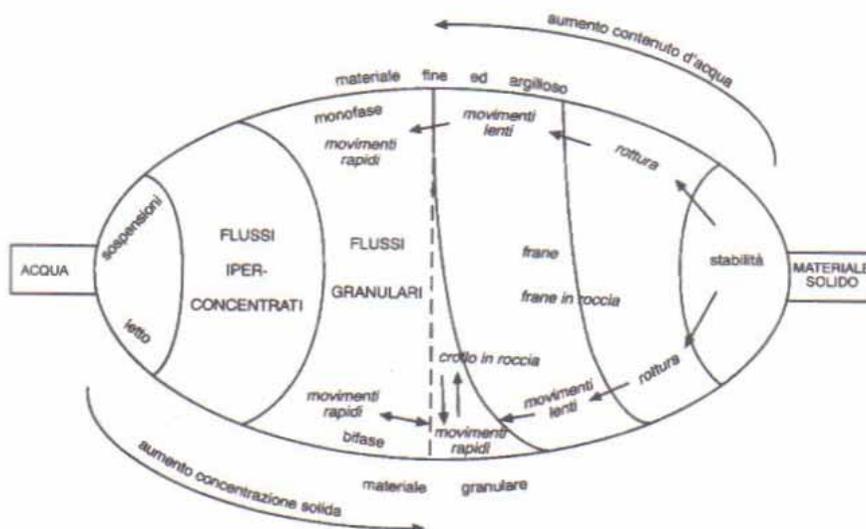


Figura A. 31. Schema relativo alle diverse tipologie di movimento in funzione della concentrazione volumetrica, del tipo di particelle e del contenuto d'acqua (modificata da Meunier, 1993)

In letteratura l'analisi dei movimenti franosi possono essere effettuata seguendo approcci differenti. Tipicamente si fa riferimento a metodi che analizzano il flusso come mezzo continuo, o a metodi di dinamica multiparticellare. In quest'ultimo caso, si considerano separatamente le particelle di un insieme, e si formulano le equazioni del loro movimento in moto libero e in fase di interazione con le altre particelle. Questo approccio è stato utilizzato per modellare flussi di tipo granulare per lo più di materiale asciutto (Lun t al., 1984; Ogawa, 1978), in cui non compare l'interazione tra fluido e granuli di terreno e si analizza la dinamica delle collisioni di una

particella. Ricorrendo poi a medie statistiche si può risalire alle proprietà del continuo. Un tentativo di estendere questo metodo al flusso di materiale saturo è stato effettuato da Ackermann & Shen (1982), in cui si tiene conto anche della dissipazione viscosa del fluido interstiziale in forma di trascinamento del fluido sulle particelle in esso trasportate.

Più diffusi sono i modelli che fanno riferimento al flusso come mezzo continuo definito *mezzo viscoso equivalente*. In questo caso nell'analisi si fa riferimento a tensioni totali e l'insieme particelle-fluido viene considerato come tutt'uno. Questa assunzione necessita di processi di omogeneizzazione il cui impiego è consentito se si adotta una scala di lunghezza nettamente maggiore delle dimensioni dei grani. L'effetto delle variazioni delle condizioni al contorno viene introdotto come una perturbazione che si propaga nel materiale con una certa velocità.

I modelli proposti in letteratura variano in funzione del modello reologico adottato in base a cui sono riprodotti i diversi profili di spostamento del materiale con o senza deformazioni dell'intero corpo di frana (Figura A. 32).

Per quanto riguarda le caratteristiche del fluido viscoso equivalente si possono utilizzare due approcci: le teorie che utilizzano grandezze mediate, in cui le equazioni sono espressioni modificate di equazioni riferita a flussi di un solo componente, per tener conto degli altri componenti e delle loro interazioni; o le teorie delle miscele.

Quest'ultimo caso è senza dubbio il più diffuso ed è stato utilizzato con buoni risultati su modelli ad una singola fase. Tra questi va annoverato il modello di Bagnold (1954).

Il modello può essere applicato a miscele liquido-solido in rapido movimento, caratterizzate da particelle di grosse dimensioni disposte su linee parallele che si muovono in moto relativo all'interno di un fluido (Figura A. 33)

L'autore individua due regimi di moto: uno macro-viscoso, in cui la maggior parte dell'energia è dissipata dal fluido interstiziale ed il legame tra le tensioni tangenziale ed il gradiente di velocità è lineare; ed un regime granulo-inerziale in cui il trasferimento della quantità di moto avviene tramite la collisione elastica di particelle appartenenti a strati paralleli adiacenti tra loro in moto relativo. Tale quantità è proporzionale alla velocità relativa tra le due particelle in collisione, che a sua volta è proporzionale al gradiente di velocità di taglio, siamo, infatti, nella condizione di

taglio monodimensionale. Anche la frequenza delle collisioni è proporzionale al gradiente di porosità, pertanto le tensioni di taglio che si verificano durante le collisioni sono proporzionali al quadrato del gradiente di velocità.

Altri autori (Hungr & Morgerstern, 1984; Sassa, 1985; Buggish & Stadler, 1986; Savage & Hutter, 1989) hanno valutato l'effetto della velocità di scorrimento sulla resistenza a taglio. In ogni caso risulta che la velocità di deformazione non influenza la tensione tangenziale se la tensione è mantenuta costante.

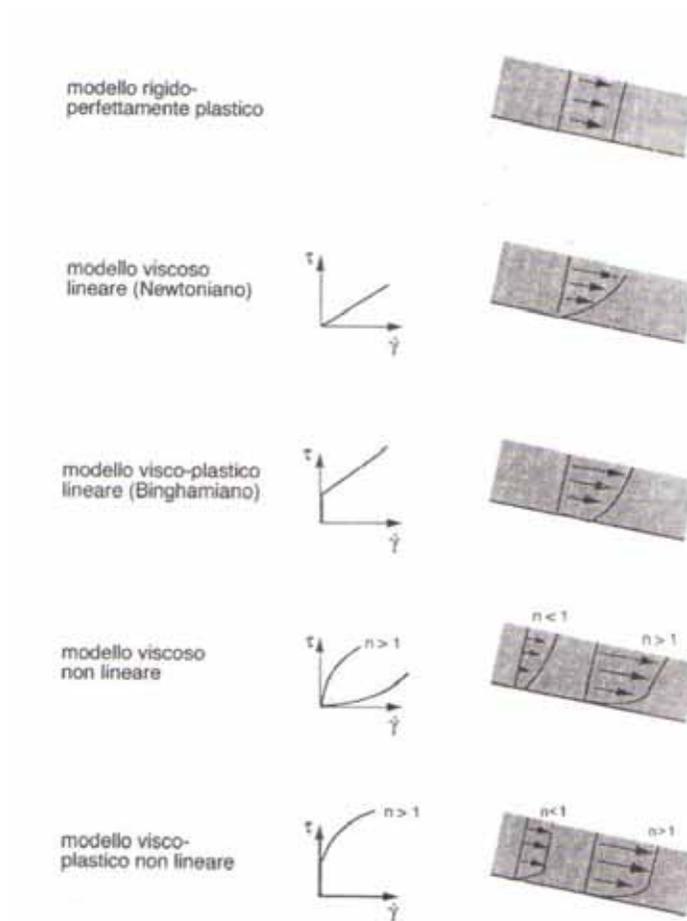


Figura A. 32. Modelli reologici e profili di spostamento (Russo, 1997)

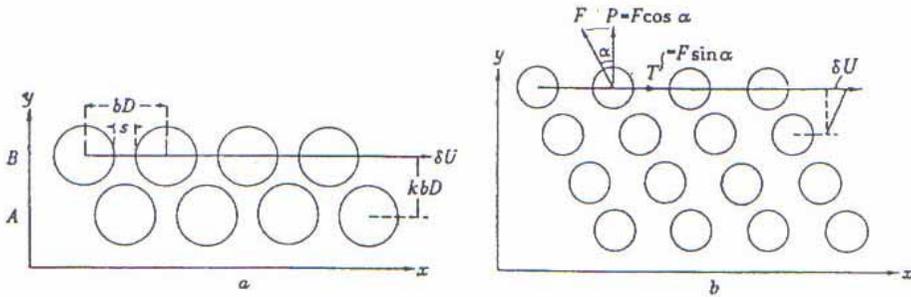


Figura A. 33. Schema della disposizione dei grani da Bagnold (1954).

Iverson & Denlinger (2001) presentano un modello matematico tridimensionale che descrive il moto della massa fluido-terreno dall’inizio alla fase finale di deposizione. Il modello parte dalla formulazione di Savage & Hutter (1986) in cui si simula il movimento di terreni asciutti in un campo bidimensionale, tra i primi ad utilizzare un approccio di tipo lagrangiano. I modelli precedenti presentano formulazioni di tipo euleriano con una griglia di riferimento fissa.

Il modello di Iverson & Denlinger (2001) tiene conto dell’insieme delle forze che agiscono sulle fasi solida e fluida e delle loro interazioni e pertanto impiegano equazioni che si riferiscono all’insieme fluido-terreno e non alle singole fasi. Il modello è stato testato confrontando i valori ricavati dalla simulazione numerica con i risultati sperimentali ottenuti effettuando prove su modelli realizzati in scala naturale, per colate di ghiaia e sabbia satura d’acqua, e ridotta nel caso di colate di sabbia asciutta.

In questo contesto ci si sofferma esclusivamente sulle formulazioni matematiche proposte per l’individuazione di parametri che regolano il modello che descrive il fenomeno studiato.

La realizzazione del modello viene regolata da cinque parametri così definiti:

$$N_s = \left[\frac{\dot{\gamma} \rho_s \delta}{(\rho_s - \rho_f) g H} \right] \quad \text{Numero di Savage} \quad (\text{A. 16})$$

$$N_B = \left(\frac{u_s^{1/3}}{u_*^{1/3} - u_s^{1/3}} \right)^{1/2} \frac{\rho_s \delta^2 \dot{\gamma}}{\mu} \quad \text{Numero di Bagnold} \quad (\text{A. 17})$$

$$N_f = \frac{|q_f|}{|u_f v_s|} = \frac{k u_s}{\mu u_f} (\rho_s - \rho_f) \sqrt{g/L} \quad \text{Numero di Fluidizzazione} \quad (\text{A. 18})$$

$$N_R = \frac{\rho H \sqrt{gL}}{u_f \mu} \quad \text{Numero di Quasi-Reynolds} \quad (\text{A. 19})$$

$$N_P = \frac{D \sqrt{L/g}}{H^2} \quad \text{Numero di Pressione nei Pori} \quad (\text{A. 20})$$

I parametri sopra riportati sono tutti numeri adimensionali e le loro espressioni sono quelle proposte da Iverson e Denlinger (2001). I primi tre fattori N_S , N_B e N_f si riferiscono ai processi di riduzione in scala dei granuli di terreno. In base al loro valore si può verificare se la teoria di Coulomb per le miscele solido-fluido garantisce un'adeguata descrizione della colata di terreno liquido, mentre gli altri due parametri N_R e N_P si riferiscono ai processi di riduzione in scala del continuo descritti in modo appropriato dalla teoria di Coulomb sopra citata.

Il numero di Savage N_S permette di valutare l'influenza dell'attrito di Coulomb e del fenomeno di collisione tra i granuli all'interno di un flusso (di granuli appunto) che si muove per gravità. Esso fu identificato da Savage (1984), definito più esplicitamente da Savage e Hutter (1989) e, successivamente, generalizzato da Iverson (1997) per tenere conto della presenza di un fluido nei pori alla pressione di equilibrio. L'espressione di N_S riportata in questo contesto è quella di Iverson et Denlinger (2001):

$$N_S = \left[\frac{\dot{\gamma} \rho_s \delta}{(\rho_s - \rho_f) g H} \right] \quad \text{Numero di Savage} \quad (\text{A. 16})$$

In cui: ρ_s e ρ_f sono rispettivamente la densità dei granuli di terreno e la densità del fluido di porosità, $\dot{\gamma}$ è indice della variazione delle deformazioni di taglio calcolate sull'insieme solido-fluido considerato come un continuo, δ è il diametro caratteristico dei granuli, g l'accelerazione di gravità e H la profondità calcolata al di sotto della superficie libera della colata. In base al valore di N_s è possibile caratterizzare le tensioni nei flussi uniformi e regolari. In modo approssimato si può affermare che N_s rappresenti il rapporto tra le tensioni di collisione tra i granuli, e le tensioni di contatto tra i granuli di tipo attritivo. Pertanto, con questo criterio, si distinguono due tipi di regimi: uno in cui domina il fenomeno della collisione tra i granuli ed un secondo in cui a dominare sono le forze dovute all'attrito (Figura I. 34). Savage e Hutter (1989) supponevano che per valori di $N_s > 0.1$ ad una data profondità H la collisione dei granuli può influenzare sensibilmente il flusso da un punto di vista dinamico. Le tensioni normali di volume nelle colate rapide ($N_s > 0.1$) a gravità con superficie libera, differiscono dalle tensioni relative a colate più lente in quanto il taglio, dovuto al fenomeno di collisione, riduce il peso unitario dell'insieme solido fluido, dilatando la fase solida.

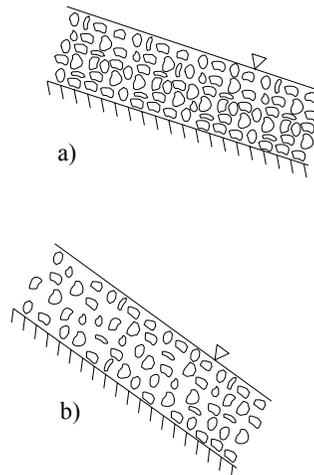


Figura I. 34. Regimi di flusso: a) flusso molto concentrato con regime generato dall'attrito; b) flusso molto disperso con regime di flusso dominato dalla collisione tra i granuli.

Il numero di Bagnold N_B tiene conto della viscosità del fluido, questo parametro fu infatti ottenuto da Bagnold (1954) attraverso sperimentazioni atte a definire il ruolo delle pressioni di tipo viscoso nei fluidi uniformi e regolari. In particolare lo scopo dello studio era distinguere il contributo viscoso da quello della collisione. L'espressione usata da Iverson e Denlinger (2001) è la seguente:

$$N_B = \left(\frac{u_s^{1/3}}{u_*^{1/3} - u_s^{1/3}} \right)^{1/2} \frac{\rho_s \delta^2 \dot{\gamma}}{\mu} \quad \text{Numero di Bagnold} \quad (\text{A. 17})$$

in essa compaiono analoghe caratteristiche del numero di Savage accanto alla viscosità μ , alla frazione di volume (concentrazione) dei granuli di terreno u_s e il massimo valore di tale concentrazione u^* . Bagnold afferma che per valori di N_B minori di circa 40 si è in presenza di un regime "macroviscoso", in cui le tensioni normali e di taglio sono entrambe proporzionali a $\dot{\gamma}$, mentre, per valori di N_B maggiori di 450 (o di 200 secondo Iverson), si è in un regime in cui prevalgono gli effetti della collisione e in cui le tensioni normali e di taglio sono entrambe proporzionali a $\dot{\gamma}^2$. Il termine tra parentesi evidenzia l'influenza della concentrazione dei granuli u_s sul regime delle tensioni. Per $u_s \rightarrow u^*$ tale termine tende ad infinito e di conseguenza le tensioni dovute alla collisione tra i granuli superano di molto quelle di tipo viscoso. Ad ogni modo, per tutti i tipi di colate o frane il bilanciamento tra le diverse tensioni generate da differenti meccanismi é descritto dalle variazioni di N_S N_B , e relazionato agli altri parametri adimensionali sopra descritti.

La valutazione del regime tensionale in termini di N_S N_B va fatto tenendo conto che la viscosità dell'acqua e la sua densità possono aumentare in presenza di particelle fini portate in sospensione. Queste particelle possono di fatto essere ritenute come parte del fluido se il tempo necessario alla loro sedimentazione supera la durata della colata.

L'interazione tra gli sforzi di tipo viscosi e quelli relativi all'attrito e alla collisione intergranulare hanno importanti implicazioni nella teoria di Coulomb per le miscele solido-fluido:

Per colate o frane con moto azionato a gravità e con superficie libera, la relazione tra gli sforzi normali e di taglio in regime caratterizzato dalla collisione o dall'attrito rappresenta un'importante aspetto del modello di Coulomb per le miscele solido-fluido che, pertanto, va oltre il caso delle colate lente con regime di tensioni dominato dal solo attrito di Coulomb. Singole colate possono contenere zone in cui prevalgono differenti regimi tensionali.

Il numero di fluidizzazione N_f , introdotto da Iverson e Denlinger (2001), rappresenta un criterio di valutazione della teoria di Coulomb per le miscele in cui l'insieme solido-fluido è considerato come un'unica fase. Tale posizione permette di utilizzare equazioni di moto semplificate che si riferiscono alla miscela senza discernere le due fasi che la compongono. Queste relazioni possono essere applicate se la velocità relativa del fluido rispetto al terreno è trascurabile rispetto alla velocità del terreno stesso. Definita tale differenza come:

$$v_f - v_s = \frac{q_f}{v_f} \tag{A. 21}$$

con v_s e v_f velocità del solido e del fluido, v_f frazione di volume (concentrazione) del fluido e q_f velocità apparente del fluido rispetto al terreno. I valori di N_f ottenuti per casi reali sono in genere di molto inferiori all'unità dando riscontro della validità delle equazioni del moto semplificate.

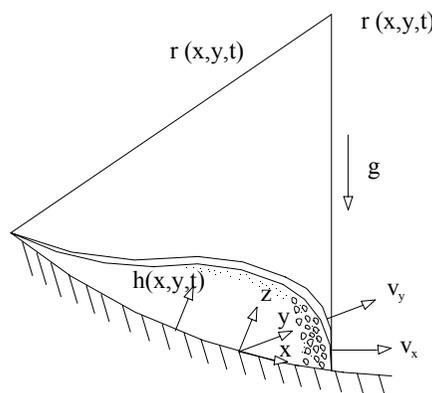


Figura I. 35. Schema di una sezione longitudinale di una generica colata.

Il numero di Quasi-Reynolds N_R è stato introdotto da Iverson (1997) e poi riformulato da Iverson e Denlinger (2001). La sua espressione deriva dalla normalizzazione dell'equazione di equilibrio alla rotazione in direzione e verso coincidenti con quelli di avanzamento della colata (Figura I. 35), ed è stata introdotta per poter controllare il fenomeno in sperimentazioni eseguite su modelli a scala ridotta.

La normalizzazione è stata ottenuta utilizzando alcuni fattori di scala definiti di seguito:

$$\mathbf{x}^* = \frac{\mathbf{x}}{L} \quad \text{fattore di scala per la lunghezza in direzione } x \quad (\text{A. 22})$$

$$\mathbf{y}^* = \frac{\mathbf{y}}{L} \quad \text{fattore di scala per la lunghezza in direzione } y \quad (\text{A. 23})$$

$$\mathbf{h}^* = \frac{\mathbf{h}}{H} \quad \text{fattore di scala per l'altezza } h \text{ della colata} \quad (\text{A. 24})$$

$$\bar{\mathbf{v}}_x^* = \frac{\bar{\mathbf{v}}_x}{\sqrt{gL}} \quad \text{fattore di scala per la componente della velocità } \bar{\mathbf{v}}_x \quad (\text{A. 25})$$

$$\bar{\mathbf{v}}_y^* = \frac{\bar{\mathbf{v}}_y}{\sqrt{gL}} \quad \text{fattore di scala per la componente della velocità } \bar{\mathbf{v}}_y \quad (\text{A. 26})$$

$$\mathbf{t}^* = \frac{\mathbf{t}}{\sqrt{gL}} \quad \text{fattore di scala per il tempo} \quad (\text{A. 27})$$

$$\mathbf{p}_{bed}^* = \frac{\mathbf{p}_{bed}}{\rho g H} \quad \text{fattore di scala per il grado di liquefazione} \quad (\text{A. 28})$$

L e H indicano rispettivamente i valori reali della lunghezza e dell'altezza della colata, ovvero i valori massimi di lunghezza e altezza che possono essere attribuiti ad un modello in scala, mentre p_{bed} rappresenta il valore delle pressioni neutre sulla

superficie di scorrimento, \bar{v}_x e \bar{v}_y sono invece i valori medi delle componenti della velocità in direzione x e y.

Dalla normalizzazione si ottengono due numeri adimensionali:

$$\epsilon = \frac{H}{L} \quad (\text{A. 29})$$

$$N_R = \frac{\rho H \sqrt{gL}}{u_f \mu} \quad \text{Numero di Quasi-Reynolds} \quad (\text{A. 19})$$

Il primo rappresenta il rapporto tra la lunghezza e l'altezza della colata, ed è quindi un parametro puramente geometrico costante qualunque sia il grado di riduzione in scala effettuato.

Il secondo invece è proprio il numero di Quasi-Reynolds, così chiamato in quanto rappresenta il fattore di scala dinamico per le colate in modo analogo al numero di Reynolds formulato per i fluidi newtoniani. N_R in pratica esprime il rapporto tra le forze inerziali della miscela e le forze viscosive nella sola fase fluida.

Il numero di pressione nei pori N_p definito da Iverson e Denlinger (2001) ed ottenuto normalizzando l'equazione differenziale di diffusione delle pressioni dei pori nello spazio xyz utilizzando i fattori di scala (I. 24) e (I. 28):

$$N_p = \frac{D \sqrt{L/g}}{H^2} \quad \text{Numero di Pressione nei Pori} \quad (\text{A. 20})$$

D è la diffusività della pressione dei pori della miscela terreno-fluido. Questo parametro rappresenta il rapporto tra il fattore di scala del tempo per le colate $\sqrt{L/g}$, e il fattore di scala del tempo relativo al fenomeno di diffusione della pressione nei pori in direzione normale al piano della colata H^2/D . N_p rappresenta la tendenza da parte della miscela a mantenere al suo interno elevate pressioni del fluido che riducono le forze che si scambiano i granuli, trasferendo parte di esse alla fase fluida.

Un aumento dei valori di N_R e N_p indica una maggiore influenza delle forze di Coulomb ed una corrispondente diminuzione degli effetti delle pressioni dei pori. A parità di proprietà di terreno e fluido, se le dimensioni della colata aumentano N_R aumenta mentre N_p diminuisce. Diminuzioni di N_p con l'aumentare delle dimensioni della colata comportano che le pressioni del fluido lungo la base della colata possono aumentare e mobilitare un colata più grande. Valori di N_R e di N_p pari a 1 o più piccoli indicano che la viscosità o la pressione del fluido di porosità possono giocare un ruolo chiave nella dinamica della colata, mentre per valori di N_R e N_p maggiori di 1 gli effetti della viscosità e della pressione del fluido di porosità sono trascurabili e il comportamento della colata può essere vista come una frana di materiale granulare secco. Pertanto il fenomeno può essere studiato anche su modelli in scala ridotti, infatti in questo caso la teoria di Coulomb fa riferimento come dati di input all'angolo di attrito e alla geometria. Il modello ridotto deve però soddisfare l'assunzione di continuità del corpo di frana e minimizzare forze microscopiche, come quelle elettrostatiche, che non interessano i meccanismi macroscopici.

Molto spesso in natura le colate sono caratterizzati da valori di N_R grandi e valori di N_p piccoli in quanto le forze viscosi sono trascurabili, ma non le pressioni nei pori. Risulta così complesso ricreare un modello in scala ridotta di colate costituite da una miscela di acqua e sedimenti in quanto diminuendo la dimensione della colata diminuisce N_R e aumenta N_p . Infatti, a differenza di colate in scala naturale, per colate ridotte e di un'eguale miscela, gli effetti viscosi sono rilevanti, mentre gli effetti dovuti alla pressione nei pori sono trascurabili. Questi modelli ridotti possono poi mostrare gli effetti dovuti a tensioni superficiali sull'interfaccia aria-acqua. I modelli ridotti non devono pertanto superare opportune dimensioni in modo da approssimare le condizioni geofisiche naturali. Conviene comunque, ove possibile, ricorrere a modelli in scala ridotta in quanto questi permettono di controllare e misurare determinati parametri come la diffusività delle pressioni del fluido nel caso specifico di colate rapide.

A.4 Sperimentazione su modelli

Da quanto descritto sopra risulta che il fenomeno della liquefazione statica sia una conseguenza dell'instabilità del materiale piuttosto che una sua causa.

Sperimentazioni eseguite su modelli fisici riprodotti in laboratorio (Eckersley, 1990; Reid et al., 1997; Spence & Guymer, 1997; Wang & Sassa 2001, Damiano, 2003) hanno difatti riscontrato che la liquefazione del terreno e con essa lo sviluppo di una colata è successiva al collasso. Durante i test eseguiti gli autori hanno monitorato l'evoluzione di alcune grandezze caratteristiche nelle fasi diverse fasi che compongono il fenomeno: pre-rottura, rottura ed evoluzione, e arresto, deducendo alcune informazioni sulle caratteristiche dei meccanismi che regolano l'evento.

Le attrezzature e i relativi strumenti di supporto utilizzati hanno configurazioni differenti in base anche alle finalità della sperimentazione condotta, tuttavia i risultati ottenuti hanno fornito indicazioni analoghe sull'evoluzione delle grandezze fisiche osservate.

Eckersley (1990) ha realizzato uno studio su un terreno caratterizzato da un fuso granulometrico che comprende particelle con dimensioni proprie delle sabbie fini e i limi fino alle ghiaie (Figura A. 36).

Tale materiale è stato soggetto a fenomeni di instabilità all'interno di miniere. L'attrezzatura utilizzata consiste in un contenitore in vetro in cui viene formato il campione di terreno come descritto in Figura A. 37. Il materiale viene messo in opera con un contenuto d'acqua di circa 9% a mezzo di una tramoggia che si muove lungo la base del contenitore. Successivamente viene rimossa una parte di terreno per dare al campione l'inclinazione voluta, prossima al valore del suo angolo di attrito. Gli strumenti utilizzati per monitorare la prova consistono in tre celle di carico, una serie di trasduttori di pressione e due sensori di temperatura, per lo più acquisiti tramite software. Vi è inoltre il supporto di una videocamera per filmare il test e correlare l'evoluzione dell'evento a quanto misurato dai sensori. L'incremento del contenuto d'acqua viene fornito da una riserva d'acqua posta in comunicazione con la parte anteriore del campione tramite un dreno (Figura A. 38).

Il flusso d'acqua determina un innalzamento del livello del fronte umido e con esso un aumento delle pressioni neutre e delle tensioni totali. In una prima fase, all'aumentare del livello dell'acqua, si registrano cedimenti del campione e piccoli scorrimenti lungo la superficie inclinata (fase 1). Successivamente si forma una

prima zona di taglio che evidenzia l'inizio di fenomeno di instabilità (fase 2). Nella fase successiva (fase 3), il fenomeno di instabilità progredisce, si formano altre bande di taglio e si innesca il movimento rapido del terreno (Figura I. 39)

Analizzando le misure riportate in Figura A. 40 si vede come di seguito alla formazione delle zone di taglio, si registra un incremento delle pressioni neutre, maggiore nella fase 3 rispetto alla fase 2. Nello stesso tempo le tensioni totali diminuiscono. L'aumento delle pressioni neutre induce la mobilitazione della massa, tuttavia il moto viene poi rallentato dalla dissipazione delle pressioni neutre e dal conseguente incremento delle tensioni totali (Figura A. 41).

Le variazioni di pressione registrati variano in base alla posizione del sensore, ovvero in base alla prossimità del punto di misura alla zona di instabilità. L'entità delle Δu è quindi funzione delle deformazioni a taglio subite e della velocità di deformazione; non solo anche le condizioni del campione precedenti alla rottura, ovvero: il valore di pressione iniziale, lo spessore di terreno al di sopra del sensore e la permeabilità del campione influenzano il processo. In particolare è la permeabilità del materiale a regolare la dissipazione delle pressioni neutre, mentre lo spessore del campione a parità di densità relativa, controlla il valore delle tensioni totali.

Infine, l'autore riporta nel piano indice dei vuoti e tensione media efficace i valori dell'indice dei vuoti di ogni campione misurati dopo la ricostruzione e a fine prova dopo la mobilitazione del materiale. Come si vede in tutte le prove lo stato iniziale del campione si trova ben al di sopra della SSL proprio di un terreno dotato di una struttura molto sciolta suscettibile alla liquefazione (Figura A. 42).

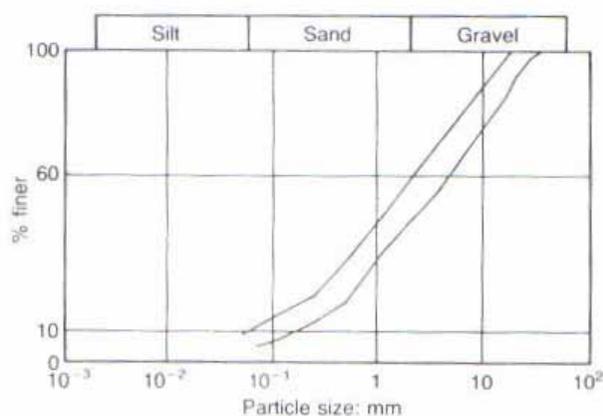


Figura A. 36. Granulometria del materiale utilizzato nella sperimentazione di Eckersley (1990).

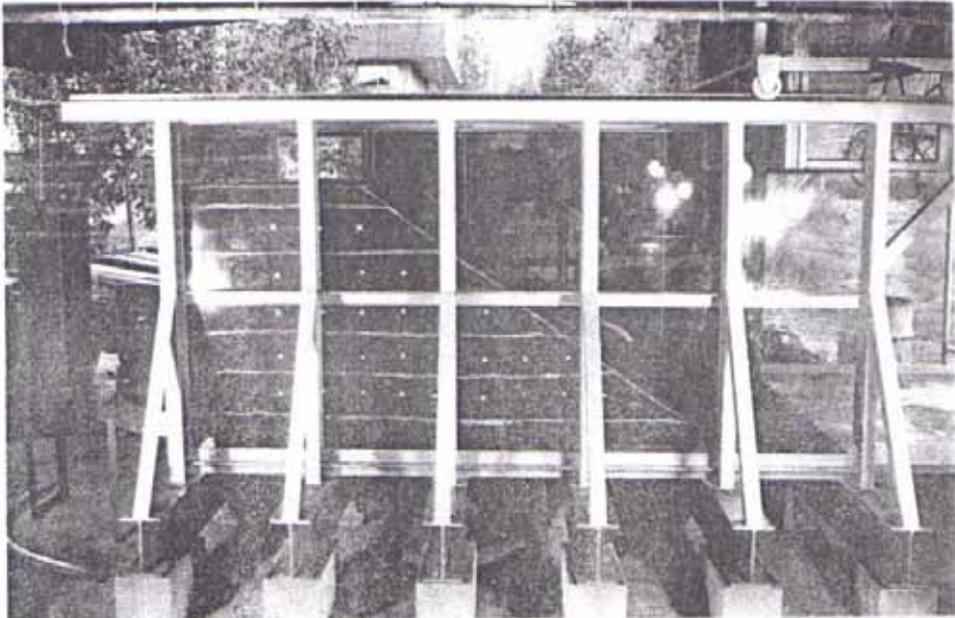


Figura A. 37. Attrezzatura utilizzata per lo studio delle colate da Eckersley (1990).

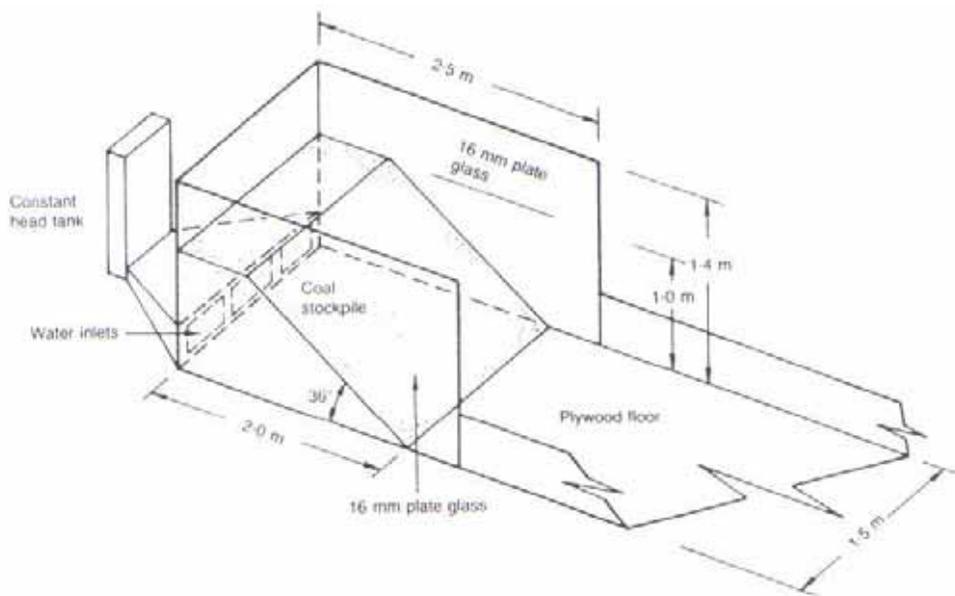


Figura A. 38. Schema geometrico dell'attrezzatura (Eckersley 1990).

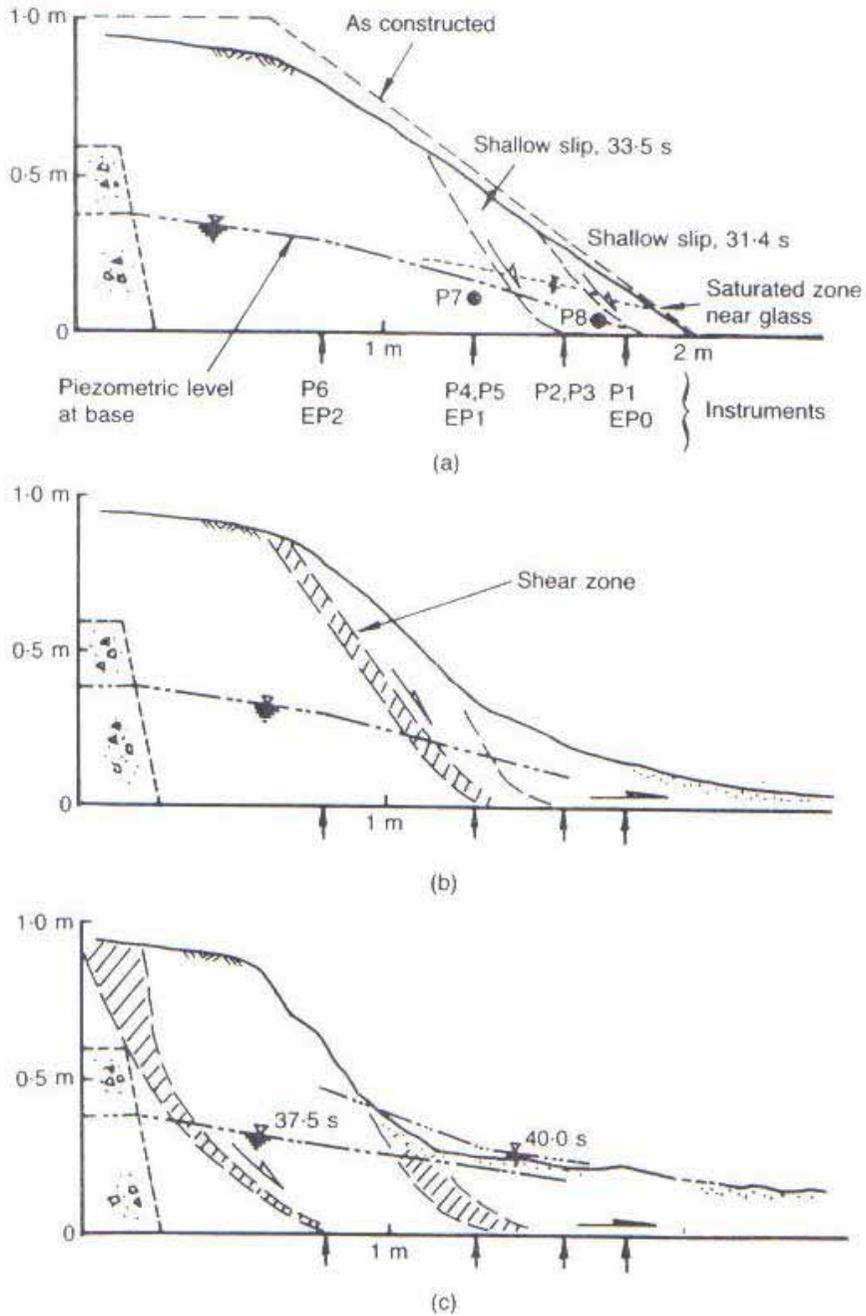


Figura I. 39. Evoluzione del meccanismo di mobilitazione:
 a) fase 1; b) fase 2; c) fase 3 (Eckersley 1990)

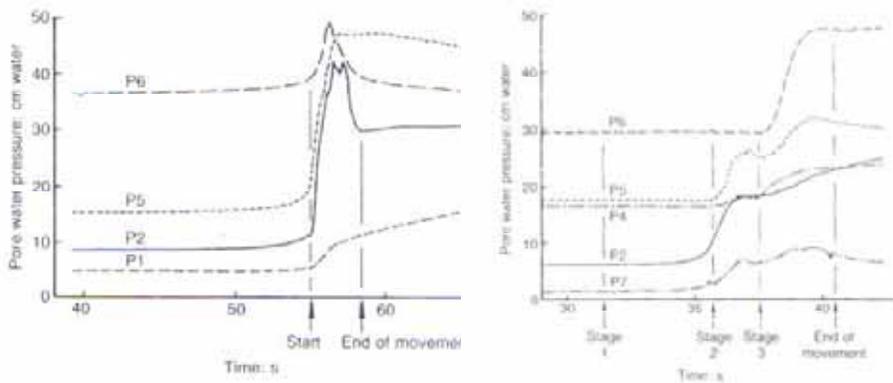


Figura A. 40. Andamento delle pressioni neutre nel tempo in due prove differenti (Eckerslet, 1990).

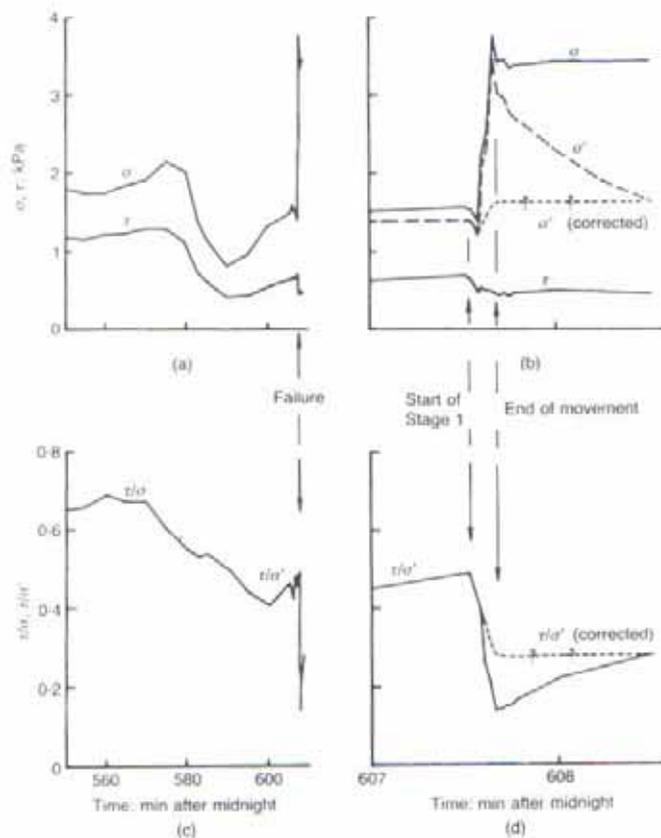


Figura A. 41. Tensioni misurate in corso di prova (Eckersley, 1990).

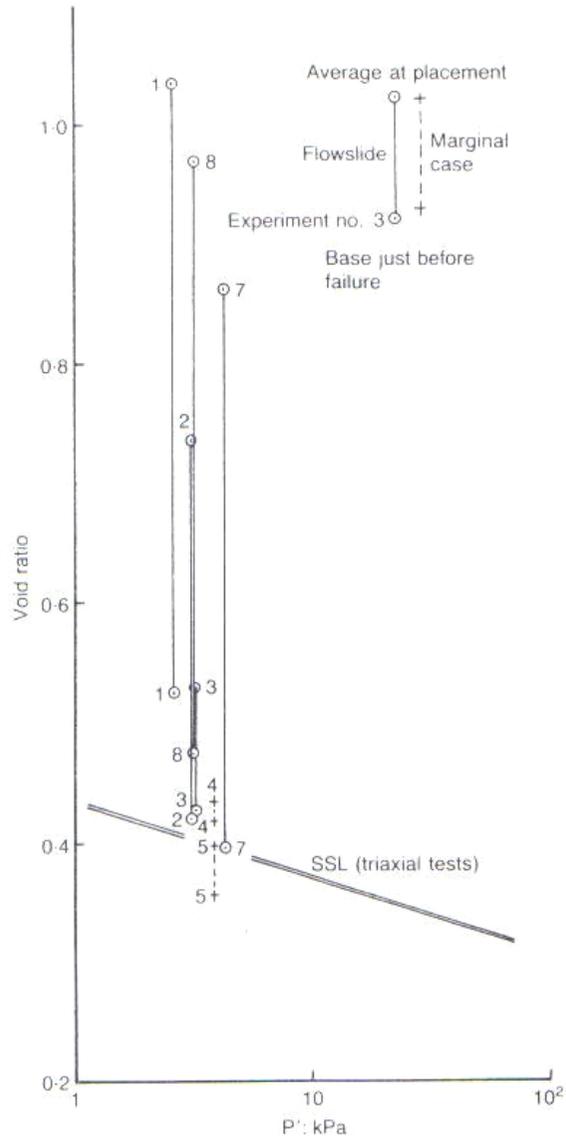


Figura A. 42. SSL nel piano di compressione per il materiale oggetto della sperimentazione e valori dell'indice dei vuoti relativi al campione prima e dopo il test (Eckersley, 1990).

Risultati analoghi sono stati trovati da Wang & Sassa (2001) sullo studio delle colate in sabbia. In questa sperimentazione gli autori hanno utilizzato un'attrezzatura ben più complessa (Figura A. 43). Si tratta di un prototipo di versante riprodotto da una canaletta in perspex ad inclinazione variabile. I sensori di cui dispongono gli autori sono: un trasduttore di tensione normale, un trasduttore di tensione tangenziale, un trasduttore di pressione e un trasduttore per lo spostamento lineare, collegato ad una sfera inserita opportunamente nel campione per misurare la distanza percorsa dalla frana. Gli spostamenti superficiali della massa sono monitorati da un laser scanner posto al disopra del materiale.

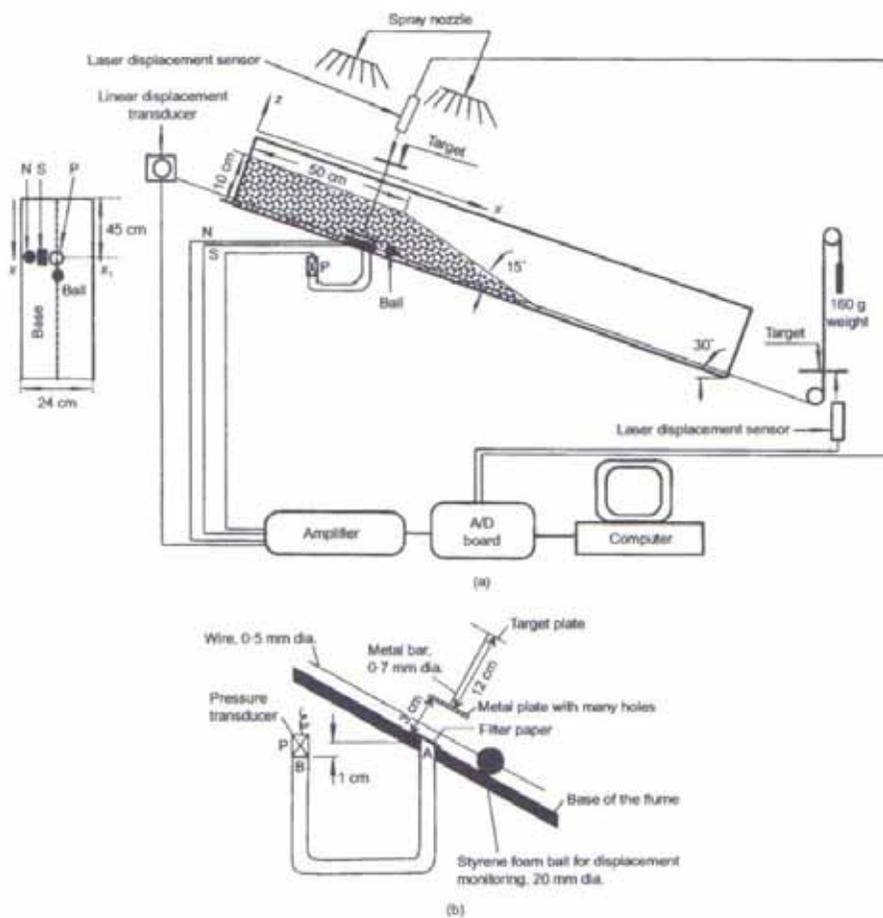


Figura A. 43. Schema del prototipo di versante utilizzato da Wang & Sassa (2001)

In questo caso il campione viene ricostruito con la tecnica del moist tamping ed ha un contenuto d'acqua iniziale non superiore al 5%. Le prove sono state eseguite su campioni a densità diverse e con spessore variabile tra due valori 10 cm e 12 cm. Al di sopra del campione vi è un sistema di ugelli con cui viene simulato un evento meteorico ad intensità costante di 1.7 mm/min. Anche in questo caso una videocamera viene utilizzata per monitorare il processo. L'inclinazione della canaletta è costante in tutte le prove e pari a 30°, valore tipico di versanti più o meno ripidi in cui si sono verificati fenomeni di colata. Il rapporto tra la larghezza e la lunghezza del canale è stato definito opportunamente. In base a test effettuati (Sassa, 1974; Okubo et al., 1975), gli autori hanno valutato l'effetto dell'attrito laterale esercitato dalle pareti. I test hanno evidenziato che a causa dell'attrito, prototipi di versante con ampiezza maggiore inducono la formazione di superfici di rottura a profondità più alte e incremento del livello d'acqua maggiore.

Il materiale utilizzato è una sabbia limosa con particelle di forma sub-angolare, a cui, in alcuni casi è stata aggiunta una percentuale di fine differente (10%, 20%, 30%), per valutare l'influenza della presenza di fino alla liquefazione.

Anche in questo caso i risultati relativi alla variazione di velocità e dello spostamento della massa dividono il fenomeno osservato in 3 fasi: una fase 1 di accelerazione, una fase 2 di decelerazione e una fase 3 di scivolamento lento (Figura A. 44).

Le velocità e le distanze percorse sono correlate ai valori di pressione neutra (Figura A. 45). Nella fase 1 si registra un rapido incremento delle pressioni a seguito del collasso del materiale. Tali pressioni innescano una rapida accelerazione della massa che raggiunge una velocità elevata, subito ridotta a causa della rapida dissipazione delle sovrappressioni. Al diminuire delle u vi è un incremento della resistenza del materiale che contrasta il flusso fino a fermarlo, successivamente, quando la resistenza viene equilibrata dalle forze di mobilitazione della massa, il flusso acquista una velocità costante.

Un importante aspetto messo in luce dagli autori è la relazione tra le Δu e la densità iniziale del campione. Dai dati riportati in Figura A. 46 è possibile osservare che il valore di Δu_{max} corrisponde ad un valore intermedio I_{dm} delle densità I_d iniziali relative ai diversi campioni. Gli autori suppongono che per $I_d < I_{dm}$ le permeabilità del terreno sono maggiori, pertanto le velocità di dissipazione delle pressioni neutre sono tali da impedire alle stesse pressioni di raggiungere valori elevate. Nel caso

$I_d > I_{dmr}$, le riduzioni di volume sono ridotte a causa della ridotta porosità del terreno e le Δu indotte sono minori.

La Figura A. 46 evidenzia, inoltre, l'influenza dello spessore del campione sul valore di Δu_{max} raggiunto. Secondo gli autori a parità di permeabilità, la dissipazione delle pressioni neutre è minore nei campioni con spessore maggiore, ed è più facile che le Δu acquisiscano un valore maggiore a causa di un valore più alto di tensioni totali iniziale. Ovviamente un aumento delle Δu comporta un incremento delle velocità e delle distanze percorse dal flusso.

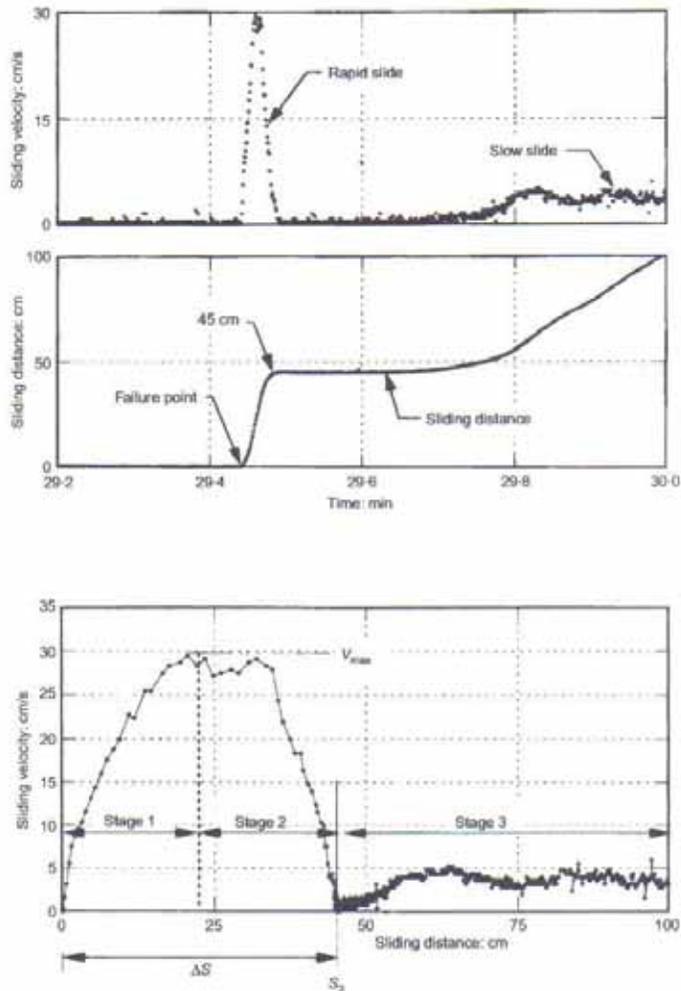


Figura A. 44. Andamenti della velocità e della distanza percorsa nel tempo, e variazione della velocità con la distanza percorsa (wang & Sassa, 2001).

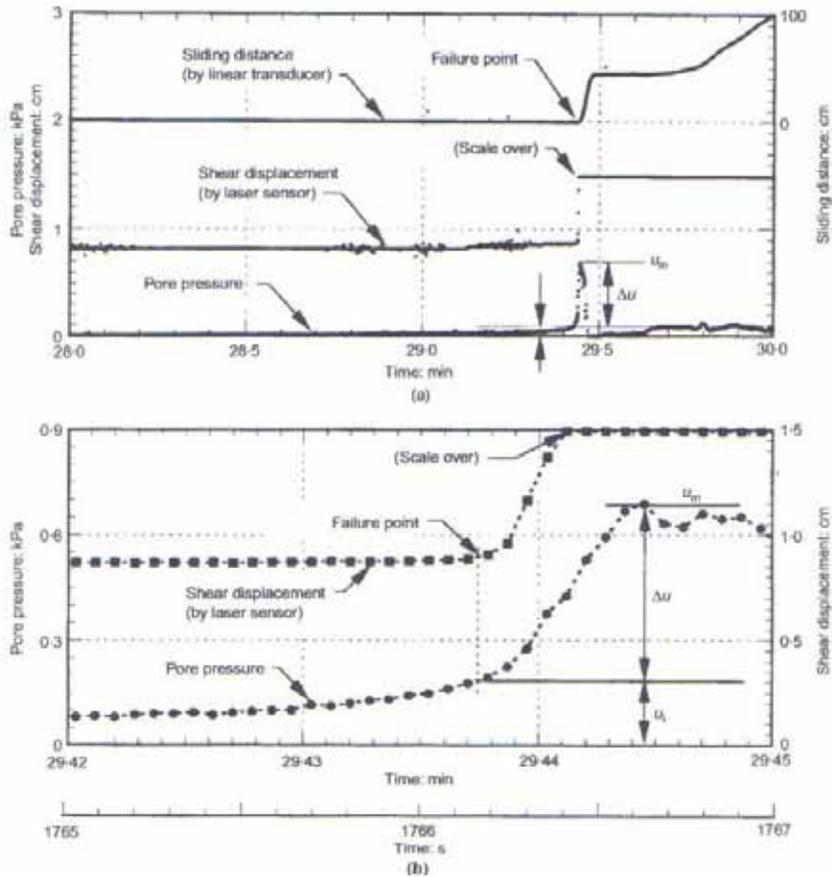


Figura A. 45. Variazioni di pressione neutra e della distanza percorsa in prossimità prima e dopo la mobilitazione del material: in a) si considera un intervallo temporale maggiore b) (Wang & Sassa, 2001).

Infine, un'indicazione che riguarda l'evoluzione della colata importante, è stata ottenuta dalle prove effettuate su campioni realizzati con sabbie additate una certa percentuale di fine,. In queste prove la massa continua a muoversi senza mostrare alcuna fase di decelerazione (Figura A. 47). Tale comportamento viene spiegato facendo riferimento al meccanismo proposto da Sassa (1985, 1988, 2000). L'autore ipotizza che i flussi composti da miscugli di sabbia e materiale fino saturi, alcuni granuli, in particolare quali più fini rimangono in sospensione nel flusso quando questo è dotato di alte velocità. Queste particelle aumentano la densità del flusso e con essa la pressione del fluido.

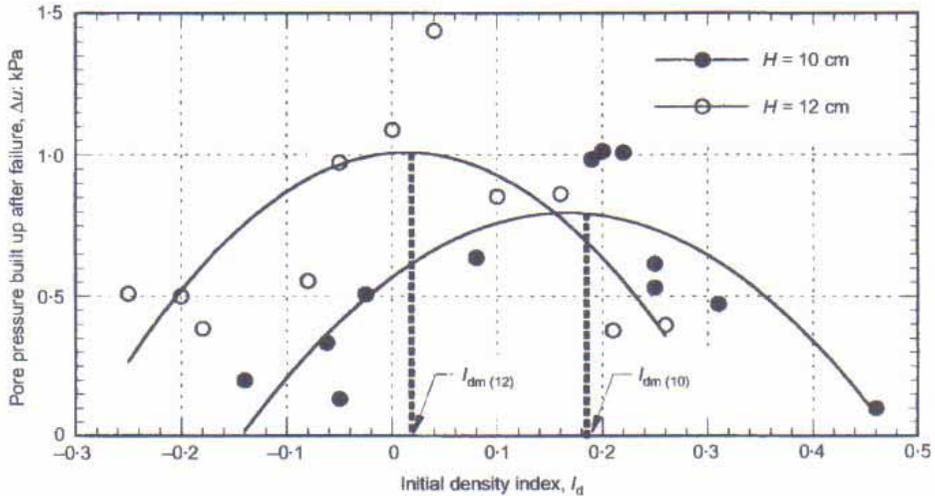


Figura A. 46. Incrementi di pressione neutre registrate durante prove effettuate su campioni con densità iniziale differente (Wang & Sassa, 2001).

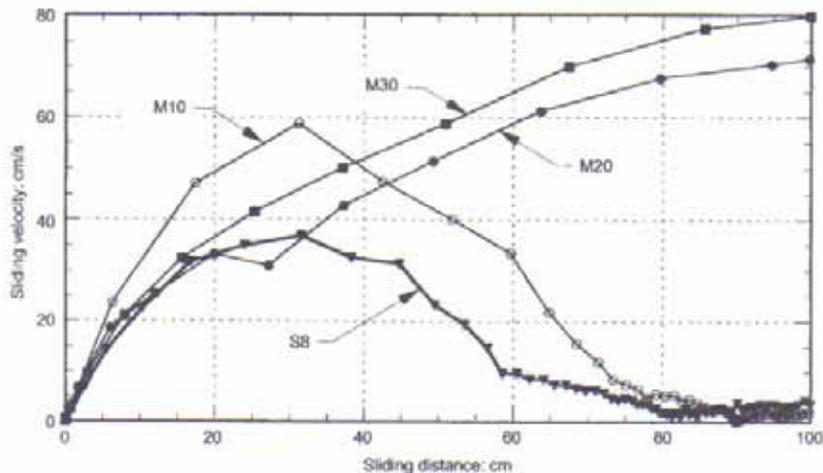


Figura A. 47. Andamento delle distanze percorse nel tempo in prove effettuate su campioni di sabbia con una percentuali di fine rispettivamente pari a 10%, 20% e 30% (Wang & Sassa, 2001).

Altri importanti risultati sono stati presentati da Reid et. al (1997). Rispetto a Wang & Sassa (2001), la sperimentazione effettuata si basa su 3 prove realizzate su di un

prototipo di versante regolato a inclinazione diverse e dotato di ulteriori sensori: i TDR per la misura di umidità del terreno e i tensiometri per la misura della suzione distribuiti lungo il campione a profondità diverse (Figura A. 48). In Figura A. 49 sono riportati i principali risultati raggruppati i risultati ottenuti.

Anche in questo caso l'evoluzione della frana in colata è seguita da un rapido incremento delle pressioni neutre, maggiore nella parte inferiore del flusso e minore (a volte nullo nel caso 2) nella parte più superficiale. La misura delle pressioni relativo al caso due evidenzia una durata più lunga in termini di risposta delle pressioni neutre.

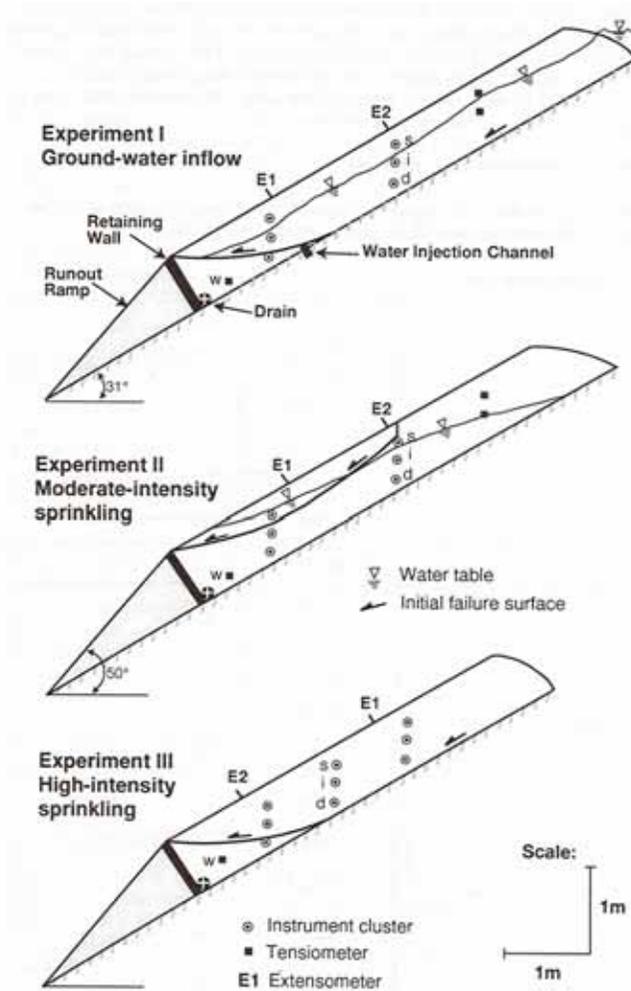


Figura A. 48. Sezione schematica delle configurazioni usate per le tra prove su cabaletta da Reid et al. 1997.

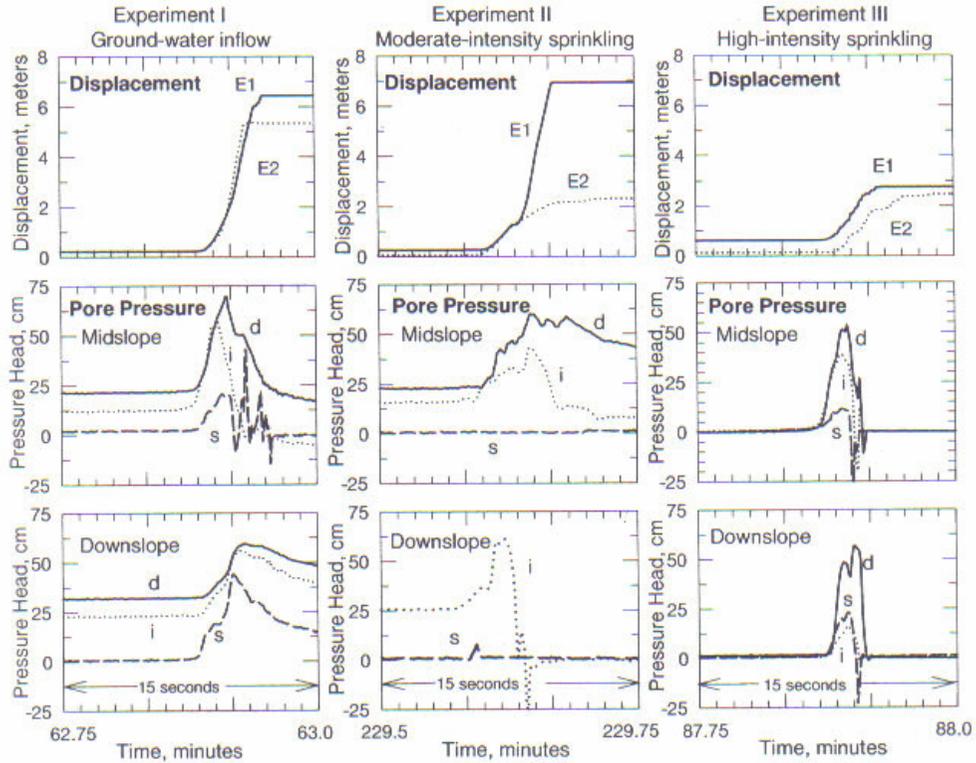


Figura A. 49. Andamenti della pressione dei pori e dei cedimenti nel corso delle tre prove (Reid et al., 1997).

Nei casi sopra riportati sono evidenti le analogie tra le diverse colate rapide riprodotte in laboratorio. In tutte le prove è stato evidenziato come il moto delle colate sia regolato da un repentino incremento delle pressioni neutre registrato immediatamente dopo la fase di rottura. Questi incrementi dipendono essenzialmente dalle condizioni in cui il terreno arriva a rottura, in particolare dalla sua densità e dalle condizioni della fase liquida al suo interno. Ovviamente l'entità delle sovrappressioni indotte è proporzionale anche allo spessore del campione. Per quanto attiene invece le caratteristiche del moto si può dedurre che esse siano correlate strettamente alle modalità di dissipazione delle pressioni neutre e con esse all'aumento dello stato tensionale totale. Di fatto l'evoluzione della colata dipende dalla permeabilità, dalla porosità del mezzo e dalla sua granulometria.

Queste sperimentazioni hanno dimostrato inoltre come l'utilizzo di diverse tipologie di sensori disponibili in commercio consenta di monitorare alcune variabili fisiche

correlate al fenomeno studiato fornendo un importante supporto per un'interpretazione corretta del problema. Tuttavia la quantità di misure disponibili relative a sperimentazioni su colate resta ancora esigua. Inoltre permangono alcune incertezze sui risultati ottenuti relative alle attrezzature utilizzate (modelli fisici, canalette, ecc.) e alle dimensioni e alle caratteristiche dei campioni di terreno utilizzati. Ulteriori sperimentazioni potranno verificare le conoscenze raggiunte finora sia in termini di risultati sperimentali sia in termini di caratteristiche e peculiarità delle attrezzature sperimentali utilizzate.

Allegato B: TECNICHE DI DEPOSIZIONE PLUVIALE PER LA RICOSTRUZIONE DI CAMPIONI DI TERRENI INCOERENTI

Uno degli aspetti principali affrontati nella progettazione e realizzazione di un'attrezzatura di dimensioni rilevanti come quella presentata in questo lavoro di ricerca, riguarda le modalità di ricostruzione di un campione di grandi dimensioni sull'apparecchiatura.

Esistono diversi metodi per riprodurre in laboratorio campioni di terreni incoerenti. Nell'ambito dell'ingegneria geotecnica essi sono individuati in funzione sia del tipo di terreno che si vuole investigare, sia del tipo di sperimentazione che si vuole realizzare. Alcuni dei progressi ottenuti in questo campo sono presentati in letteratura all'interno di studi effettuati sul comportamento meccanico delle sabbie. In particolare si fa riferimento ad analisi effettuate per valutare i valori di massima e minima densità, o a studi sul fenomeno della liquefazione. Per quanto concerne, invece, la realizzazione di campioni di terreno di dimensioni rilevanti, alcuni esempi delle tecniche di ricostruzione adottate sono riportate nei lavori di verifica e validazione di nuove strumentazioni da utilizzare per le indagini in sito (ad es. penetrometri), o nel caso di prove in centrifuga.

In genere tutti i metodi possono essere definiti "a densità controllata" ovvero permettono di preparare i campioni stabilendo la densità (secca) che si vuole raggiungere. In questo modo, noto il volume è possibile quantificare il peso del campione.

Una classificazione di queste tecniche può essere ottenuta raggruppandole in base alle procedure previste. È possibile distinguere le seguenti categorie:

- compattazione di tipo statico: il materiale viene addensato per strati in un formacampione applicando una certa energia a mezzo di un pistone;
- sedimentazione pluviale in acqua: il materiale saturo viene depositato sul fondo di un formacampione pieno d'acqua, e poi lasciato sedimentare;
- deposizione pluviale in aria: il materiale secco o con un contenuto d'acqua modesto viene fatto cadere all'interno del formacampione mediante un tubo interponendo o meno uno o più stacci;

- vibrazione: il materiale, secco o umido, viene disposto per strati e poi vibrato.

Nei processi di compattazione sia di tipo statico sia di tipo dinamico (vibrazione) non interessa quantificare l'energia fornita, ma il valore di densità secca raggiunta.

A volte per ottenere il valore massimo di densità, si fa ricorso a procedure accoppiate. Ad esempio, qualora si vogliano ottenere densità molto alte viene effettuata una fase di vibrazione a valle dei processi di sedimentazione pluviale in acqua e di deposizione pluviale a secco.

Tutte le tipologie sopra descritte possono essere comunque utilizzate per campionature di piccola e grande scala. Vi sono, però, alcune problematiche che possono verificarsi usando l'una o l'altra tecnica. I problemi più spesso ricorrenti sono:

- segregazione e/o frantumazione delle particelle;
- i tempi necessari per la preparazione;
- la difficoltà di realizzare campioni uniformi in termini di densità e peso secco.

Nel caso in esame, dovendo riprodurre campioni di terreno con contenuto d'acqua $w \ll w_{\text{sat}}$ e caratterizzati da elevate porosità (60~70%), la deposizione pluviale in aria risulta la più indicata tra le tecniche di ricostruzione presentate. Inoltre, rispetto alle altre procedure la deposizione pluviale ha il vantaggio di riprodurre i processi di deposizione naturale delle coltri piroclastiche attraverso semplici operazioni.

I principali parametri che influenzano tale tecnica sono:

- l'intensità di deposizione intesa come il numero o quantità di granuli che cade per unità di superficie e di tempo, regolata dalle dimensioni delle aperture attraverso cui defluisce il terreno.
- l'altezza di caduta;
- la granulometria del materiale;
- l'uniformità della pioggia di particelle;

I parametri sopra elencati regolano l'energia di impatto, la velocità di impatto dei granuli e di conseguenza la densità finale del campione. Allo stesso tempo intervenendo su questi parametri è possibile accentuare o attenuare i fenomeni di segregazione e frammentazione dei granuli di terreno, e migliorare l'uniformità del campione.

Un primo esempio di tecniche di deposizione pluviale riportate in letteratura sono quelle definite come “pouring o raining method” (Figura B. 1). Con questa procedura si lascia cadere il terreno direttamente nel formacampione utilizzando talvolta un tubo-imbuto. Il flusso di terreno generato è unico e non interessa l'intera base del campione. Per modificare l'intensità di deposizione si deve variare il diametro del tubo o la dimensione dell'apertura da cui viene depositato il terreno. Se si utilizzano alti valori di intensità di deposizione si può generare un accumulo di particelle in prossimità del flusso. In questo caso lo scorrimento laterale delle particelle non è sufficiente a garantire l'uniformità del campione (Ladd 1974), ed è necessario effettuare una fase di vibrazione dopo la fase di deposizione.

In alternativa si può ricorrere al “pluviation method”, ovvero ad una pioggia uniforme di particelle che insiste sull'intera base del campione (Figura B. 1), per ottenere maggiore uniformità. In questo caso il flusso di particelle può essere realizzato facendo cadere il terreno da un contenitore dotato sulla base inferiore di una o più aperture. Variando la dimensione delle aperture varia l'intensità di deposizione. Per regolare l'ampiezza delle aperture è possibile utilizzare contenitori differenti o ricorrere ad un sistema composto da due piastre forate. Ruotando opportunamente una piastra rispetto all'altra si regola l'ampiezza dei fori di uscita. Va detto che una scelta inadeguata del numero di fori e della loro dislocazione può determinare una variazione dell'intensità di deposizione all'interno del terreno.

Per ridurre fenomeni di dispersione, il terreno defluisce in un collettore che collega il contenitore superiore a quello inferiore di deposito. Spesso le altezze dei due contenitori sono inferiori alla lunghezza del collettore, in questo modo l'altezza di caduta può essere ritenuta costante e pari proprio all'altezza del collettore.

Le densità ottenute con la tecnica della deposizione pluviale sono molto alte, e spesso il massimo valore di densità secca ottenuta dal pluviation viene usato per misurare la densità relativa (Barton & Palmer, 1989).

Talvolta per ottenere una maggiore dispersione del flusso vengono posti degli stacci all'interno del collettore determinando una disgregazione orizzontale dei granuli maggiore di quella verticale. Tuttavia se il materiale utilizzato ha una granulometria poco uniforme, le particelle più fini non risentono della presenza degli stacci. In questo caso per evitare fenomeni di cassazione, è possibile utilizzare stacci di diversa dimensione posti a diverse altezze. Va detto, però che la disposizione e il

numero di setacci all'interno del collettore influiscono sulle caratteristiche finali del campione.

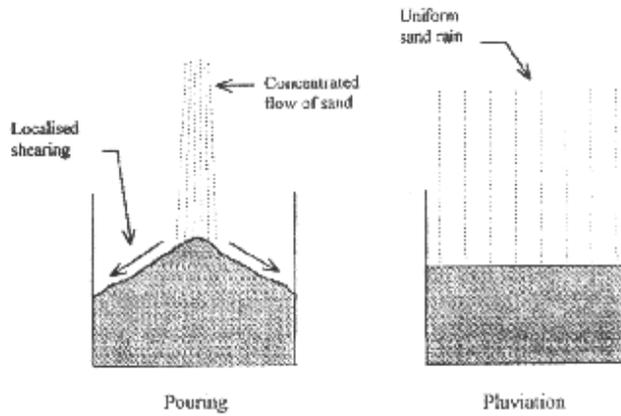


Figura B. 1. Meccanismi di compattazione del pouring method e del pluviation method (Cresswell et al. 2001).

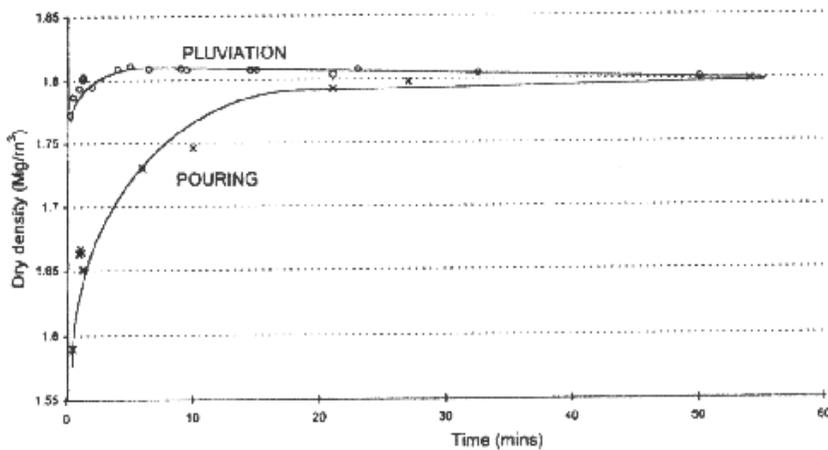


FIG. 7—Comparison of pluviation and pouring times for Sand A.

Figura B. 2. Confronto tra i tempi di pouring e pluviation method (Cresswell et al. 2001).

Esperienze riportate in letteratura (Cresswell et al. 1999, 2001), hanno evidenziato che, rispetto al pouring method, il pluviation permette di ottenere campioni più uniformi, di raggiungere alti valori di densità in tempi minori e valori di densità massima superiori (Figura B. 2). Solo per bassi valori di intensità di deposizione e altezze di caduta elevate, nel pouring method i granuli si disperdono uniformemente e il processo non si discosta in modo evidente da quello osservabile nel caso del pluviation.

La tecnica di deposizione pluviale appena descritta permette di ottenere campioni con densità secca variabili in un ampio intervallo, ovvero da campioni in cui il terreno è molto addensato a campioni di terreno sciolto. Questa tecnica viene definita anche come "stationary pluviation" per distinguerla dalla tecnica del "traveling pluviation" in cui il flusso di particelle viene spostato orizzontalmente lungo la superficie del formacampione (ASTM D 4254). Il traveling pluviation viene utilizzato soprattutto per ricostruire campioni di grandi dimensioni (Figura B. 3).

Fretti C. et al. (1995), hanno effettuato uno studio per analizzare le due tipologie del pluviation method. Dal confronto effettuato è emerso che la differenza sostanziale tra i due metodi riguarda la possibilità di utilizzare uno o più stacci per intercettare il flusso di particelle; inoltre nello stationary pluviation rispetto al travelling pluviation non è possibile interrompere il processo di deposizione per porre alcuni strumenti all'interno del campione, peculiarità importante qualora si debbano realizzare campioni di grosse dimensioni.

Esperienze condotte da Passalacqua (1991), Tatsuoka et al. (1991), e Lo Presti et al. (1993) con il travelling pluviation hanno evidenziato, inoltre, una disomogeneità del campione lungo i bordi del formacampione. Non solo, bisogna tener presente che con questa procedura il campione viene formato per strati per cui è possibile influire sulla struttura del terreno e quindi sul suo comportamento meccanico. Riducendo lo spessore degli strati è possibile ridurre tale effetto (Figura B. 4).

Per quanto concerne l'utilizzo degli stacci, come già evidenziato da Lo Presti et al. (1992, 1993), spesso l'azione di dispersione ad essi attribuita è inefficace sulle particelle più fini. Non solo, gli stacci determinano un fenomeno di segregazione orizzontale delle particelle maggiore di quella osservata in direzione verticale. Belotti & Morabito (1986), e Lo Presti et al. (1993), evidenziano come nello stationary pluviation la densità relativa (DR) dipende per lo più dall'intensità di deposizione

(DI) ovvero dal numero di granuli che cadono per unità di superficie e per unità di tempo. La DI è controllata dal numero, dalla dimensione e dalla distribuzione delle aperture attraverso cui defluisce il terreno. La scelta di queste caratteristiche non è però semplice. Va detto comunque che i valori di densità secca compresi tra 70% e 90% non possono essere raggiunti senza l'utilizzo di stacci.

Di contro, rispetto allo stationary pluviation il traveling pluviation garantisce una DI più uniforme e la riduzione del fenomeno di segregazione delle particelle, sia orizzontale sia verticale. L'utilizzo di un impianto di deposizione mobile risulterebbe, pertanto, preferibile per ottenere un campione più omogeneo con una densità relativa uniforme. In ogni caso i valori di densità relativa e di uniformità ottenuti sono soddisfacenti e sono facilmente ripetibili.

Diversi studi sono stati effettuati sui parametri che possono influenzare le tecniche di deposizione a secco (Brandon et al., 1991; Nader & Tumay, 1987; Seiichi Miura & Shosuke Toki, 1982; Lo Presti et al, 1993; Fretti et al., 1995). Di seguito sono riportate le peculiarità evidenziate per ciascuno di questi fattori.

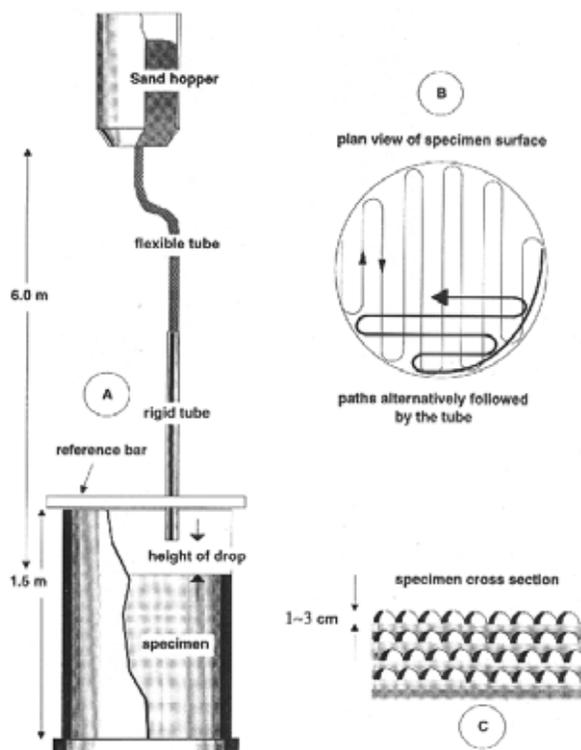
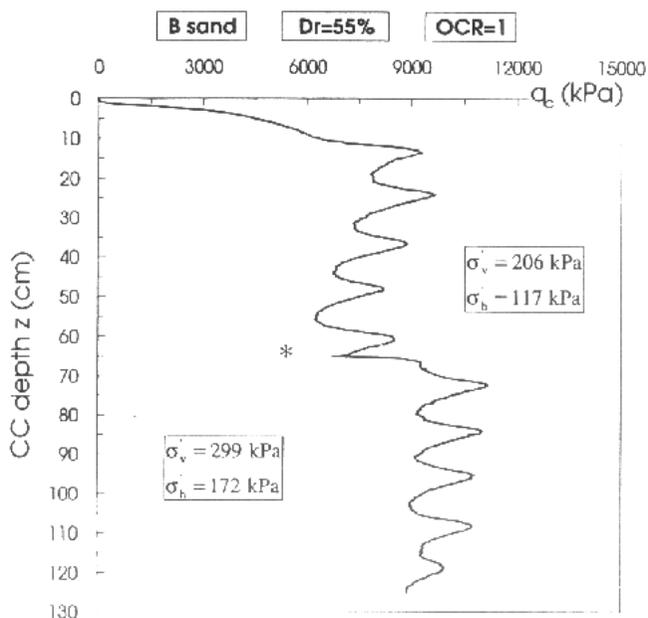


Figura B. 3. Schema dell'impianto di deposizione pluviale mobile utilizzato da Fretti et al. (1995).



* At a depth of 62 cm the cone penetration was interrupted and resumed after an increase of the horizontal and vertical stresses

Figura B. 4. Risultati di una prova CPT eseguita su di un campione preparato con un'attrezzatura di deposizione pluviale mobile.

B.1 Intensità di deposizione

Le evidenze sperimentali hanno evidenziato che l'intensità di deposizione ha maggior controllo sul processo. L'intensità di deposizione (DI) intesa come la quantità, il peso, di terreno che cade per unità di tempo e di superficie. La DI è indice dell'interazione tra i granuli che cadono simultaneamente, interazione che comporta una diminuzione dell'energia cinetica dei granuli. La DI è regolata dalle dimensioni e dal numero di aperture da cui defluisce il terreno. Maggiore è la DI maggiore è questa interferenza, il che comporta una conseguente diminuzione dell'energia cinetica posseduta dai granuli e con essa una diminuzione della densità secca del campione. Lo Presti et al (1992), hanno individuato una relazione biunivoca tra DI e la densità relativa D_r per la sabbia del Ticino, uno dei materiali testati riportata in Figura B. 5.

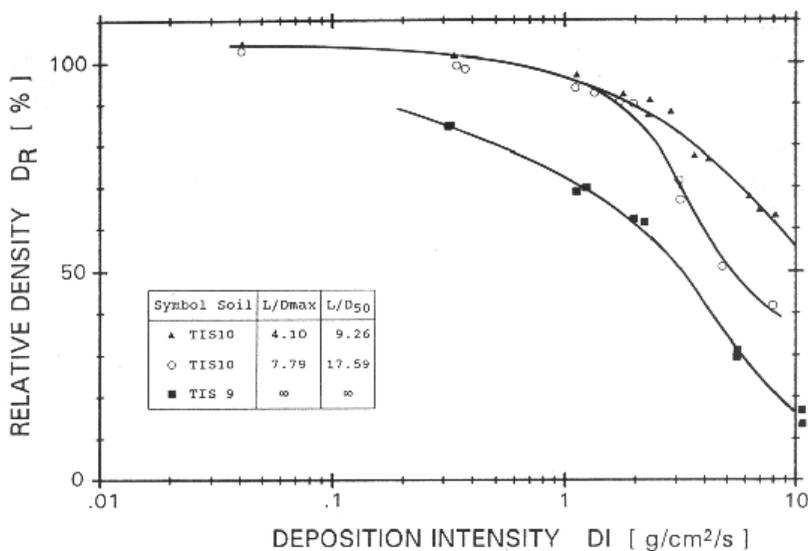


Figura B. 5. Relazione DI-DR da Lo Presti et al. (1992).

La relazione trovata evidenzia un proporzionalità inversa tra l'intensità di deposizione e la densità relativa dei campioni ottenuta. Ovviamente per bassi valori della DI (inferiori ad $1 \text{ g/cm}^2/\text{s}$) le DR ottenute non subiscono sostanziali variazioni. Come detto in precedenza la DI è regolata principalmente da due fattori: la dimensione dell'apertura W attraverso cui cade il materiale, e la velocità V con cui il piatto viene mosso. Uno studio sull'influenza che questi due parametri hanno sul processo è stato effettuato da Berardi (1992) e Smaldone (1992) e Lo Presti et al. (1993). Le esperienze sono state condotte su materiali sabbiosi. Nel caso di Lo Presti et al. (1993) è stata adoperata una sabbia monogranulare, priva di un quantitativo significativo di particelle più fini, per preparare i campioni cilindrici con altezza 14 cm e diametro 7.1 cm. L'altezza di caduta, intesa come distanza tra il piatto e la base superiore del formacampioni, è costante durante il processo e pari a 86 cm. I risultati ottenuti mostrano che DI aumenta con W , mentre fissata W , la DI aumenta al diminuire di V . In particolare si è constatato che: variazioni di $W < 1 \text{ cm}$ permettono di raggiungere valori di DR compresi tra il 35% e il 93%, mentre per valori di $W > 1.0 \text{ cm}$ DR non risente in maniera evidente dell'azione di W . Inoltre per

valori di $V \geq 3$ cm/s e di $W > 1.0$ cm non è possibile valutare la DI in quanto il formacampione si riempie rapidamente. Per quanto inerente la velocità del moto del piatto V è consigliabile mantenerla tra 8 cm/s e 10cm/s per ottenere superfici di deposizione più regolari e strati con più sottili. Va detto, infatti, l'interferenza della struttura stratiforme aumenta con lo spessore degli strati. Tuttavia, se si realizzano campioni a grande scala (ad es. per camere di deposizione), è opportuno ridurre la velocità del piatto V a 4 cm/s, in quanto all'aumentare di V aumenta la componente orizzontale del moto dei granuli dando così origine ad un flusso di particelle non più verticale, ma obliquo. Valori di V molto alti accentuerebbero la formazione di cumuli di particelle in prossimità della superficie laterale del formacampione lungo la direzione del moto del piatto.

Nader N. S. & Tumay M. T. (1987), hanno realizzato uno studio sull'influenza della w utilizzando piatti forati in cui variavano la disposizione, il numero e l'ampiezza dei fori. Fissati i primi due parametri si è osservata una diminuzione di densità del campione in corrispondenza dell'aumento di porosità del piatto. Utilizzando diverse tipologie di piatti si è osservato che a quelle con aperture minori compete una maggiore dispersione nella pioggia di particelle e con essa una densità più alta soprattutto se tale effetto è associato ad una disposizione di un maggior numero di fori. Gli autori suggeriscono di individuare la dimensione minima dei fori che, in assenza di stacci, permetta il raggiungimento di un valore di densità secca minore del 10-15% di quello massimo fissato, e la dimensione massima dei fori che garantisca, in assenza del diffusore, il raggiungimento di un valore di densità secca minore del 10-15% di quello massimo fissato. In quest'ultimo caso, una volta individuata la dimensione massima dei fori va verificata qual è la dimensione minima degli stacci affinché, in presenza di diffusore, il materiale non si depositi sugli stacci stessi. Per quanto riguarda il diffusore, gli autori ne utilizzano uno costituito da due stacci disposti orizzontalmente, paralleli e ad una distanza reciproca di 10 15 cm ed orientati in modo che le maglie dei singoli stacci siano orientate tra loro di 45° . Infine gli autori sottolineano la necessità di garantire la fuoriuscita d'aria durante il fenomeno di deposizione.

Nella sperimentazione di Jewell R. J. Et al. (1980), il piatto perforato ha aperture di 6 mm di diametro disposte su di una griglia triangolare di 80 mm garantendo un'intensità di deposizione pari a 20 kg/min.

Per ottenere campioni con grado di saturazione non nullo è ipotizzabile alternare le fasi di deposizione con fasi di bagnatura o utilizzare un sistema di drenaggio simile a quello proposto da Feng et al. (2000). L'acqua viene fatta filtrare all'interno del campione mantenendone il livello fisso ad una profondità di 25 cm. Il campione di sabbia così ricostruiti hanno un diametro di 60 cm e un'altezza di 50 cm, la densità relativa iniziale compresa tra 30% e 40%.

B.2 Altezza di caduta

Un altro fattore di controllo della deposizione pluviale è l'altezza di caduta intesa come distanza tra l'apertura da cui viene fatto cadere il terreno e la base di arresto delle particelle. In presenza di un diffusore costituito da una serie di stacci disposti per intercettare il flusso di terreno, l'altezza di caduta a cui far riferimento è la distanza tra l'apertura e il primo diffusore, e tra l'ultimo diffusore e la parte superiore del formacampione. Pertanto, l'altezza di caduta può essere individuata una volta fissate le quote del diffusore e del recipiente da cui viene depositato il terreno. Questo è valido solo per campioni di altezza modesta (all'incirca 10 cm). Per campioni con altezza maggiore, dell'ordine di alcune decine di cm, è necessario variare tali quote durante il processo di deposizione in modo che l'altezza di caduta sia sempre costante.

Aumentando l'altezza di caduta si aumentano la velocità e l'energia di impatto delle particelle, ottenendo densità finali più elevate. Tuttavia, a parità di condizioni, è stato provato che superato un certo valore di altezza di caduta, definito come altezza terminale, non si hanno incrementi di densità secca. Quanto detto può essere spiegato come segue. Appena fuoriescono dal diffusore, le particelle di terreno acquistano velocità fino a raggiungere un massimo dipendente dal valore di altezza di caduta imposta. Per altezze non inferiori all'altezza di caduta terminale si raggiunge una condizione di moto stazionario caratterizzato da una velocità definita anch'essa terminale che corrisponde alla massima velocità che le particelle possono acquisire.

I valori massimi di altezza individuati in letteratura sono pari a 50 cm per la sabbia e 75 per la ghiaia (Jewell et al. 1980; Seiichi Miura & Shosuke Toki, 1982; Lo Presti et al. 1992; Lo Presti et al., 1993; Fretti et al. 1995; Cresswell et al., 1999).

Lo Presti et al. (1992, 1993) hanno utilizzato altezze comprese nell'intervallo di 40 cm e 50 cm. Solo nel caso di ghiaia sabbiosa l'altezza di caduta è stata aumentata fino a valori compresi tra 50 cm e 180cm. Nel travelling pluviation (Fretti et al. 1995) le altezze di caduta assegnate variano tra 5 cm e 70 cm ottenendo una densità relativa compresa tra 20% al 70%. Valori maggiori di DR compresi tra 80% e 90% sono stati altresì raggiunti collocando una maglia di dimensione pari a 10 mm al di sotto del tubo rigido (il che evidenzia come la presenza di uno staccio sia necessaria per ottenere DR più alte), e mantenendo un'altezza di caduta minore di 40 cm. In questo caso il diametro interno del tubo è di 22 mm, e può essere ridotto se si trattano materiali più fini. Il tempo necessario ad realizzare l'intero processo è di circa 8 ore, quasi il doppio di quello impiegato utilizzando altri tipi di apparecchiature di deposizione sia fisse che mobili.

Nader et al. (1987) simulano un aumento dell'altezza di caduta ponendo un peso sul terreno. In questo modo si determina un aumento dell'accelerazione delle particelle in uscita dalle aperture. Gli incrementi di densità ottenuta aumentando il peso guida, oppure variando la distanza tra i setacci, o tra i setacci e il piatto, sono risultati trascurabili. Complessivamente dai risultati ottenuti le variazioni più significative di densità sono state rilevate solo per altezze di caduta inferiori a 20 ~ 30 cm. Gli autori suggeriscono di definire l'intervalli dei valori di densità che si vogliono ottenere e successivamente individuare l'altezza di caduta terminale affinché la strumentazione progettata permetta di realizzare la deposizione da un'altezza maggiore o uguale di quella terminale, tenendo presente la disposizione del diffusore al suo interno.

B.3 Diametro delle particelle

A parità di tutti i parametri che regolano la deposizione pluviale i risultati diversi ottenuti su materiali differenti dipendono dal valor medio del diametro delle particelle del terreno. Evidenze sperimentali in merito sono riportate nello studio di Lo Presti et al. (1992). Gli autori hanno interpretato i risultati ottenuti durante le fasi di deposizione considerando i rapporti L/D_{50} e L/D_{Max} tra la dimensione (L) del diffusore (o anche dello staccio superiore) e, rispettivamente, la dimensione massima (D_{Max}) e media (D_{50}) del terreno utilizzato. Come la DI anche tali rapporti

sono una misura delle interazioni tra le particelle, tuttavia essi si riferiscono alle forze interparticellari che nascono in prossimità dell'uscita dei granuli dal diffusore. A parità di DI, minore è il valore di questi rapporti più uniforme è il flusso di sabbia, in quanto diminuendo il valore dei rapporti diminuisce l'entità delle forze interparticellari.

Durante la deposizione i valori di questi rapporti variano nei seguenti intervalli:

$$\frac{L}{D_{\max}} = 4.4 \div 17.6$$

$$\frac{L}{D_{50}} = 1.8 \div 7.8$$

In base ai risultati ottenuti utilizzando un'altezza di caduta pari a 50 cm e sei diffusori si è osservato che per un dato valore di DI la DR diminuisce se L/D_{50} aumenta. Se non si usano stacci il rapporto L diventa infinitamente grande e a tale condizione corrispondono le coppie di DI-DR più basse.

In Tabella B. 1 sono riportate le caratteristiche degli stacci utilizzati da Lo Presti et al. (1992).

Tabella B. 1. Caratteristiche degli stacci utilizzati da Lo Presti et al. (1992).

	Triangle	Circle
Uppermost sieve	$L = 5.0 \text{ mm}$	$L = 9.5 \text{ mm}$
Second sieve	$L^* = 9.5 \text{ mm}$	$L^* = 25.4 \text{ mm}$
Other sieves	$L^* = 25.4 \text{ mm}$	$L^* = 25.4 \text{ mm}$

Nel lavoro di Lo Presti et al. (1993), maggior attenzione viene data all'influenza esercitata dal contenuto di particelle fini. Analogamente a quanto osservato in lavori precedenti riportati in letteratura è emerso che sia il valore di densità relativa DR massimo sia quello minimo aumentano con la percentuale di materiale fine presente

nel terreno utilizzato (Sakai and Yasuda 1977; Lo Presti et al. 1992, Arrigoni 1986, Poet Aglietto 1989). In particolare ad alti valori di DR corrispondono contenuti di materiale fine elevati.

In sintesi la non uniformità spaziale della densità relativa può essere dovuta in parte alla variazione casuale dell'intensità di deposizione durante la deposizione e in parte alla granulometria del terreno ovvero all'uniformità delle dimensioni dei granuli e alla percentuale di materiale fine.

B.4 Fenomeni di frantumazione e di segregazione dei granuli

Un altro vantaggio della tecnica di deposizione pluviale è quello di limitare il fenomeno di frantumazione dei granuli. A differenza di altri metodi quali quelli di vibrazione e di compattazione di tipo statico, la granulometria del campione non viene alterata (Lo Presti et al. 1992).

I processi di frantumazione insieme a quelli di segregazione possono determinare la formazioni di una nube di particelle più fini più accentuata nel caso di terreni sabbiosi e limosi. Per minimizzare tale fenomeno Brandon et al. (1991), hanno realizzato un processo di deposizione sotto vuoto. I risultati ottenuti non sono stati soddisfacenti. Le particelle più fini tendevano a depositarsi sugli stacci creando accumuli di materiale che occludevano le maglie e impedivano al terreno di cadere in modo uniforme e costante.

La sperimentazione realizzata ha comunque evidenziato che la deposizione sotto vuoto attenua il fenomeno di segregazione e aumenta l'energia di impatto delle particelle, tuttavia gli incrementi di densità ottenuti sono comunque bassi e minori di 0.785 kN/m^3

Allegato C: ESPERIENZE CONDOTTE ATTRAVERSO I TENSIOMETRI JET-FILL

I tensiometri jet-fill (vedi Figura C. 1) adoperati per il monitoraggio della suzione in sito sono tensiometri commerciali di tipo tradizionale costituiti da un tubo in plastica alle cui estremità sono inseriti rispettivamente una ad una capsula di pietra porosa ad alto valore di ingresso d'aria (h.a.e.v.), ed un serbatoio di riserva d'acqua dotato di un particolare dispositivo a molla (jet-fill) che permette di risaturare lo strumento pompando acqua all'interno e allontanando le bolle d'aria. Le misure di pressione avvengono tramite un manometro analogico o digitale, inserito lungo il tubo in prossimità del serbatoio. Il tubo viene realizzato in materiale plastico perché presenta il vantaggio di essere un materiale estremamente duraturo anche in presenza di ambienti aggressivi da un punto di vista elettrochimico in virtù della sua bassa conducibilità e della sua natura anticorrosiva.

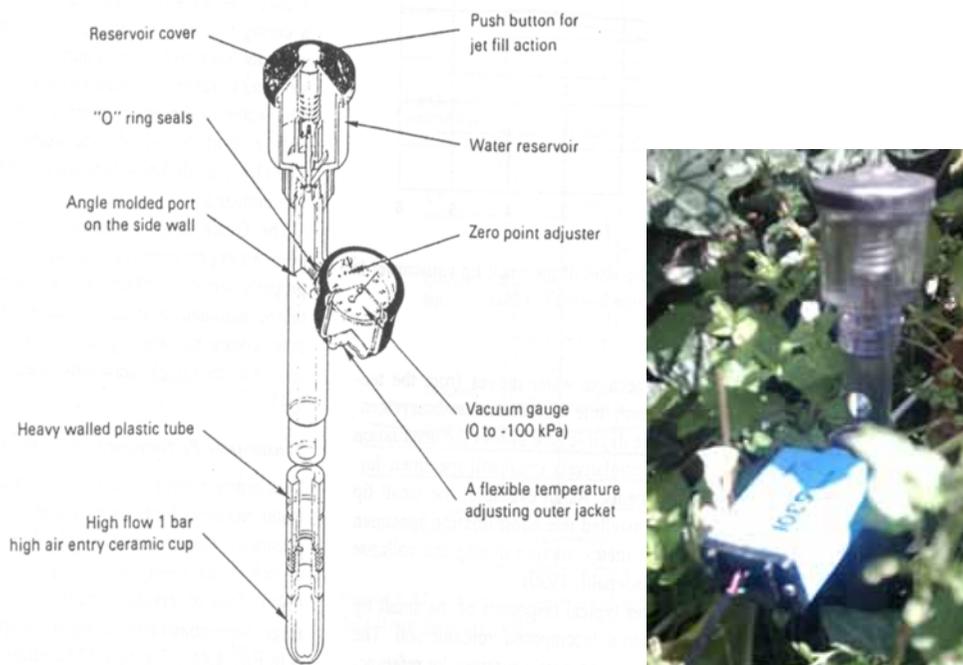


Figura C. 1. Tensiometro tipo Jett - fill.

Tutti gli elementi sono collegati al tubo, che funge così da camera di misura, mediante giunti filettati dotati di "o-ring" di tenuta, per impedire la fuoriuscita di acqua e l'accumulo di aria all'interno. Il diametro del tubo è pari a 20 mm, mentre la sua lunghezza può variare tra 15 cm a 150 cm, a seconda delle profondità che si devono raggiungere. In commercio esistono anche prolunghe di lunghezza variabile con cui è possibile raggiungere profondità maggiori, tuttavia non è conveniente estendere eccessivamente la lunghezza del tubo in quanto maggiore è tale lunghezza minore è la suzione che lo strumento può leggere. La lettura effettuata dallo strumento coincide, infatti, con il valore di pressione negativa dell'acqua al livello del manometro. Nell'interpretare le misure è necessario pertanto aggiungere alla pressione rilevata alla sommità dello strumento, la pressione esercitata dalla colonna d'acqua che insiste sul punto di misura (capsula porosa) funzione della lunghezza del tubo proiettata in direzione verticale. Per un tubo lungo 1.50 m è necessario ad esempio aggiungere un incremento di pressione positiva di circa 15 kPa.

La punta porosa è lunga 8.0 cm e ha lo stesso diametro del tubo. Il valore di ingresso d'aria della pietra è di 100 kPa pari al fondoscala nominale dello strumento (il tensiometro ha un campo teorico di misura del tensiometro è compreso tra 0 kPa e -100 kPa). Tuttavia la suzione massima che può essere letta dai tensiometri non supera 80 ÷ 90 kPa.

La risposta del tensiometro dipende dall'accuratezza della saturazione dello strumento prima della sua installazione. Questa operazione consiste nella saturazione della capsula di pietra porosa e successivamente della camera di misura facendo attenzione ad allontanare eventuali bolle d'acqua intrappolate all'interno dello strumento. In primo luogo è opportuno utilizzare acqua de-aerata. La pietra porosa viene saturata lasciando defluire per gravità l'acqua all'interno del tubo. Successivamente la pietra viene lasciata immersa nell'acqua per qualche ora. Per evitare che bolle d'aria rimangano attaccate alle pareti del tubo è opportuno riempire il tensiometro non facendo cadere l'acqua dall'alto, ma introducendola dalla base dello strumento mediante l'uso di un tubicino flessibile inserito all'interno. Il tensiometro viene chiuso serrando su di esso il serbatoio. A questo punto bisogna praticare il vuoto (pressione negativa pari a circa 80 kPa) per circa 60 secondi all'interno del tubo stesso, in modo da rimuovere le bolle presenti in corrispondenza

dei pori della pietra ceramica, delle asperità dovute ad imperfezioni costruttive delle pareti del tubo e dei giunti per la connessione al misuratore di pressione.

Quest'ultima operazione deve essere ripetuta fino alla completa rimozione delle bolle d'aria dalla strumentazione. L'aria può essere allontanata mediante l'uso di una pompa a vuoto manuale, o nel caso dei tensiometri jet-fill, utilizzando il dispositivo a molla. La pietra porosa va quindi completamente immersa in acqua de-aerata fino all'installazione, in modo da evitare la desaturazione della pietra.

La procedura da seguire per l'installazione deve essere tale da garantire un buon contatto tra la pietra porosa ed il terreno, in modo che ci sia continuità tra l'acqua contenuta nel terreno e quella di saturazione della punta in ceramica. Adottando tale accorgimento l'acqua contenuta nel tensiometro tenderà ad entrare in equilibrio con l'acqua contenuta nel terreno, instaurando un moto di filtrazione. Raggiunta la condizione di equilibrio la pressione dell'acqua nel tensiometro eguaglierà la pressione neutra dell'acqua nel terreno. La velocità di filtrazione è funzione della porosità della punta ceramica e della permeabilità del terreno in cui è installata la strumentazione. Naturalmente, i tempi di risposta sono inversamente proporzionali alla permeabilità dei terreni interessati. Nel caso in esame i terreni studiati con questo sistema hanno permeabilità sufficientemente elevate da poter garantire tempi di risposta ragionevoli.

È opportuno che anche il tubo di plastica sia ben inserito nel terreno per evitare che si creino percorsi preferenziali di acqua piovana lungo il tubo tali da inficiare le misure in prossimità della pietra.

Sempre per quanto detto prima è necessario installare lo strumento nel terreno in posizione verticale, in questo modo è sempre nota l'altezza della colonna d'acqua che insiste sulla pietra.

Per l'installazione dei tensiometri di lunghezza superiore ai 45÷60 cm è stato necessario utilizzare una trivella. Raggiunta la profondità prefissata, la pietra ceramica è stata spinta a mano nel terreno per altri 15 cm, in modo da assicurare un perfetto contatto con il terreno circostante. Quindi, al fine di evitare che l'intercapedine tra le pareti del foro ed il tubo tensiometrico costituisca una via preferenziale per il deflusso di acque meteoriche, è stato necessario sigillare l'intercapedine stessa con terreno derivante dalla realizzazione del foro e realizzare

un tappo in sommità di spessore pari a circa 15 cm con una miscela cemento – bentonite.

Periodicamente bisogna effettuare una manutenzione degli strumenti installati per eliminare aria all'interno dello strumento. La presenza di aria può essere dovuta a diverse cause. Ad esempio l'aria disciolta nell'acqua può liberarsi a causa di variazioni di temperatura o di pressione. Inoltre alti valori di suzione possono provocare fenomeni di cavitazione a causa del gradiente presente tra l'acqua di porosità del terreno e quella all'interno del tensiometro. Altre bolle d'aria possono accumularsi anche per effetto della filtrazione dell'acqua dal tensiometro al terreno o per diffusione. La presenza di bolle d'aria può compromettere la correttezza delle misure effettuate, riducendo l'altezza della colonna d'acqua che insiste sulla pietra porosa, o, sempre a causa della desaturazione, provocando valori di pressione inspiegabilmente nulli o tendenti a valori positivi. Quindi è necessario recarsi in sito in per risaturare il sistema (attraverso l'utilizzo della capsula jett – fill). Le operazioni di saturazione vanno effettuate mediamente ogni una o due settimane, tuttavia in base dipende dalle condizioni climatiche tale frequenza può aumentare o diminuire in funzione delle variazioni della suzione e del contenuto d'acqua del terreno.

Nell'ambito di questa ricerca, prima dell'installazione in sito i tensiometri sono stati testati in laboratorio per verificare l'effettiva potenzialità.

È stato realizzato un sistema di prova costituito da un contenitore cilindrico con un volume di 0.1 m³, riempito con materiale piroclastico prelevato ai piedi della collina di San Pantaleone in prossimità dalle zone dell'autostrada. Il cassone è stato dotato di un drenaggio inferiore per permettere la saturazione completa del campione. Nel contenitore sono stati installati due tensiometri tipo jett - fill con profondità della pietra porosa pari a 60 cm.

Il campione è stato sottoposto a diversi cicli di essiccamento e di umidificazione intervallati da fasi con contenuto d'acqua medio costante. Durante le fasi di umidificazione sono stati immessi volumi d'acqua noti e la superficie limite è stata coperta con della carta da filtro per evitare l'erosione ed assicurare una distribuzione uniforme dell'acqua. Successivamente si è atteso che tale quantitativo diminuisse per evaporazione o attraverso il drenaggio inferiore. In questa fase è stato possibile valutare la variazione di suzione al variare del contenuto d'acqua e

contemporaneamente verificare la stabilità, la ripetibilità e la rappresentatività delle misure nel tempo.

Nel corso di ogni fase sono state eseguite le seguenti operazioni:

- determinazione dei tempi di risposta del tensiometro a variazioni di contenuto d'acqua e di suzione nel cassone;
- determinazione dei tempi necessari all'equalizzazione delle misure tensiometriche nelle fasi successive alle operazioni di manutenzione, i quali sono stati determinati per diversi valori della suzione;
- determinazione della velocità di desaturazione dello strumento per diversi valori della suzione e conseguente valutazione dell'intervallo temporale in cui la misura è attendibile;
- comparazione tra le misure ottenute con i due tensiometri.

Particolare attenzione è stata posta alla manutenzione, ossia alla fase di eliminazione delle bolle d'aria eventualmente presenti con la procedura consigliata dalla casa costruttrice dello strumento e descritta in precedenza. E' stata controllata la diffusione dell'aria nel tensiometro, misurando l'abbassamento nel tempo del livello d'acqua all'interno del tubo.

Le letture ai manometri sono state eseguite con cadenza giornaliera per circa un mese, poi la sperimentazione è stata interrotta per cause tecniche, quindi è stato ricostruito un sistema con caratteristiche analoghe al precedente, proseguendo con la sperimentazione per circa due mesi.

In Figura C. 2 e in Figura C. 3 sono riportati per ciascun periodo di sperimentazione e per ogni fase l'andamento delle misure al manometro per i due tensiometri in funzione del tempo.

Si osserva che quanto maggiore è la suzione tanto più rapido è il processo di diffusione di aria nel tubo di collegamento del tensiometro. In particolare si è riscontrato che il gradiente con cui cresce la velocità di desaturazione dell'asta tensiometrica ha un sensibile incremento per suzioni maggiori di 30 kPa.

E' evidente, inoltre, come il parziale svuotamento porti ad un errore di valutazione della suzione. Si deve osservare che il tempo di desaturazione dello strumento è funzione della lunghezza del tubo di collegamento. Per tubi corti sebbene la

variazione di colonna d'acqua sia limitata (assieme all'errore di misura) lo strumento entra subito fuori servizio.

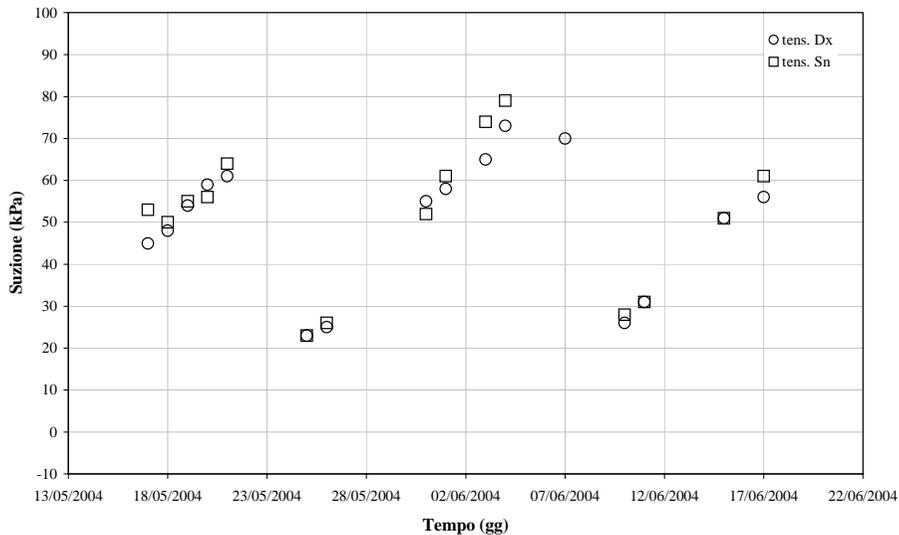


Figura C. 2. Sperimentazione in laboratorio – fase 1 –
letture al manometro.

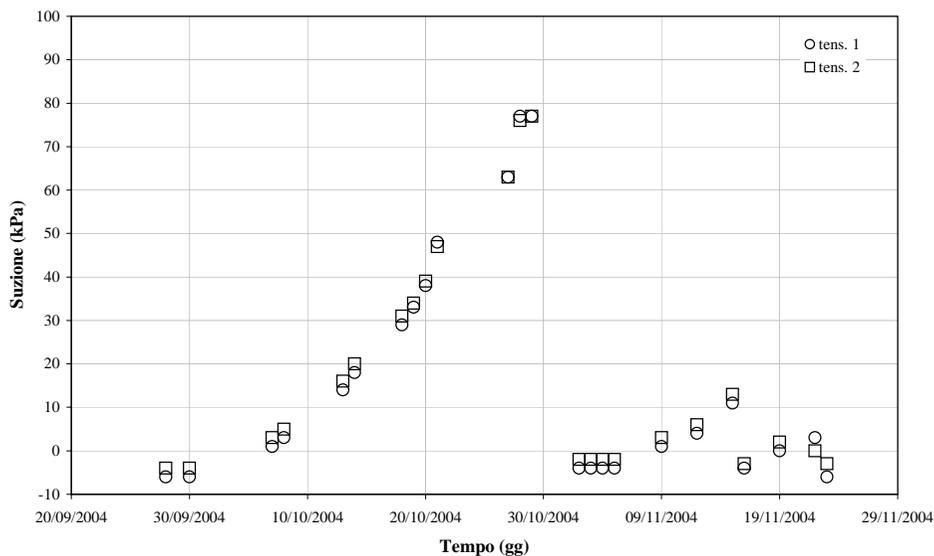


Figura C. 3. Sperimentazione in laboratorio – fase 2 –
letture al manometro.

Allegato D: MISURE DI SUZIONE E DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI RITENZIONE IDRICA

D.1 Introduzione

Diverse campagne sperimentali riportate in letteratura (Rampino et al. 1999, Romero et al 2004, Alonso et. al 1990, Cui & Delage 1996, Di Maio 1998), hanno ormai consolidato l'influenza della suzione sul comportamento idro-meccanico dei terreni parzialmente saturi.

È possibile affermare, ad esempio, che l'incremento della resistenza di un terreno parzialmente saturo dovuto ad un incremento della suzione sia oggi uno dei principi della moderna meccanica delle terre, così come, da un punto di vista idraulico, è ormai consolidata l'influenza della suzione sulla permeabilità del mezzo trifase (solido – liquido - fluido gassoso).

In tutti i campi della geotecnica, la ricerca è orientata ad estendere questi concetti nelle pratiche applicative. Nel caso in esame relativo alla stabilità dei pendii ed in particolare all'innescò dei fenomeni franosi, risulta di grande interesse riuscire ad quantizzare in modo accurato una relazione che descriva il legame tra eventi pluviometrici e l'innescò delle frane.

Ad oggi diversi tentativi sono stati sviluppati per individuare una relazione tra le quantità di pioggia cadute, ovvero le altezze di pioggia, e l'innescò delle colate per determinare un sistema di pre-allarme da questi eventi. In genere questi sistemi si basano sulla stima probabilistica del verificarsi di una colata a seguito di un determinato evento meteorico caratterizzato dalla durata e dalla intensità di pioggia. Le relazioni empiriche individuate sono generalmente molto cautelative in quanto non hanno alcun riferimento all'effettiva variazione del contenuto d'acqua del terreno. Una misura in sito di queste variazioni potrebbe essere significativa ai fini della stima delle condizioni di sicurezza di un pendio rispetto a fenomeni di colata rapida.

La misura diretta del contenuto d'acqua può essere determinata attraverso il prelievo di un campione indisturbato calcolando la differenza tra i valori ottenuti da una doppia pesata, la prima relativa al provino al contenuto d'acqua naturale e la

seconda al provino essiccato. Tale misura risulta tuttavia inadeguata nella gestione dei problemi di sicurezza di un pendio, per i quali sarebbe necessaria una misura in continuo del contenuto d'acqua e una trasmissione a distanza della misura. Per tale motivo è necessario riferirsi a misure di tipo "indiretto", ovvero a misure di altre grandezze fisiche che, correlabili in modo fisicamente chiaro e dimostrato al contenuto d'acqua, sono anche acquisibili in continuo.

Tra le misure indirette del contenuto d'acqua più diffuse sono quelle ottenute dalle misure di suzione, conducibilità elettrica e potenziale spontaneo. Sono stati sviluppati diversi strumenti di tipo commerciale in grado di effettuare in continuo le misure di queste grandezze. Spesso, come descritto nel capitolo precedente a corredo di tali strumenti vengono installate stazioni meteorologiche con l'obiettivo di acquisire quelle variabili meteorologiche (altezze di pioggia, umidità relativa, pressione e temperatura dell'aria, velocità del vento) legate, in un sottosuolo, alle variazioni di contenuto d'acqua. Ciò al fine di correlare misure di contenuto d'acqua (effetti) e variabili meteorologiche (cause o, se si preferisce, condizioni al contorno associabili agli effetti).

D.2 Generalità sulle Misure di Suzione

Un terreno non saturo è un mezzo trifase costituito da una fase solida (particelle), una fase liquida (di solito acqua libera e aria disciolta) e una fase gassosa (di solito aria e vapor d'acqua).

Il comportamento meccanico di un terreno parzialmente saturo dipende essenzialmente dall'interazione tra fase liquida e fase solida (Fredlund e Rahardjo, 1993). Quest'ultimo meccanismo è regolato da due fenomeni, la capillarità e l'adsorbimento, dovuti entrambi alla nascita di interazioni di tipo fisico-chimico tra le molecole delle sostanze in gioco. Infatti, come noto, su molecole appartenenti alla superficie di separazione tra due fasi diverse agiscono forze dovute sia all'attrazione tra molecole dello stesso tipo (coesione), sia all'attrazione tra molecole di tipo diverso (adesione).

In particolare, la superficie di separazione liquido-gas si comporta come una membrana tesa soggetta ad uno sforzo uniforme di trazione determinato dalla coesione molecolare, noto in letteratura come tensione superficiale.

Gli effetti dovuti alla combinazione delle azioni capillari dovute alla tensione superficiale e delle forze di adesione su un terreno non saturo possono essere illustrati ricorrendo all'analogia tra il singolo meato presente nel terreno ed un tubo capillare (Figura D. 1).

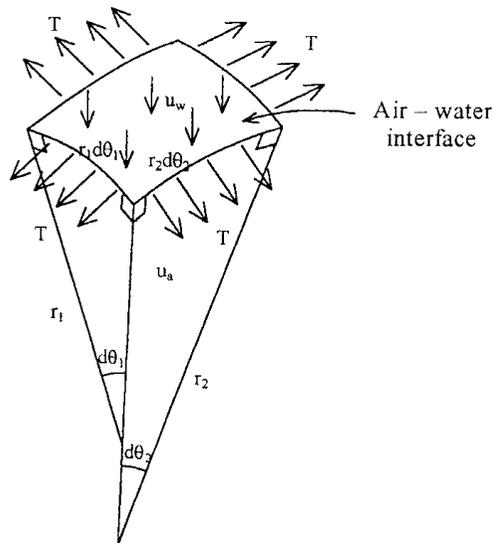


Figura D. 1. Sforzi agenti su di un elemento di interfaccia aria - acqua (Wheeler, 1996).

Per effetto della tensione superficiale e dell'angolo di inclinazione delle forze di interazione l'acqua risale nel tubo stesso di un'altezza h che dipende dal valore della tensione superficiale stessa e dalla sezione del tubo. Per l'equilibrio idrostatico tra i punti B, A ($u_{wA} = u_{wB} = 0$) e C si ha:

$$u_{wC} = - \rho_w g h \quad (D. 1)$$

ovvero la pressione interstiziale dell'acqua presente nel tubo capillare è negativa, ossia inferiore al riferimento atmosferico.

Si definisce suzione la differenza ($u_a - u_w$) che nel caso in esame è proprio pari a $\rho_w g h$.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione in direzione verticale della superficie d'interfaccia si ottiene la relazione che lega la suzione alla tensione superficiale T e ai raggi principali di curvatura r_1 e r_2 con cui tale tensione si esplica al contatto tubo-acqua:

$$u_a - u_w = T \cdot \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (\text{D. 2})$$

Se i raggi di curvatura coincidono e vengono espressi in funzione del raggio del tubo capillare (Figura D. 2) e dell'angolo di contatto θ tra l'acqua ed il tubo capillare stesso, la (D. 2) si specializza nell'espressione:

$$u_a - u_w = - \frac{2T \cos \theta}{r} \quad (\text{D. 3})$$

Il valore massimo ed il valore minimo dell'angolo di contatto sono rappresentati, rispettivamente, dall'angolo di avanzamento (θ_a) e dall'angolo di recessione (θ_r) riportati in Figura D. 3.

Se si considera un tubo capillare con superficie del pelo libero orizzontale, l'evaporazione di liquido comporterà incrementi della curvatura della superficie del menisco capillare, che tende a formare un angolo di contatto pari proprio a θ_r . Raggiunto il valore dell'angolo di recessione caratteristico dei materiali a contatto ulteriori evaporazioni non comportano variazioni nella curvatura del menisco e, di conseguenza del valore della pressione neutra, che sarà pari a:

$$u_w = - \frac{2T \cos \theta_r}{r} \quad (\text{D. 4})$$

La tensione superficiale dipende dalla temperatura. In un problema isoterma (differenza a primo membro della D. 2 o della D. 3), assimilando il tubo capillare ad un meato del terreno e considerando per semplicità angolo di contatto nullo, la suzione aumenta al diminuire dei raggi di curvatura. Per ovvie considerazioni di tipo

geometrico, la suzione è tanto più grande quanto più piccole sono le dimensioni del vuoto nel quale la fase liquida risiede.

La tensione superficiale agente nel menisco capillare si trasmette ovviamente alle pareti del tubo. La componente verticale della forza trasmessa produce sollecitazioni di compressione nelle pareti del tubo stesso. In analogia con quanto descritto, in un terreno, in corrispondenza della frangia capillare, laddove cioè il mezzo è parzialmente saturo, si producono azioni di compressione sullo scheletro solido che incrementano la resistenza al taglio del terreno.

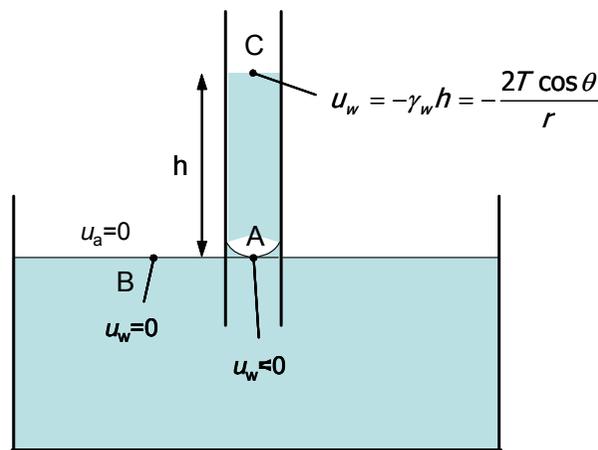


Figura D. 2. Tubo capillare.

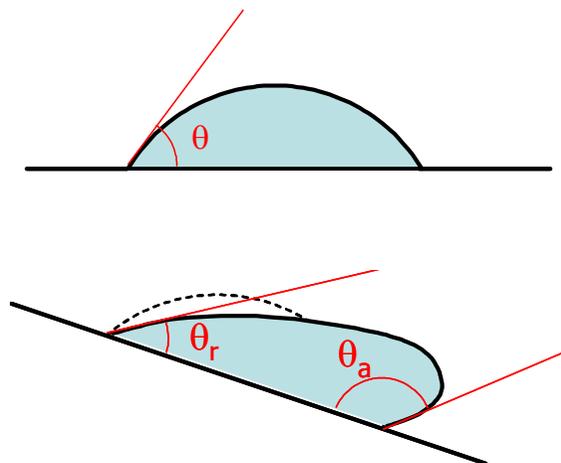


Figura D. 3. Angolo di recessione (θ_r) ed angolo di avanzamento (θ_a).

In Tabella D. 1 sono riportati alcuni valori della suzione ($u_a - u_w$) e della pressione interstiziale in funzione del diametro del tubo capillare (con $\theta=0$ e $T=0.073$ N/m, corrispondente alla temperatura 20°C). E' possibile notare come il valore della pressione dell'acqua possa essere inferiore allo zero assoluto. Nei terreni argillosi controllano la suzione sia l'acqua adsorbita sia la presenza di menischi capillari; nei terreni sabbiosi, invece, l'adsorbimento è trascurabile e i fenomeni capillari rivestono ruolo fondamentale. La predominanza del primo o del secondo meccanismo è inoltre funzione del grado di saturazione del terreno; in particolare, per valori ridotti del grado di saturazione prevalgono meccanismi di tipo osmotico ed elettrostatico, mentre aumenta l'importanza dei fenomeni di capillarità al crescere del contenuto d'acqua.

Tabella D. 1. Valori della pressione dell'acqua in funzione del raggio del tubo capillare.

	sabbia ↓	limo ↓	argilla ↓
r (μm)	10	1	0.1
$u_w - u_a$ (kPa)	-14.6	-146	-1460
u_w (kPa)	85.4	-46	-1360

In un terreno la configurazione assunta dall'interfaccia aria-acqua in prossimità del contatto con le particelle è influenzata dal tipo di materiale costituente le particelle stesse; generalmente essa si presenta convessa verso l'acqua e la fase liquida, come conseguenza della (D. 4), è a pressione inferiore alla pressione della fase gassosa.

Ricordiamo brevemente, come già accennato nel primo capitolo che la differenza $s = u_a - u_w$, è la suzione di matrice s , e rappresenta una delle due componenti dell'energia libera dell'acqua di porosità. La seconda componente rappresenta invece, in un processo isoterma, l'aliquota di energia necessaria ad allontanare dal generico menisco una molecola d'acqua sottoposta all'effetto isolato prodotto dalla concentrazione dei sali in soluzione. Accanto alla suzione di matrice s si definisce

quindi la suzione osmotica π . La somma di s e π viene indicata in letteratura come suzione totale.

La componente osmotica della suzione dipende dalla concentrazione di sali disciolti in acqua, mentre la suzione di matrice è legata essenzialmente alle variazioni di contenuto d'acqua.

Tabella D. 2. Sistemi per la misura della suzione e delle sue componenti (Fredlund e Rahardjo, 1997).

STRUMENTO	SUZIONE MISURATA	RANGE (kPa)	COMMENTI
Psicrometro	Totale	100 - ~ 8000	Richiesta temperatura ambientale costante.
Carta da filtro	Totale	(Intero)	Può misurare la matrice di suzione se in diretto contatto con il terreno.
Tensiometro	Pressione neutra negativa o suzione se l'aria è a pressione atmosferica.	0 - 90	Difficoltà con cavitazione e la diffusione dell'aria nella punta porosa.
Null-type pressure plate (traslazione degli assi)	Matrice	0 - 1500	Il range di misura funzione del valore di ingresso dell'aria nel disco ceramico.
Sensori termici	Matrice	0 - ~ 400	Misura indiretta con utilizzo di sensori di ceramica con dimensioni dei pori variabili.
Pore fluid squeezer	Osmotica	(Intero)	Si utilizza con lo psicrometro o con misure di conducibilità elettrica

Gli strumenti presenti in commercio per la misura della suzione consentono di misurare una delle due componenti o la suzione totale. In

Tabella D. 2 sono sintetizzati alcuni dei sistemi di misura della suzione più diffusi con i relativi intervalli di misura. Ovviamente ciascuna sonda ha delle peculiarità specifiche per il tipo di utilizzo (ad esempio, misura in sito o in laboratorio).

Usualmente per gli scopi preposti la sola componente di suzione di interesse è quella di matrice in quanto direttamente legata alle variazioni di contenuto d'acqua. Una variazione della suzione totale in genere avviene in sito a seguito di variazioni di suzione di matrice (Fredlund e Rahardjo, 1988) e pertanto, in un'ottica nella quale interessano essenzialmente le variazioni piuttosto che i valori assoluti, possono essere utili nel progetto sia strumenti che determinano la suzione di matrice sia strumenti che consentono di effettuare misure della suzione totale.

Un metodo molto diffuso per la misura di alti valori di suzione consiste nel misurare la pressione del vapore in equilibrio con l'acqua di porosità (misure di umidità relativa del terreno). Infatti, la misura diretta della suzione per valori molto alti in genere non è agevole per l'insorgere di problemi legati ai valori di pressione relativa negativa dell'acqua di porosità (cavitazione, diffusione etc). Questo metodo sfrutta il principio per il quale la pressione del vapore in equilibrio con l'acqua interstiziale (minore della pressione di vapor saturo) è funzione della suzione totale¹. Ad una temperatura fissata la suzione totale è legata all'umidità relativa, definita come rapporto tra la pressione parziale del vapor d'acqua nei pori e la pressione di saturazione su di una superficie piana alla stessa temperatura.

La misura dell'umidità relativa di un terreno può essere eseguita seguendo un approccio di tipo diretto, attraverso l'utilizzo di psicrometri a termocoppia, o, in alternativa, in modo indiretto, con l'impiego di carta da filtro.

Lo strumento più diffuso per la misura diretta è lo psicrometro Peltier, nel quale il valore dell'umidità relativa è correlato alla differenza di temperatura che si instaura all'equilibrio tra un bulbo asciutto e il bulbo umido (Figura D. 4).

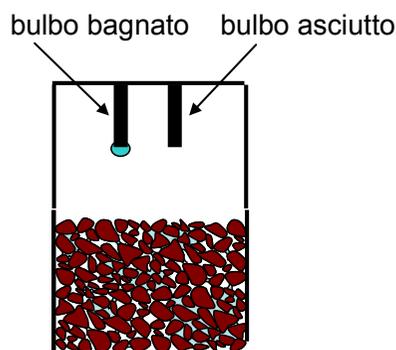


Figura D. 4. Schema del metodo utilizzato dallo psicrometro.

¹ In condizioni di equilibrio le due componenti della suzione sono legate all'umidità relativa (P/P_o) attraverso la seguente espressione [Edlefsen e Anderson, 1943]:

$$\psi = s + \pi = - \left(\frac{RT}{V_{\text{mol}}} \right) \ln \left(\frac{P}{P_o} \right) \quad (\text{D. 5})$$

Il passaggio di corrente in un circuito chiuso costituito da due metalli diversi genera un gradiente di temperatura attraverso i metalli stessi (effetto Peltier). Sfruttando tale effetto, nello psicrometro a termocoppia si genera una corrente nota in una termocoppia con giunzioni costituite da metalli differenti. In tal modo viene prodotta una riduzione di temperatura in corrispondenza di una delle due giunzioni fino al raggiungimento della temperatura di rugiada dell'ambiente nel quale la termocoppia è immersa. L'acqua che si condensa sulla giunzione tende ad evaporare, inducendo sulla giunzione un'ulteriore riduzione di temperatura associata a una forza elettromotrice, la cui entità è funzione della pressione del vapore acqueo presente nell'ambiente circostante. La misura deve essere effettuata in ambiente a temperatura controllata, in cui è immerso il campione di terreno, assicurando che il sistema si equilibri in modo che le caratteristiche fisiche dell'aria nella quale avviene la misura siano le stesse dell'aria presente nei pori del terreno.

La corrispondenza funzionale (taratura) tra forza elettromotrice misurata e suzione si determina preliminarmente correlando i microvolt generati dalla termocoppia a valori di suzione imposti o misurati attraverso altre tecniche (Figura D. 5). In genere il sistema si tara su misure di pressione osmotica indotta (ad una temperatura prefissata) in una carta da filtro dalla saturazione con soluzioni di NaCl o di KCl. Valori di suzione osmotica della carta da filtro sono tabellati in funzione della temperatura e della molalità della soluzione con cui è saturata (Lang, 1967).

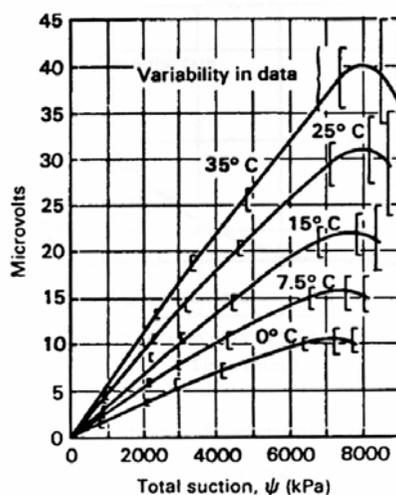


Figura D. 5. Curve di calibrazione di uno psicrometro (da Richards, 1948)

E' bene porre l'accento sulla necessità di effettuare la misura in un ambiente termicamente controllato, nel quale la temperatura sia costante durante le diverse fasi della misura. Alcune esperienze (Krahn e Fredlund, 1972) evidenziano come sia necessario controllare la temperatura con un'accuratezza di $\pm 0.001^{\circ}\text{C}$ al fine di ottenere accuratezze sulla misura della suzione di circa 10 kPa. Allo scopo le termocoppie sono tipicamente protette con contenitori termostatici, costituiti da capsule porose.

Il tempo di equalizzazione dello strumento è fortemente condizionato dal tipo di capsula porosa adottato (Figura D. 6) e dal livello di suzione al quale si effettua la misura. Esso varia da poche ore per suzioni dell'ordine di alcuni MPa a circa due settimane per livelli di suzione totale intorno a 100 kPa (Richards, 1948).

L'utilizzo di capsule in ceramica comporta in genere tempi di equalizzazione (e quindi di risposta dello strumento) così lunghi da rendere la misura stessa non utile a fini pratici, specie in quei settori applicativi che vedono il processo monitorato evolvere rapidamente nel tempo.

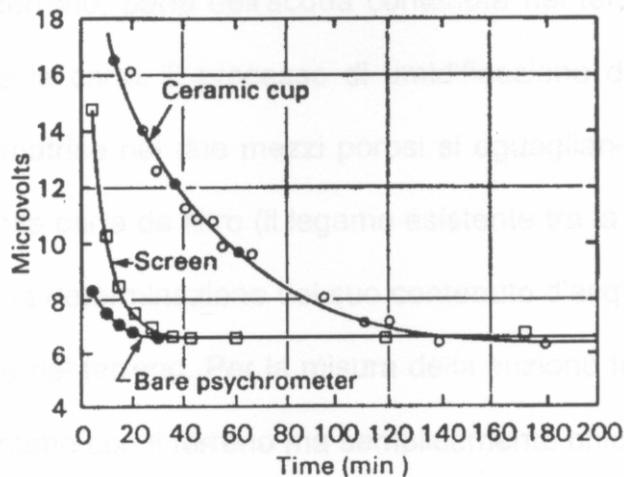


Figura D. 6. Tempi di equalizzazione di psicrometri dotati di capsule diverse (Brown, 1970)

Le principali cause di non significatività delle misure eseguite con gli psicrometri sono legate alle variazioni di temperatura dell'ambiente esterno ed al riscaldamento dei circuiti dello psicrometro causati da irraggiamento proveniente dall'esterno (Rawlis e Campbell, 1986). Per questo motivo gli psicrometri sono poco adatti all'utilizzo in sito dove tipicamente le variazioni di temperatura, seppure modeste nel comune sentire, sono eccessive rispetto all'esigenza di raggiungere livelli di accuratezza accettabili nelle misure di suzione.

Un tentativo di superare i limiti di utilizzo in sito degli psicrometri tradizionali è rappresentato dallo psicrometro a termocoppia con doppia giunzione (Figura D. 7). In questo psicrometro (denominato anche psicrometro a temperatura compensata) sono relativamente assenti segnali elettrici indesiderati associati a oscillazioni della temperatura esterna. La strategia di misura consiste nel compensare gli effetti delle variazioni di temperatura esterna attraverso la generazione di una forza elettromotrice di segno opposto di intensità proporzionale alla variazione di temperatura stessa.

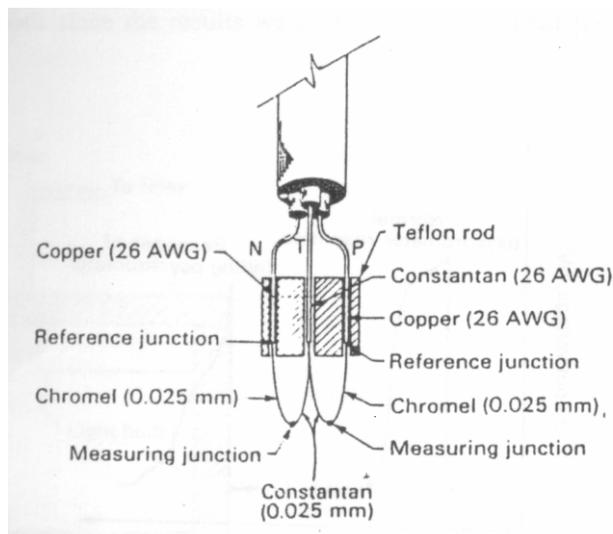


Figura D. 7. Psicrometro a termocoppia Peltier a doppia giunzione (Van Haveren e Brown, 1972)

Il metodo della carta da filtro è utilizzato per la misura indiretta della suzione. La procedura utilizza la carta da filtro come sensore, basandosi sul principio che ponendo un foglio di carta da filtro asciutto in contatto (diretto o indiretto) con il terreno si stabilisce uno scambio di umidità tra i due corpi tale da portare l'acqua contenuta nella carta da filtro in equilibrio idraulico (cioè alla medesima suzione) con l'acqua di porosità del terreno con cui è a contatto (Figura D. 8).

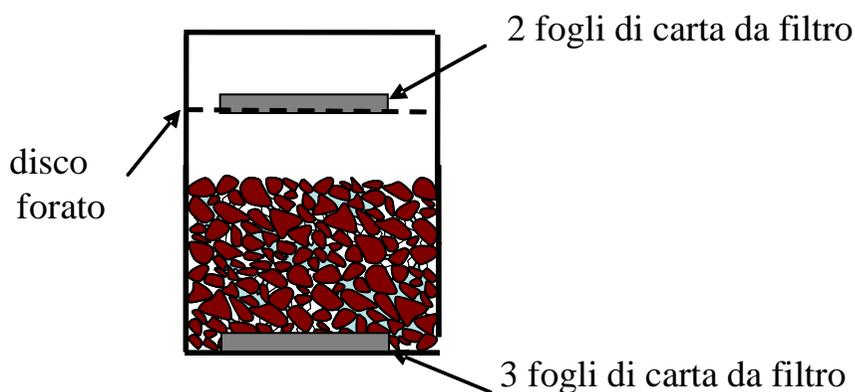


Figura D. 8. Schema del metodo della carta da filtro in contatto e non in contatto.

Il metodo è codificato dalla ASTM (ASTM Committee D18 on Soil and Rock, 1992) e consente di effettuare misure di suzione in un intervallo compreso tra poche unità di kPa e 30 MPa (Ridley e Burland, 1993).

Se un foglio di carta da filtro asciutto è posto in contatto diretto con un campione di terreno (caso A) si genera un flusso di acqua dal terreno alla carta da filtro che si arresta quando è stato raggiunto l'equilibrio. Se un foglio asciutto viene sospeso al di sopra del campione all'interno di un contenitore chiuso (caso B) si genera un flusso d'acqua allo stato di vapore tra campione e aria presente nel contenitore e, a seguire, dall'aria verso la carta da filtro. Raggiunto l'equilibrio idraulico il contenuto d'acqua della carta da filtro è correlabile alla suzione agente nella carta da filtro che è correlabile, in linea teorica, con la suzione presente nel campione. La suzione

misurata rappresenta quella di matrice in presenza di contatto carta da filtro-terreno (caso A), rappresenta la suzione totale nel caso di assenza di contatto (caso B).

La relazione tra il contenuto d'acqua del foglio e la suzione è preliminarmente caratterizzabile attraverso altre procedure. Per ciascuna categoria di carta da filtro viene in genere fornita una curva di taratura con caratteristiche analoghe a quelle riportate in Figura D. 9. La curva di calibrazione in genere ha andamento bilineare: nella parte inferiore del diagramma i valori di suzione corrispondono a contenuti d'acqua per i quali sono preponderanti fenomeni di capillarità, mentre nella parte superiore è rappresentato il campo di contenuti d'acqua regolati essenzialmente da fenomeni di adsorbimento (Miller e McQueen, 1978).

Le misure con carta da filtro richiedono la capacità di apprezzare modestissime variazioni di peso, dell'ordine di 0.0001 g, ed è pertanto necessario disporre di bilance ad elevatissima accuratezza. La velocità con cui viene realizzata la misura deve essere considerevole per prevenire variazioni del contenuto d'acqua del foglio per scambio di umidità con l'ambiente esterno.

La Figura D. 10 riporta i tempi di equalizzazione di misure realizzate con la carta da filtro. E' possibile osservare che la stabilizzazione delle misure richiede tempi di circa una settimana.

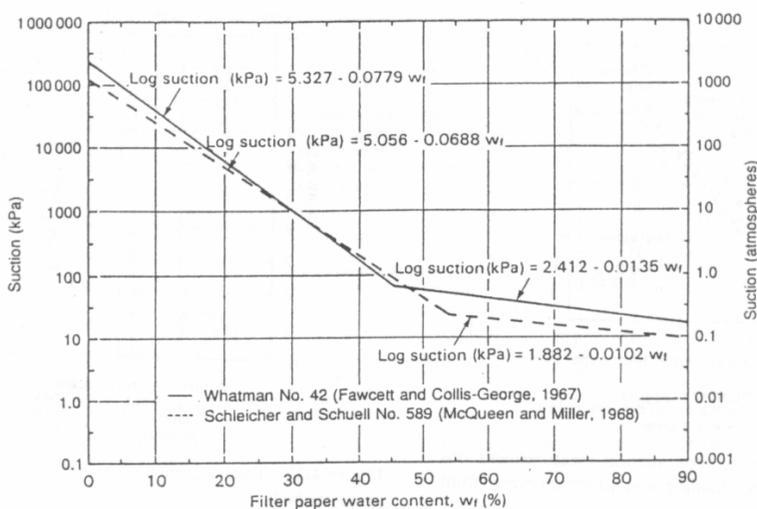


Figura D. 9. Curve di calibrazione relative a due tipi di carta da filtro.

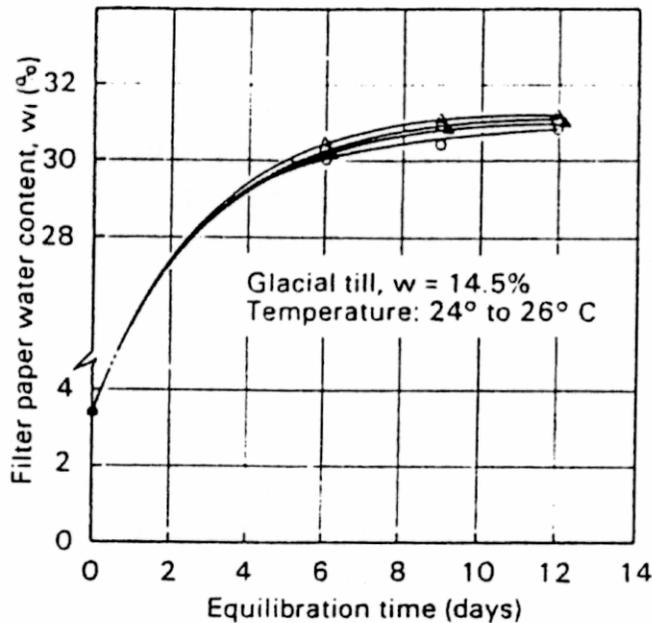


Figura D. 10. di equalizzazione della carta da filtro (Tang, 1978).

Sono stati effettuati numerosi tentativi di utilizzo della carta da filtro per la misura in sito della suzione attraverso apparecchiature costituite da più fogli di carta da filtro (Gourley e Schreiner, 1995; Fredlund, 1989). I risultati ottenuti sono sempre stati deludenti in relazione ai tempi di risposta, variabili da alcuni giorni fino a diverse settimane. Peraltro l'utilizzo in sito di tale tecnica comporta l'onere aggiuntivo della sostituzione dei fogli ad ogni operazione di misura.

Misure di suzione possono essere realizzate attraverso la misura del contenuto d'acqua di elementi porosi posti a contatto con il terreno, in procedure concettualmente analoghe a quelle su cui è basata la tecnica della carta da filtro. La misura del contenuto d'acqua dell'elemento poroso, correlabile alla suzione del terreno con cui è a contatto, avviene indirettamente attraverso la misura delle proprietà termiche ed elettriche della pietra stessa. Una misura elettrica o termica consente in questo caso di risalire alla suzione della pietra porosa, e, di conseguenza, alla suzione di matrice del terreno con cui la pietra è a contatto. Come elementi porosi possono essere utilizzati una vasta gamma di materiali, tra i quali

quelli maggiormente diffusi sono gesso, nylon e fibre di vetro. Il sensore è messo in contatto diretto con il terreno, in modo che si generi un flusso idrico che consenta di raggiungere l'equilibrio. Raggiunta la condizione di equilibrio la suzione di matrice all'interno del sensore coincide con la suzione del terreno in cui è immerso. Il valore della suzione di matrice del sensore è correlato al contenuto d'acqua del blocco poroso, che a sua volta è connesso alle proprietà elettriche e termiche del blocco stesso. La determinazione della funzione che esprime il contenuto d'acqua del sensore in funzione delle proprietà elettriche o termiche del sensore stesso avviene mediante un processo di calibrazione nel quale al blocco poroso vengono applicati valori noti di suzione di matrice e quindi vengono misurate, ad equilibrio idraulico raggiunto, le sue proprietà elettriche o termiche. Le curve di calibrazione sono quindi utilizzate per risalire dalla misura elettrica o termica del blocco direttamente alla suzione di matrice del terreno. Anche queste tecniche di misura hanno tempi di equalizzazione piuttosto lunghi (Ridley e Burland, 1993; Mullins, 1991). Il pregio consiste nella possibilità di investigare ampi intervalli di suzione. Il valore massimo di suzione misurabile mediante l'impiego di sensori elettrici è funzione del tipo di sensore utilizzato. Utilizzando sensori a fibre di vetro il campo d'impiego è limitato a valori inferiori a 100 kPa (Campbell e Gee, 1986), mentre se il materiale di cui sono costituiti i blocchi porosi è gesso sono stati raggiunti valori di suzione di matrice pari a 3 MPa (Ridley e Burland, 1993). Nel caso di sensori termici la tecnica è impiegabile con buona affidabilità nell'intervallo 0 – 0.3 MPa (Campbell e Gee, 1986; Fredlund e Rahardjo, 1993).

Con particolare riferimento alle misure effettuate attraverso l'impiego di sensori elettrici, è stata riscontrata, inoltre, una sensibilità degli strumenti alle caratteristiche ed alla concentrazione di sali disciolti nell'acqua (Richards, 1948).

Uno strumento per la misura diretta della matrice di suzione in sito è il tensiometro. Le diverse tipologie di tensiometri sviluppati, sebbene in apparenza molto diversi tra di loro, si basano su alcuni principi di funzionamento comuni. La tecnica di misura si basa infatti su:

- (a) un elemento poroso rigido
- (b) una camera di misura
- (c) uno strumento di misura

L'elemento poroso è saturo e contiene acqua che si pone, all'equilibrio, alla stessa pressione dell'acqua contenuta nei pori del terreno circostante; tale elemento ha il compito di trasmettere alla camera di misura, anch'essa saturata, gli sforzi agenti nella fase liquida. Ciò consente allo "strumento di misura" di misurare la pressione della sola fase liquida nella camera di misura.

Le pietre porose utilizzate nelle misure dirette della matrice di suzione presentano piccoli pori di dimensioni relativamente uniformi. All'interno dei pori si generano menischi capillari che possono opporsi ad una suzione massima dipendente dal diametro dei pori stessi, come indicato dall'espressione di Kelvin precedentemente introdotta:

$$(u_a - u_w)_d = \frac{2T_s}{R_s} \quad (D. 5)$$

Il parametro $(u_a - u_w)_d$ indica il valore di ingresso dell'aria nella piastra e rappresenta il valore massimo di suzione misurabile attraverso la piastra stessa. In un problema isoterma il valore di ingresso dell'aria nella piastra è funzione essenzialmente delle dimensioni dei pori. Queste ultime sono controllate in stabilimento e ad esse sono associate piastre porose con prestazioni di tipo differente in termini di massimo valore di suzione misurabile. Se la suzione applicata alla pietra eccede il valore $(u_a - u_w)_d$ l'aria filtra all'interno della pietra porosa e da questa nel sistema di misura, falsando le misure di pressione neutra.

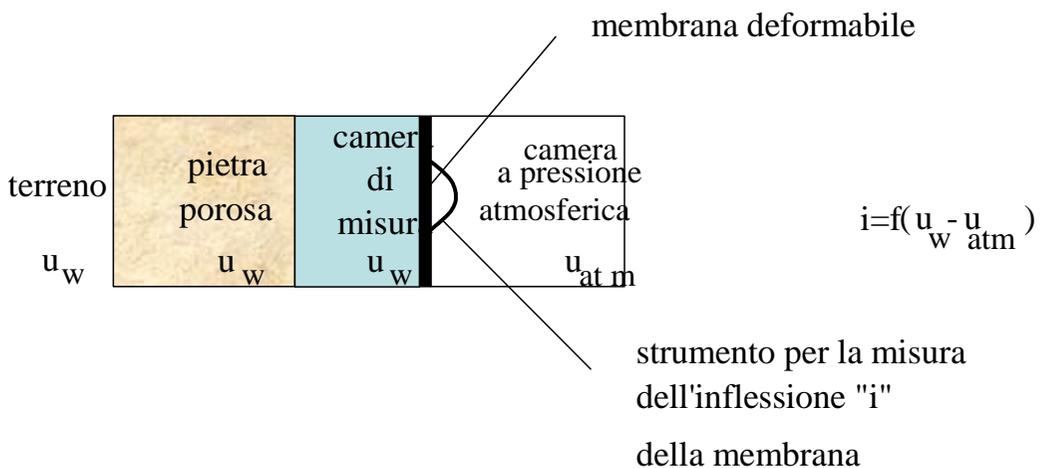


Figura D. 11. Schema di funzionamento del tensiometro.

La camera di misura, anche essa saturata, è delimitata dalla pietra porosa e da una membrana metallica deformabile a contatto con una seconda camera nella quale è contenuta aria a pressione atmosferica (Figura D. 11). Nel sistema, la fase liquida contenuta nella pietra porosa e nella camera di misura si pone in equilibrio idraulico con la fase liquida del terreno. Variazioni di pressione neutra nel terreno vengono misurate attraverso variazioni di inflessione della membrana.

Negli strumenti più semplici disponibili in commercio l'elemento poroso è costituito da una capsula in pietra porosa ad elevato ingresso d'aria (in genere in ceramica), la camera di misura da un tubo saturo d'acqua, lo strumento di misura da un manometro oppure da un trasduttore di pressione applicato al tubo (Figura D. 12).

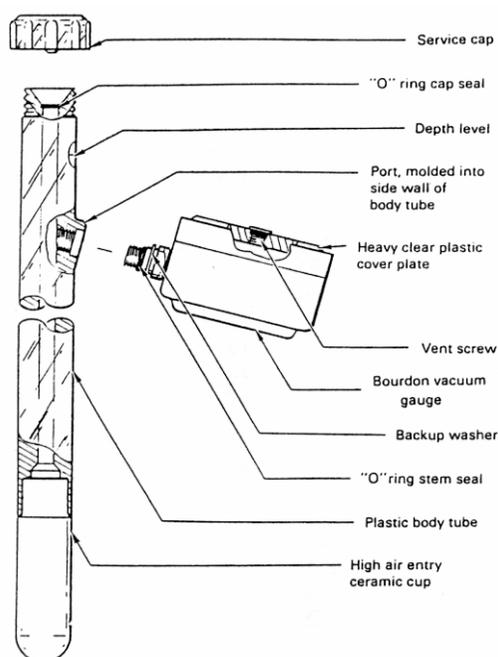


Figura D. 12. Schema di tensiometro tradizionale.

Il tubo e la capsula porosa, riempiti di acqua de-aerata ed adeguatamente condizionati, sono installati mediante l'introduzione in un foro praticato nel terreno, in modo da garantire contatto adeguato tra la capsula porosa ed il terreno stesso. Una volta raggiunto l'equilibrio idraulico tra l'acqua presente nel sistema di misura e l'acqua di porosità del terreno, la pressione segnata dallo strumento è (a meno di

correzioni collegate alla pressione idrostatica della colonna d'acqua presente nel tubolare ed alla pressione dell'aria) la suzione di matrice del terreno. La componente osmotica della suzione non è misurata attraverso l'utilizzo di tensiometri, in quanto i sali in soluzione sono liberi di muoversi attraverso la punta ceramica. Il valore massimo della pressione neutra negativa misurabile mediante l'utilizzo di questo strumento è pari a circa 90 kPa, per valori maggiori si verificano problemi di cavitazione che possono inficiare la significatività delle misure effettuate.

I tempi di risposta del tensiometro variano in funzione dello strumento utilizzato per la misura della pressione neutra e, naturalmente, in funzione delle permeabilità della punta porosa e del terreno. Un'evoluzione di questo tipo di tensiometro è nota come tensiometro jett-fill (vedi Allegato C). In esso il sistema di chiusura superiore è costituito da un piccolo serbatoio dotato di un dispositivo a molla che consente l'evacuazione di bolle d'aria eventualmente intrappolate nella colonna d'acqua presente nel tubo di plastica, di diametro pari a 20 mm. Questo dispositivo, denominato per l'appunto jett-fill, svolge un'azione simile a quella di una pompa a vuoto, causando l'iniezione nel tubo dell'acqua presente del serbatoio e la fuoriuscita delle bolle d'aria, la cui presenza può rendere poco significative le misure effettuate, attraverso il contenitore stesso.

Un ulteriore evoluzione è rappresentata dal tensiometro small-tip, il quale è utilizzato in genere in applicazioni in laboratorio (Figura B. 13). Questo tipo di tensiometro è dotato di due tubicini coassiali flessibili e di una punta ceramica ad elevato ingresso d'aria miniaturizzata. Questo tipo di tensiometro necessita di una manutenzione giornaliera. Infatti Sweeney (1982) osservò che il tensiometro small-tip riesce a mantenere l'equilibrio idraulico con l'acqua presente nel terreno per un massimo di uno, due giorni prima che i valori di suzione misurati decrescano rapidamente ad opera dell'ingresso nel sistema di bolle d'aria. In genere, l'intervallo temporale in cui si possono ritenere le misure significative è funzione dei valori di suzione misurati.

Il tensiometro quick draw, infine, è un tensiometro portatile, adatto ad effettuare misure veloci ad una profondità massima di 60 – 90 cm. I tempi di equalizzazione sono estremamente ridotti grazie alle dimensioni della cella di carico, estremamente contenute rispetto a quelle di un tensiometro tradizionale (Figura D. 14). Ciò comporta come vantaggio il raggiungimento dell'equilibrio idraulico attraverso

spostamenti di quantitativi d'acqua estremamente più contenuti. In Figura D. 15 è riportato un diagramma che illustra i tempi di risposta dello strumento in esperienze condotte in terreni piroclastici. Si nota che i tempi di equalizzazione dello strumento nel corso dell'esperienza descritta sono risultati inferiori a 10 minuti.

Il tensiometro quick-draw è dotato di una custodia che consente di mantenere il sistema saturo, in modo da evitare che si generino depressioni (Figura D. 14).

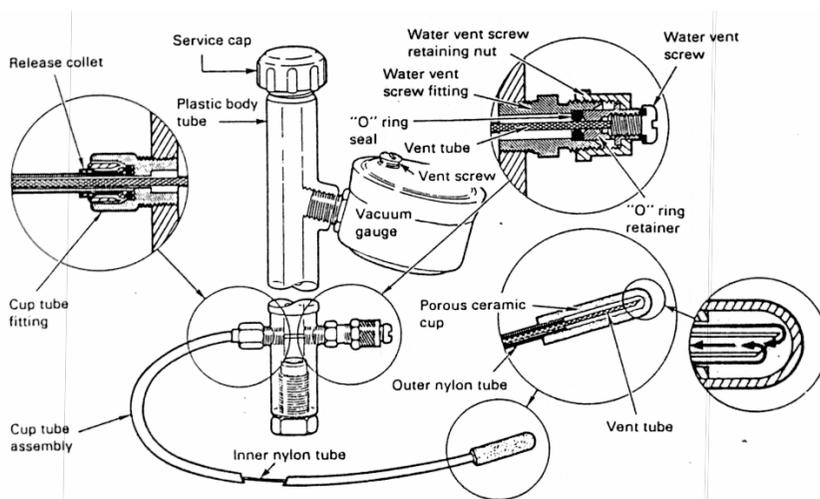


Figura B. 13. Schema di tensiometro tipo small-tip.

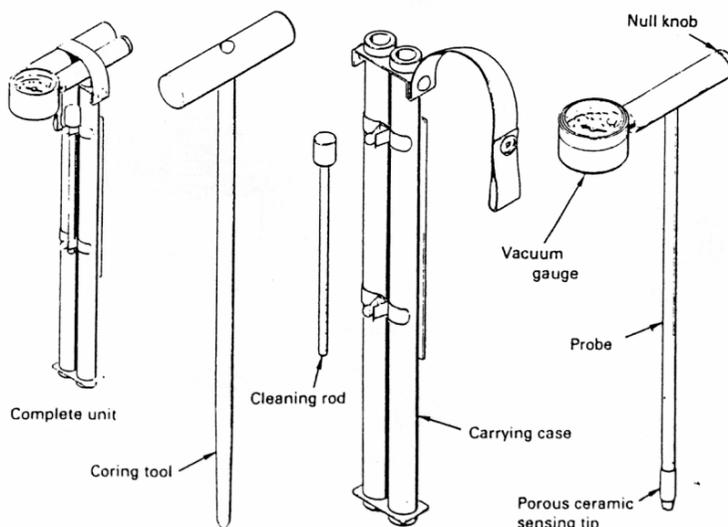


Figura D. 14. Schema di tensiometro quick-draw

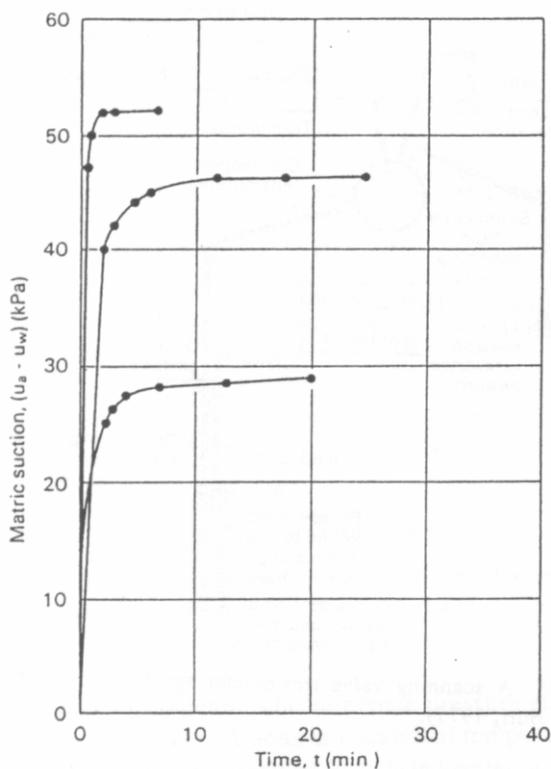


Figura D. 15. Tempi di equalizzazione di un tensiometro quick-draw in terreni piroclastici (Sweeney, 1982).

In genere questi strumenti permettono di leggere valori di suzione non superiori a 90÷100 kPa a causa di problemi di cavitazione all'interno del tubo del tensiometro. Il valore massimo di suzione letto dipende anche dal valore di ingresso d'aria della pietra porosa.

In commercio sono disponibili anche minitensiometri utilizzati per la misura di suzione in laboratorio. L'intervallo di misura fornito non è però soddisfacente: sovente è necessario misurare valori di suzione maggiori di 100 kPa, in genere non superiori a 400 kPa. Per questo motivo negli ultimi anni sono stati compiuti studi per potenziare queste apparecchiature.

Ridley (1993) ha realizzato un minitensiometro molto innovativo presso l'Imperial College di Londra. Se opportunamente saturato ed impiegato, lo strumento è capace di resistere a pressioni negative dell'acqua molto alte tali da consentire di misurare

suzioni fino a 1500 kPa. Successivamente lo strumento è stato perfezionato dagli stessi autori.

Si tratta di uno strumento con corpo in acciaio inossidabile (Figura D. 16) che alloggia una pietra di ceramica, satura d'acqua, in equilibrio idraulico con l'acqua di porosità del terreno con il quale la pietra va posta a contatto. La misura della pressione dell'acqua di porosità del terreno è ottenuta valutando la deformazione della membrana che confina la cosiddetta "camera di misura" posta a tergo della pietra, anch'essa satura ed in equilibrio idraulico con l'acqua di saturazione della pietra e l'acqua di porosità del terreno.

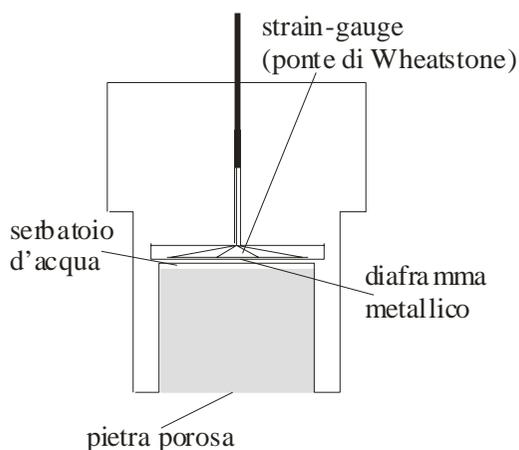


Figura D. 16. Tensiometro Imperial College.

Una variazione di pressione dell'acqua di porosità del terreno determina, in condizione di regime, una pari variazione di pressione dell'acqua contenuta nella pietra e nella camera di misura. Come conseguenza, il diaframma che confina la camera di misura si deforma e tale deformazione produce una variazione di resistività degli elementi di un ponte Wheatstone (Figura D. 17) solidale al diaframma stesso.

Applicata una tensione ai punti A-C del ponte la misura della differenza di potenziale ai capi B-D rappresenta una misura della deformazione del diaframma del tensiometro.

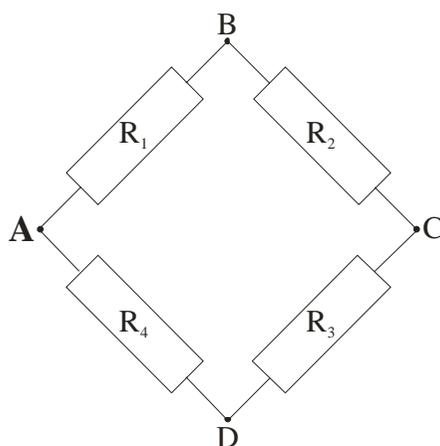


Figura D. 17.. Ponte di Wheatstone.

Le dimensioni della riserva d'acqua sono molto contenute per evitare la formazione di bolle d'aria al suo interno, diminuendo la probabilità che impurità nell'acqua o imperfezioni lungo le pareti della riserva stessa, possano favorire l'innescò della cavitazione.

Questo prototipo è stato testato presso altri centri di ricerca, che, in base ai risultati ottenuti, hanno potuto sviluppare nuovi minitensimetri. Tra gli ultimi prototipi presentati in letteratura vi sono quello progettato da Take e Bolton (2003) sviluppato in collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Cambridge con la Entran Devices Inc. (vedi Figura D. 18), e quello di Tarantino e Mongiovì (2003), realizzato presso l'Università di Trento (vedi Figura D. 19). Entrambi i prototipi mantengono alcune caratteristiche del minitensimetro dell'Imperial College.

Il minitensimetro messo a punto presso la Entran Devices Inc. (Figura D. 18) è costituito da un alloggiamento in acciaio in cui sono posti il sensore e la riserva d'acqua, mentre la pietra porosa è applicata esternamente. Rispetto al minitensimetro dell'Imperial College, il volume d'acqua impiegato è di poco maggiore, mentre la superficie delle pareti della riserva è stata ridotta: l'idea degli autori è che la formazione di bolle d'aria non avvenga per effetto di impurità

presenti nella riserva d'acqua, bensì a causa di imperfezioni dovute alla pur minima scabrezza delle pareti della camera di misura.

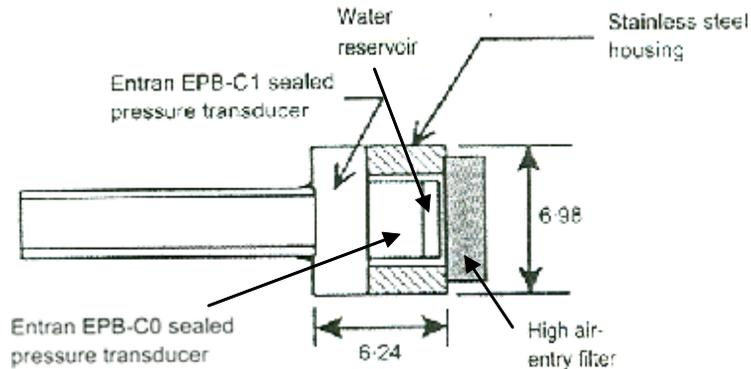


Figura D. 18. Schema del prototipo sviluppato in collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Cambridge con la Entran Devices Inc.

Gli studi effettuati per la realizzazione di questo minitensiometro hanno interessato anche il processo di saturazione della pietra porosa, come detto preliminare ad ogni tentativo di impiego corretto dello strumento.

Teoricamente la relazione saturazione-pressione può essere descritta dalla legge di Boyle, che lega i valori di pressione e volume di un gas a temperatura costante, e dalla legge di solubilità di un gas in un liquido (legge di Henry). Senza soffermarsi sui dettagli tecnici, mediante tali leggi si riconosce che l'incremento di pressione richiesto per variare il grado di saturazione di un elemento poroso da S_i a S è pari a:

$$\Delta P = P_i \frac{(S - S_i)(1 - H)}{1 - S(1 - H)} \quad (D. 6)$$

con P_i pressione iniziale e H costante di Henry. Nella sperimentazione effettuata da Take e Bolton (2003) il valore di H riportato dagli autori è pari a $0.02 \text{ ml}_{\text{aria}}/\text{ml}_{\text{acqua}}$ a temperatura ambiente (presumibilmente $T=20^\circ$).

Per raggiungere la saturazione totale ($S=1$) l'incremento di pressione da fornire è pari a:

$$\Delta P_{100} = 49P_i(1 - S_i) \quad (D. 7)$$

Dal punto di vista tecnico, se l'elemento poroso è secco ($S_i=0$) e a pressione atmosferica ($P_i=1\text{atm}$) l'incremento di pressione da applicare è di circa 5 MPa; se inizialmente si applica una pressione di vuoto, la totale saturazione può, invece, essere raggiunta semplicemente riportando la pressione a quella atmosferica. I risultati sperimentali ottenuti mediante prove di saturazione basate su pressioni di vuoto, hanno però dimostrato che il grado di saturazione realmente ottenuto rimane inferiore all'unità. Secondo Take e Bolton (2003), ciò può dipendere dalla presenza di una sia pur una minima percentuale di umidità all'interno della pietra porosa ($S_i>0$), ossia della presenza di menischi che ne inficiano il processo di saturazione.

Per migliorare l'efficienza del processo, Take e Bolton (2003) propongono una procedura a due fasi:

nella prima fase, detta di saturazione iniziale, viene applicato il vuoto;

nella seconda, di pressurizzazione, viene inizialmente ristabilita la condizione atmosferica e successivamente applicata una pressione circa pari al valore di ingresso d'aria della pietra porosa (h.a.e.v.). In alternativa la gli autori propongono di applicare una pressione di saturazione (positiva) pari al valore di suzione che si intende misurare.

I risultati ottenuti hanno evidenziato che con tale tecnica il grado di saturazione raggiunto è molto prossimo all'unità (ad es. 97%), conferendo al tensiometro una sensibilità e capacità di misura soddisfacente.

Il minitensiometro messo a punto da Tarantino e Mongiovì (2003) (vedi Figura D. 19) riprende i caratteri del prototipo dell'Imperial College. Le dimensioni della pietra porosa e della riserva d'acqua sono state conservate. Varia, invece, la struttura di acciaio (e) che ospita la pietra porosa (a in Figura D. 19), la camera di misura contenente la riserva d'acqua (b), e lo strani gauge (c). In questo modo è possibile porre il diaframma (e) a metà altezza del corpo di acciaio ed ottenere un struttura quasi perfettamente simmetrica per la membrana flessibile (d).

Questa soluzione potrebbe essere preferibile qualora si effettui una calibrazione dello strumento in intervalli di pressione positiva per estrapolare i risultati a pressione negativa. Inoltre, consente di effettuare la calibrazione direttamente per pressioni negative. Lo svantaggio è, invece, quello di dover porre il sensore di misura delle deformazioni sulla base di una cavità (vedi Figura D. 19) con le relative

difficoltà di montaggio. Mediante analisi ad elementi finiti gli Autori hanno verificato il corretto funzionamento del disegno meccanico.

La calibrazione nel campo delle pressioni negative viene ottenuta aumentando la pressione dell'aria alle spalle del diaframma, ovvero all'interno della camera dove è collocato il sensore, mentre l'altro lato, connesso alla pietra porosa, viene mantenuto a pressione atmosferica.

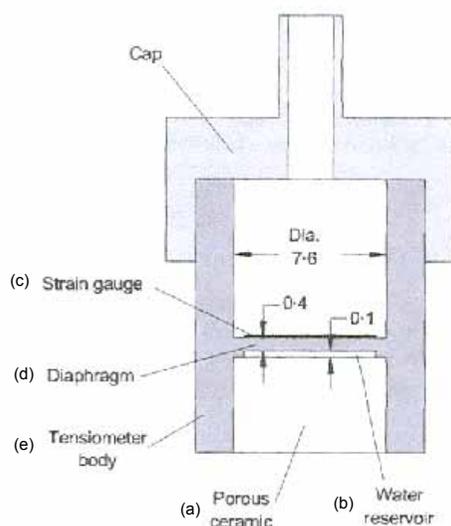


Figura D. 19. Schema del prototipo realizzato presso l'Università di Trento.

D.3 Altri metodi di misura del potenziale idrico

La misura del potenziale idrico viene effettuata per stimare indirettamente il contenuto d'acqua del terreno può essere realizzata attraverso la tecnica del Time Domain Reflectometry (TDR) (vedi Figura D. 20 e Figura D. 21). Il metodo utilizza la tecnica della riflettometria nel dominio temporale per ottenere misure di contenuto d'acqua. Questa tecnica è molto diffusa in agricoltura per la misura del potenziale idrico (suzione) dei terreni. Da esso, infatti, dipende la possibilità delle essenze di ricavare nutrimento attraverso l'acqua di capillarità dei terreni stessi. Il sistema TDR è nato originariamente per individuare punti di rottura in cavi coassiali transoceanici.

Esso è basato sulla misura del tempo che un'onda elettromagnetica impiega a viaggiare lungo una linea di trasmissione collocata all'interno del terreno. La forma del segnale ed il tempo di viaggio dipendono dalla lunghezza della linea e dal tipo di sonda utilizzata, ma soprattutto dalla "costante dielettrica" del mezzo che circonda l'antenna. Quest'ultima grandezza fisica varia moltissimo a seconda dello stato di umidità del suolo e quindi con opportuni calcoli è possibile risalire al contenuto idrico presente alla profondità in cui è installata l'antenna. In particolare la misura del contenuto d'acqua è ricavata attraverso correlazioni tra la risposta dello strumento e la misura di un parametro indipendente dalla grandezza da determinare (ad esempio, misure gravimetriche).

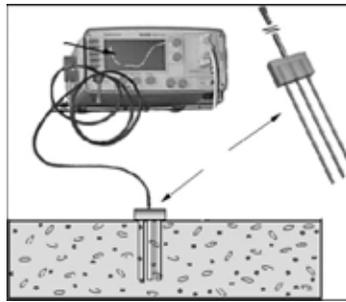


Figura D. 20. Schema del sistema TDR.



Figura D. 21. Esempio di installazione di linee di trasmissione per la tecnica TDR.

D.3.1 Esplorazione geofisica

Esplorazione geofisica. Un'altra tecnica utilizzata per la stima del contenuto d'acqua nel terreno è l'esplorazione geofisica, consistente in un'applicazione integrata delle metodologie della tomografia geoelettrica e del potenziale spontaneo (PS) lungo profili. Con tale metodo è possibile ottenere da un lato una stima, rispettivamente, dei valori di resistività elettrica e di potenziale spontaneo che caratterizzano i terreni presenti sui versanti, e, quindi, in ultima analisi, delle formazioni geologiche tipiche dell'area in studio, e dall'altro una valutazione di elementi fisici ascrivibili alla presenza e/o percentuale di fluidi al loro interno. Entrambi i fattori, infatti, sono elementi di conoscenza primaria per l'individuazione di valori anomali rispetto a livelli di background, nell'ambito della mitigazione e protezione dal rischio frana.

D.3.2 Indagine geoelettrica

Indagine geoelettrica. Per l'esecuzione dell'indagine geoelettrica, condotta con tecnica tomografica lungo profili, viene utilizzato un georesistivimetro SYSCAL PRO della IRIS Instruments (vedi Figura D. 22), dotato di cavi a 48 elettrodi con spaziatura elettrodica variabile da 1 a 5 metri, un sistema di alimentazione tramite batteria, un dispositivo di commutazione automatica, ed elettrodi in acciaio inox (Figura D. 22). La lunghezza degli stendimenti varia da un minimo di 80 m ad un massimo di 385 m, per cui la profondità di investigazione è oscillata da circa 15 m a circa 50 m dal p.c.

L'inversione dei dati di resistività apparente, osservati per tutti i profili, è ottenuta utilizzando un algoritmo di inversione basato su un procedimento di deconvoluzione dei minimi quadrati (Loke and Barker, 1996a e 1996b). L'algoritmo consente di ricavare sezioni bidimensionali tramite moduli di calcolo alle differenze finite o agli elementi finiti, tenendo anche conto delle correzioni topografiche. Le quote di ciascun elettrodo sono state desunte dalla cartografia in scala 1:500, congiuntamente ad una verifica diretta sul campo. Per ciascun profilo viene calcolato anche l'errore quadratico medio (RMS error), che fornisce in percentuale lo scarto tra i valori misurati e quelli calcolati: bassi valori di RMS indicano ovviamente elevata corrispondenza tra i dati di campagna e quelli del modello.

Misure di potenziale spontaneo. Le misure di potenziale spontaneo, invece, vengono state realizzate mediante un multimetro della KEITHLEY (mod. 2701) con scheda Multiplexer a 20 canali (mod. 7700) (vedi Figura D. 23), utilizzando lo stesso cavo della prospezione geoelettrica. Le misure, ovvero le differenze di potenziale naturale tra due elettrodi contigui, sono effettuate lungo profili di lunghezza 80 m e con un passo di campionamento spaziale di 1 m. La frequenza di acquisizione per ogni stazione di misura è stata di 1 Hz su un intervallo temporale di 15 min, che, da misure test eseguite in situ, si è dimostrato essere sufficientemente lungo da rendere significativo il valor medio ai fini dell'interpretazione. Il trasferimento dei dati dal Multimetro al computer è stato effettuato attraverso porta RS232 e software EXCELINX-1A.



Figura D. 22. Georesistivimetro digitale Syscal Pro 72.



Figura D. 23. Multimetro KEITHLEY con scheda Multiplexer a 20 canali.

D.4 Apparecchiature per la determinazione della curva di ritenzione idrica

La relazione tra le misure di suzione ed il valore del contenuto d'acqua w non è di tipo biunivoco. Evidenze sperimentali hanno dimostrato che ad un dato valore di suzione possono corrispondere diversi valori di w (vedi Capitolo I) ricadenti in un intervallo la cui ampiezza è proporzionale all'entità dell'isteresi idraulica esibita dal terreno in esame. Quindi, per valutare la reale corrispondenza tra suzione e contenuto d'acqua, è necessario determinare la curva di ritenzione idrica ottenuta sottoponendo un provino di terreno a cicli di essiccamento ed imbibizione (usualmente indicati come cicli di drying e wetting).

Le apparecchiature utilizzate per determinare la curva di ritenzione sono molteplici. Si tratta di attrezzature più o meno complesse che consentono di controllare la suzione totale o una delle sue componenti e valutare le variazioni di contenuto d'acqua all'interno del provino di terreno.

Usualmente per il controllo e la misura della suzione di matrice ($u_a - u_w$) viene utilizzata la tecnica di traslazione degli assi (Hilf, 1956), che prevede l'applicazione separata sul contorno del provino di valori positivi sia della pressione dell'acqua sia della pressione dell'aria, mantenendo la loro differenza pari al valore di suzione desiderato. Il vantaggio di questa tecnica consiste nel lavorare con pressioni dell'acqua positive evitando problemi di cavitazione all'interno del circuito di misura delle variazioni di contenuto d'acqua. Tuttavia va evidenziato che al incrementando la suzione la cavitazione viene impedita anche all'interno del provino diversamente da quanto può verificarsi in natura. Come interfaccia tra il provino e la linea di pressione dell'acqua viene posta una pietra porosa ad alto valore di ingresso d'aria (h.a.e.v.), per impedire che entri aria all'interno del circuito di drenaggio (Figura D. 24).

Considerando i limiti degli usuali sistemi di generazione di pressione utilizzati, i valori di suzione applicabili non sono superiori a 1.5 MPa, nel caso di utilizzo di dischi in ceramica h.a.e.v. come interfaccia tra terreno e acqua, o prossimi ai 7 MPa qualora si l'interfaccia sia una membrana di acetato di cellulosa. I valori minimi di suzione applicabili dipendono invece, dall'accuratezza dei sistemi di regolazione della pressione e dalla sensibilità dei trasduttori di pressione utilizzati; indipendentemente da queste considerazioni tecniche va detto che la tecnica di traslazione degli assi non è indicata nel caso in cui il terreno sia prossimo alla totale saturazione

($S_r > 0.95$), in quanto a causa della discontinuità della fase gassosa all'interno del terreno può determinarsi una disuniformità nella distribuzione della pressione dell'aria.

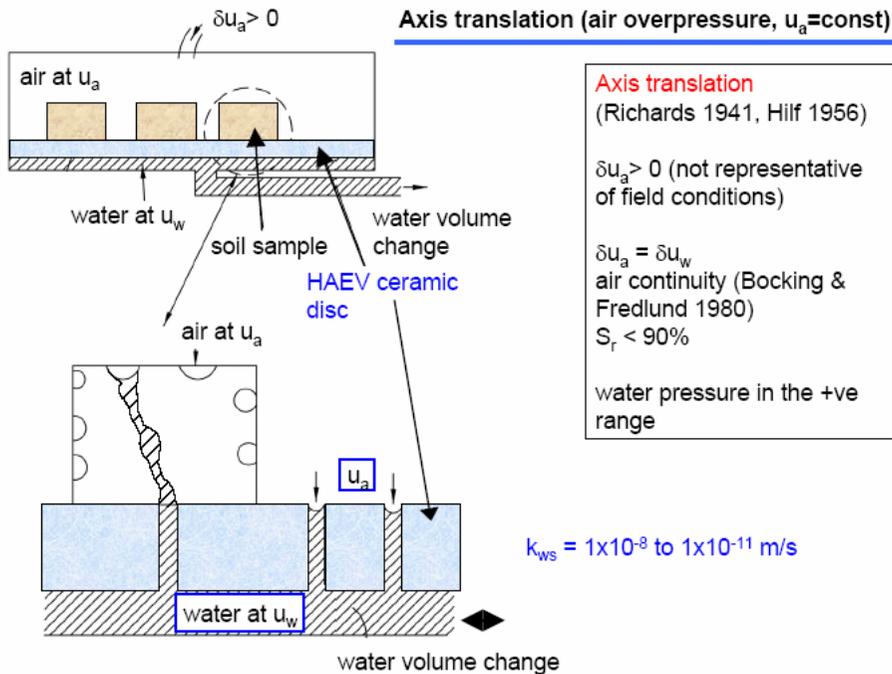


Figura D. 24. Tecnica della traslazione degli assi da Romero 2005.

Tra le più note attrezzature utilizzate per determinare la curva di ritenzione mediante la tecnica di traslazione degli assi vi sono: il Pressure Plate (Richard & Fireman, 1943) e l'estrattore di volume. Si tratta di semplici attrezzature che consentono di variare la suzione nel terreno e determinare le corrispondenti variazioni di contenuto d'acqua.

Il pressure plate fu ideato da Richard & Fireman, 1943, per determinare la curva di ritenzione idrica utilizzando la tecnica della traslazione degli assi. Nella sua moderna configurazione lo strumento si presenta come in Figura D. 25, composto da una camera di pressione alla cui base è inserito un disco di ceramica h.a.e.v. saturo collegato ad un serbatoio in cui vi è acqua a pressione atmosferica. All'interno della

camera viene applicata una suzione imponendo un valore di pressione $u_a > 0$. La suzione massima raggiunta non può superare i 15 bar in quanto funzione del valore di ingresso d'aria del disco in ceramica utilizzato². Il campione di terreno tende a equilibrare la suzione imposta scambiando acqua con il serbatoio. L'equilibrio viene raggiunto quando le variazioni di peso del campione risultano inferiori ad un limite definito nella procedura standard ASTM D2325 definita per questa apparecchiatura. È importante notare che con il pressure plate è possibile determinare esclusivamente il tratto di drying della curva di ritenzione.



Figura D. 25. Pressure Plate della Soil Moisture Equipment Corporation (Santa Barbara, CA).

L'estrattore di volume (Figura D. 26) consente invece di valutare l'isteresi idraulica del terreno effettuando cicli di drying e wetting. L'applicazione della suzione avviene in modo analogo a quanto descritto per il pressure plate, mentre le variazioni del contenuto d'acqua nel campione sono determinate misurando la variazione del livello d'acqua all'interno del serbatoio di accumulo mediante una buretta graduata. Il campo di suzione investigato tramite l'estrattore di volume è però inferiore e non supera i 200 kPa.

² I dischi in ceramica h.a.e.v. sono realizzati con valori di ingresso d'aria differenti che vanno da un minimo di 0.5 bar fino ad un massimo di 15 bar.

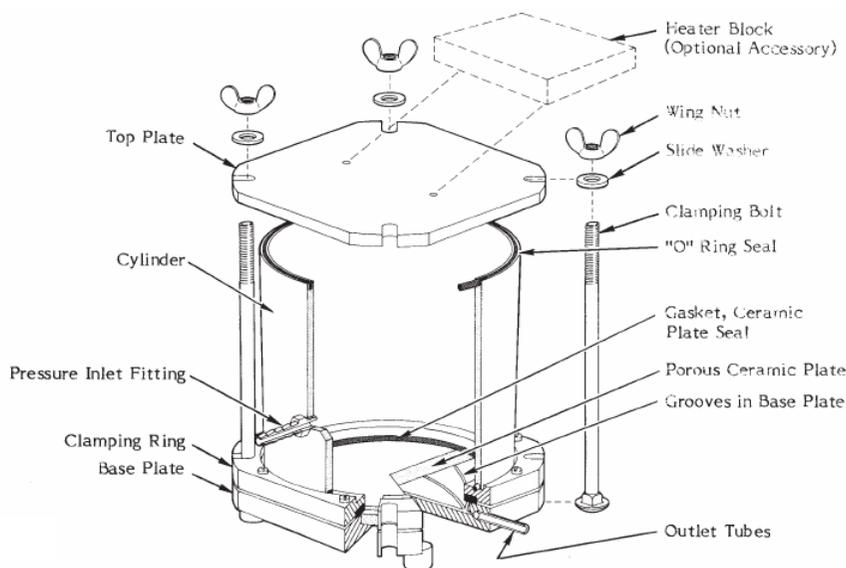


Figura D. 26. Estrattore di volume della Soil Mixture Equipment Corporation (Santa Barbara, CA).

Il controllo e la misura della componente osmotica della suzione (Kassif & Ben Shalom, 1971) avviene invece, ponendo in equilibrio la pressione dell'acqua di porosità di un terreno parzialmente saturo, usualmente negativa, con una soluzione a pressione idraulica positiva, caratterizzata da una concentrazione di soluti contenuta. Per effetto della differenza di potenziale chimico tra i due fluidi e della presenza tra i fluidi di una membrana semipermeabile (impermeabile solo al solvente), si instaurerà un flusso del solo solvente (acqua) tra le due soluzioni. La differenza di potenziale chimico viene così bilanciata da una differenza di pressione definita appunto pressione osmotica proporzionale alla differenza di concentrazione salina. Il soluto più utilizzato è il glicole polietilenico (PEG) con peso molecolare compreso tra 1540 e 20000. Sono state proposte in letteratura diverse curve di taratura che definiscono la correlazione tra concentrazione di soluto e la corrispondente pressione osmotica (Williams & Shaykewich, 1970; Peck & Rabbidge, 1969; Dineen & Burland, 1995). Le apparecchiature che utilizzano la tecnica osmotica sono in genere celle triassiale ed edometri. In queste attrezzature il provino è posto in contatto con una soluzione di PEG in corrispondenza delle sue basi (Figura D. 27). Poiché le dimensioni delle molecole di questo soluto eccedono di

gran lunga quelle degli ioni disciolti nell'acqua di porosità, l'interfaccia tra il provino la soluzione è una semplice membrana di cellulosa per dialisi. La soluzione salina viene pescata all'interno di un serbatoio a tenuta da una pompa che fornisce il gradiente necessario al moto della soluzione stessa nel circuito. La quantità di soluzione utilizzata è tale da garantire che lo scambio d'acqua con il provino non determini nel corso della prova, differenze significative della concentrazione di PEG. La misura delle variazioni del contenuto d'acqua all'interno del provino, possono essere ottenute misurando la variazione della quantità di soluzione all'interno del serbatoio.

A differenza della tecnica della traslazione degli assi, la tecnica osmotica riproduce le reali condizioni del sito lasciando la pressione dell'aria pari a quella atmosferica, e consentendo la possibilità di cavitazione dell'acqua presente nei pori del terreno. I valori massimi di suzione raggiunti sono prossimi ai 10 MPa, inoltre, viste le sue peculiarità, questa tecnica si presta maggiormente per l'impiego in condizioni di quasi totale saturazione ($S_r > 0.95$). La maggior incertezza riguarda, invece, la misura della reale suzione applicata fornita dalla corrispondenza tra pressione osmotica e concentrazione di soluto. In alcuni casi questa incertezza può essere superata introducendo un minitensiometro per la misura diretta della suzione.

La tecnica del vapor transfer consente, invece, la misura ed il controllo della suzione totale. Questa tecnica si basa sul controllo dell'umidità relativa mediante l'utilizzo di soluzioni saline o acide posta all'interno di un contenitore a tenuta. Il campione di terreno può essere disposto all'interno dello stesso contenitore, al di sopra della soluzione, fino a quando non si porti in equilibrio con il vapore della soluzione (Figura D. 28). Il raggiungimento dell'equilibrio tra campione e soluzione si ha quando si osservano variazioni di peso del provino pressoché nulle. In alternativa, il campione può essere posto in un'altra cella e collegato al serbatoio contenente la soluzione mediante un apposito circuito (Figura D. 29). Una pompa ad aria crea un flusso di vapore all'interno del circuito dal serbatoio al provino di terreno. Anche in questo caso la variazione di contenuto d'acqua nel campione viene ottenuta misurando la variazione del peso della soluzione. L'utilizzo della pompa permette di instaurare una ventilazione forzata riducendo i tempi di equalizzazione. Questo sistema consente inoltre, di optare per un flusso di vapore che lambisce la superficie del campione, o, in alternativa, per un flusso che attraversa l'intero in campione, nel

corso della prova. La prima configurazione è più efficace per terreni con $S_r < 0.90$, mentre la seconda configurazione è più indicata nelle condizioni in cui la fase aria è continua. Il campo di suzione applicabile con questa tecnica va da 4 a 400 MPa, se si utilizzano soluzioni saline, da 20 a 400 MPa se si utilizzano soluzioni acide.

Una cella triassiale con il controllo dell'umidità relativa è stata proposta da Blatz & Graham, 2000 in cui la misura della variazione dell'umidità relativa all'interno del campione è effettuata mediante l'utilizzo di due psicometri inseriti sulle due basi del campione. Un esempio di utilizzo della tecnica del vapor trasfer per regolare la suzione all'interno di un edometro è stato proposto da Romero 2004.

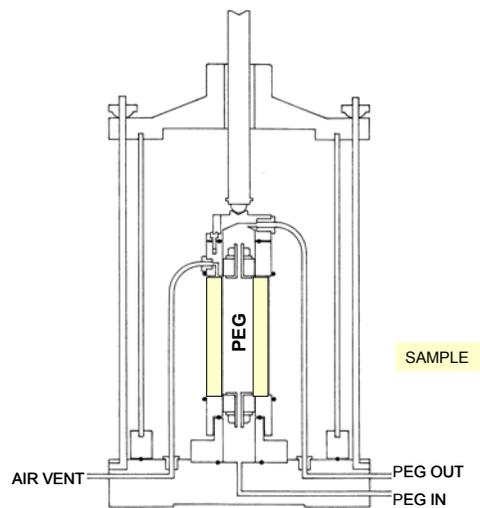


Figura D. 27. Sistema di applicazione della componente osmotica della suzione nella cella triassiale di (Komornik et al. 1980)

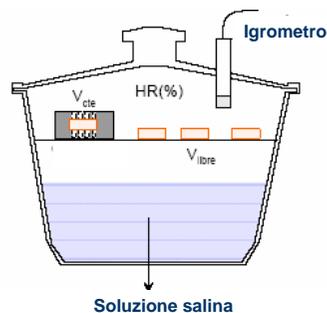


Figura D. 28. Essiccatore per il controllo della suzione totale.

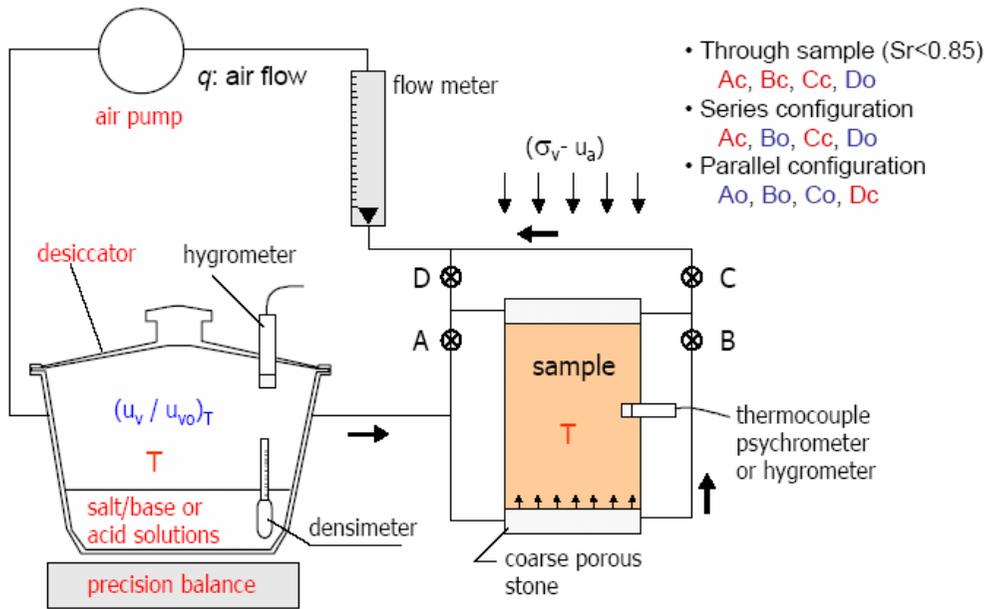


Figura D. 29. Sistema combinato di regolazione dell'umidità relativa mediante la tecnica del vapor transfer.

BIBLIOGRAFIA

Ackermann N. L. & Shen H. (1982). *Stresses in rapidly sheared fluid solid mixtures*. J. Eng. Mech. Div. ASCE 108, pp. 95-123.

Alonso E. E., Gens A. & Josa A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40, 3, pp. 405-430.

Anderson S. A. & Sitar N. (1995). *Analysis of rainfall-induced debris flows*. J. Geotech. Eng., 121, pp. 544–552.

Arbhabhirama A. & Kridakorn C. (1968). *Steady downward flow to a water table*. Water Resource Res., Vol. 4.

Aitchison G. D. (1964). *Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*. Statement of the Review Panel, Ed., published in Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp., Butterworths (Australia), pp. 7-21.

ASTM D18 (1992) (ASTM D5298) Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.

ASTM D421-85(1998) Standard Practice for dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants.

ASTM D422-63(1998) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.

ASTM D698-00a Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12.400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)).

ASTM D854-02 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.

ASTM D1140-00 Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer Than the No. 200.

ASTM D2217 -85 (1998) Standard Practice for Wet Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants.

ASTM D2325-68(2000) Standard Test Method for Capillary-Moisture Relationships for Coarse- and Medium- Textured Soils by Porous-Plate Apparatus.

ASTM D4254-00 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

ASTM D4318-00 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soil.

Bagnold R. A. (1954). *Experiments on a gravity free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear*. Proc Royal Soc., London Series A, 225, pp. 49-63.

Barton M. E. & Palmer S. N. (1989). *The Relative Density of Geologically Aged British Fine and Fine-Medium Sands*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 22, pp. 49-58

Basara J. B. & Crawford T. M. (2000). *Improved Installation Procedures for Deep-Layer Soil Moisture Measurements*. Journal of atmospheric and oceanic technology, 2000 American Meteorological Society, Vol. 17, pp. 879-884.

Been K. & Jefferies M.G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique, Vol. 35, N. 2, pp. 99-112.

Belotti R. & Morabito P. (1986). *Check of the Uniformity of the Calibration Chamber Specimens*. Proceedings, International Seminar on Calibration Chamber, Milano, Italy.

Berardi R. (1992). *Shallow Foundation on Cohesionless Soils – Design Parameters*. PhD Thesis, Institute of Structural Engineering, University of Genova.

Bishop A. W. (1973). *The stability of tips and spoil heaps*. Q. J. Engng Geol., 6, pp. 335-376.

Blatz J & Graham J (2000). *A system for controlled suction in triaxial tests*. Géotechnique, 50, 4, pp. 465-469.

Brandon T. L., Clough G. W., Rahardjo P. P. (1991). *Fabrication of Silty Sand Specimens for Large- and Small- Scale Tests*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 14, 1, pp.46-55.

Brooks R. H. & Corey A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Colorado State Univ. Hydrol. Paper, N. 3, 27 pp.

Brown R. W. (1970). *Measurement of water potential with thermocouple psychrometers: construction and application*. U.S.D.A. Forest Service Res. Paper INT-80, 27 pp.

Buggish, H. & Stadler R. (1986). *On the relation between shear rate and stresses in one-dimensional steady flow of moist bulk solids*. Proc. World Congress Particle Technology, Part III, Mechanics of Pneumatic and Hydraulic conveying and Mixing. Nurnberg, 16-18.

Campbell G. S. & Gardner W. H. (1971). *Psychrometric measurement of soil potential: temperature and bulk density effects*. Soil Sci. Soc. Amer., Vol. 35, pp. 8-12.

Campbell G. S. & Gee G. W. (1986). *Water potential: Miscellaneous methods*. In *Methods of Soil Analysis, Part 1, 2nd ed.* Ed. Aklute. pp 619–633. American Society of Agronomy, Madison, WI.

Casagrande A. (1976). *Liquefaction and cyclic deformations of sands-a critical review*. Harvard Soil Mechanics Series No 88, Cambridge, Massachusetts.

Castro G. (1969). *Liquefaction of sand*. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.

Castro G. (1975). *Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands*. ASCE. "Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101 I pp. 551-569.

Castro G., Enos J.L., France J.W., Poulos S.J. (1982). *Liquefaction induced by cyclic loading*. Report to National Science Foundation, Washington D.C. No NSF/CEE-82018.

Castro G. (1987). *On the behaviour of soils during earthquakes. Liquefaction*. Soil dynamics and liquefaction, pp. 169-204, Amsterdam, Elsevier.

Castro G. & Poulos S.J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, pp. 501-516.

Childs E.C. (1940). *The use of soil moisture characteristics in soil studies*. Journal of Soil Science, 50, pp. 239-252.

Corominas J. (1996). *The angle of reach as mobility index for small and large landslides*. Canadian Geotechnical Journal, 33, pp. 260-271.

Coussot P. (1997). *Mudflow Rheology and Dynamics*. IAHR-AIRH Monograph, Balkema.

Cresswell A., Barton M. E., Brown R. (1999). *Determining the Maximum Density of Sands by Pluviation*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 22, 4, pp.324-328.

Cresswell A., Barton M. E., Brown R. (2001). *Measuring the Effect of Mixed Grading on the Maximum Dry Density of Sands*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 24, 1, pp.121-127.

Cruden D. & Varnes, D. J. (1996). *Landslide types and processes*. Landslides, investigation and mitigation, AK. Turner and R.L. Schuster Eds., Special Report 247.

Cubrinovski M. & Ishihara K. (2000). *Flow potential of sandy soils with different grain size composition*. Soils and Foundations, Vol. 40, N. 4, pp. 103-119.

Cui Y. & Delage P. (1996). *Yielding and plastic behaviour of unsaturated silts*. Géotechnique, 46, 2, pp. 115-126.

D'Oronzio G. (2005). *Un edometro per prove a suzione controllata su terreni parzialmente saturi*. Tesi di laurea. Università di Napoli Federico II.

Damiano E. (2003). *Meccanismi di innesco di colate di fango in terreni piroclastici*. Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Seconda Università di Napoli

Di Maio C. (1998). *Exposure of bentonite to salt solution, osmotic and mechanical effects*. Discussion. Géotechnique, Vol. 48, N. 3, pp. 433-436

Dineen & Burland (1995).

Eckersley J. D. (1990). *Instrumented laboratory flowslides*. Geotechnique 40, N. 3, 489-502

Edlefsen N. E. & Anderson A. B. C. (1943). *Thermodynamics of soil moisture*. Hilgardia, Vol. 15, pp. 31-298.

Ellen S. D. & Fleming R. W. (1987). *Mobilization of debris flows from soil slips, San Francisco Bay region, California*, in Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition, and Mitigation, Rev. Eng. Geol., vol. 7, edited by J. E. Costa and G. F. Wieczorek, pp. 31–40, Geol. Soc. of Am., Boulder, Colo.

Fenelli G. B. & Guida D. *Studio sul rischio connesso alla instabilità delle aree circostanti la sede autostradale*. Relazione Tecnica per Società Autostrade Meridionali.

Finlay P. J., Mostyn G. R., Fell R. (1999). *Landslide risk assessment: prediction of travel distance*. Canadian Geotechnical Journal, 36, pp. 556-562.

Fredlund D. G. (1989). *Soil suction monitoring for roads and airfields. Symposium on the State-of-the-Art of Pavement Response Monitoring Systems for Roads and Airfields*, Sponsored by the U.S. Army Corps of Engineers (Hanover, NH), March 6-9, 1989.

Fredlund D. G. & Rahardjo H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Fretti C., Lo Presti D. C. F., Pedroni S. (1995). *A Pluvial Deposition Method to Reconstitute Specimens of Well-Graded Sand Specimens*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, 2, pp.292-298.

Gardner W. R. (1958). *Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table*. Soil Sci., Vol. 85, N. 4.

Gourley C. S. & Schreiner H. D. (1995). *Filed measurement of soil suction*. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, EE Alonso and P Delage eds., Paris, 2: 601-608. Balkema, Rotterdam.

Hanes D. M. & Inman D. L. (1985). *Experimental evaluation of a dynamic yield criterion for granular fluid flows*. J. Geophys. Res., 90(B5), pp. 3670–3674.

Heim A. (1932). *Bergsturz und Menschenleben*. Translated in 1989 by N. Skermer as *Landslides and human lives*. Bitech Publishers, Vancouver B. C.

Hilf J.W. 1956. *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*. Ph.D.

thesis, Technical Memo, 654, U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver.

Hung O. & Morgenstern N. R. (1984). *High velocity ring shear tests on sand*. *Geotechnique*, 34, pp. 415–421.

Hunter G. & Fell R. (2003). *Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slope*. *Canadian Geotechnical Journal* 40, 1123-1141

Hutchinson J.N. (1988). *Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne, C. Bonnard Ed., Balkema, Rotterdam, 1, 3-35.

Ishihara K., Tsukamoto Y., Shibayama T. (2000). *Evaluation of slope stability against flow in saturated sand deposits*. Jubilee Volume of Terzaghi 2000.

Iverson R. M., Dentale J. S., Fiegel G. L., Maior J. J., Lahusen R. G., Duffy J. D., Fisher G. D. (1997). *Response of Flexible Wire Rope Barriers to Debris-Flow Loading*. First International Conference on "Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment" S. Francisco, California, USA, August 7-9, 1997.

Iverson R. M. (1997). *The physic of debris flows*. *Reviews of Geophysics*, 35, 3, August 1997, pp. 245-296, paper number 97RG00426.

Iverson R. M. (2005). *Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback*. Reviews of Geophysics, 110, F02015.

Iverson R. M. & Denlinger R. P. (2001). *Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 1. Coulomb mixture theory*. J. Geophys. Res., 106, pp. 537-552.

Jaeger, H. M. & Nagel S. R. (1992). *Physics of the granular state*. Science, 255, pp. 1523–1531.

Jewell R. J., Fahey M., Wroth C. P. (1998). *Laboratory studies of the pressuremeter test in sand*. Géotechnique Vol. 30, 4, pp.507-531

Kassif G. & Ben Shalom A. (1971). *Experimental Relationship Between Swell Pressure and Suction*. Géotechnique, Vol. 21, N. 3, pp. 245-255.

Kazimoglu Y. K., McDougall J. R., Pyrah I. C. (2004). *Options for modelling hydraulic hysteresis*. Unsaturated soil; Advances in testing, modelling and engineering applications. II International Workshop on Unsaturated Soils, 2004, Anacapri, Italy. Mancuso C., Tarantino A., Balkema.

Konrad J.M. (1993). *Undrained response of loose/y compacted sands during monotonic and cyclic compression tests*. Géotechnique, Vol. 43, N. 1, pp. 69-89.

Krahn J. & Fredlund D. G. (1972). *On total matric and osmotic suction*. J. Soil Sci., Vol. 114, pp. 339-348.

Ladd R. S. (1974). *Specimen Preparation and Liquefaction of Sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 100, N. 10, pp. 1180-1184.

Lade P.V. & Yamamuro J.A. (1997). *Effects of non plastic fines on static liquefaction of Sands*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 918-928.

Lampitiello S. (2003). *Resistenza non drenata e suscettibilità alla liquefazione di ceneri vulcaniche della Regione Campania*. Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Seconda Università di Napoli.

Lang A. R. G. (1967). *Osmotic coefficients and water potential of sodium chloride solution from 0 to 40 Degrees C*. Australian J. Chem., Vol. 20, pp. 2017-2023.

Lo Presti D. C. F., Pedroni S., Crippa V. (1992). *Maximum Dry Density of Cohesionless Soil by Pluviation and by ASTM D 4253-83: A Comparative Study*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 15, 2, pp.180-189.

Lo Presti D. C. F., Berardi R., Pedroni S., Crippa V. (1993). *A New Traveling Sand Pluviator to Reconstitute Specimens of Well-Graded Silty Sand*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 16, 1, pp.18-26.

Loke M.H. & Barker R.D. (1996a). *Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method*. Geophysical Prospecting, 44, 131-152.

Loke M.H. & Barker R.D. (1996a). *Practical techniques for 3D resistivity surveys and data inversion*. Geophysical Prospecting, 44, 499-524.

Lun C.K.K., Savage S.B., Jeffery D.I., Chepurniy N. (1984). *Kinetic theories for granular flow: inelastic particles in couette flow and slightly inelastic particles in a general flowfield*, J. Fluid Mech.140, pp. 233-256.

Lupini, J.F., Skinner, A.E., Vaughan P.R. (1981). *The drained residual strength of cohesive soils*. Géotechnique, Vol. 31 N. 2, pp. 181-213.

Meunier M. (1993), *Classification of stream flows*. International workshop on rapid gravitational mass movements, Grenoble, pp. 231-236.

Miller R. F. & Mc Queen I. S. (1978). *Moisture relations in rangelands, Western United States*. Proc. 1st Int. Rangeland Congress, pp. 318-321.

Mullins C.E. (1991). *Matric potential*. In: Soil Analysis: Physical Methods. (eds K.A. Smith & C.E. Mullins), pp. 75-109. Marcel Dekker, Inc., New York.

Nader N. S. & Tumay M. T. (1987). *Factor Affecting Sand Specimen Preparation by Raining*. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 10, 1, pp.31-37

Ng, C.W.W. & Pang, Y.W. (2000). *Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 2, pp. 157-166.

Ogawa S. (1978). *Multitemperature theory of granular materials*. Proc. of the U.S. Japan Seminar on Continuum Mechanical and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials, S.C. Cowin and M. Satake eds., Gakujutsu Bunken Fukkyukai, Tokyo, Japan, pp. 208-217.

Olivare L., Picarelli L., Andreozzi L. , Avorio B., Damiano E., Lampitiello S. (2003). *Scenari di pericolosità di frana in terreni sciolti di natura piroclastica. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica*, L'Aquila, Patron, Bologna, pp. 173-181.

Padilla J. M., Perera Y.Y., Houston W. N., Fredlund D.G. (2005). *A new soil-water characteristic curve device*. Proceedings International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, pp. 15-22.

Passalacqua R. (1991). *A Sand-Spreader Used for The Reconstitution of Granular Soils Models*. *Soils and Foundation*, Vol. 31, pp. 175-180.

Peck A. J. & Rabbidge R. M. (1969). *Design and performance of an osmotic tensiometer for measuring capillarity potential*. Proc. Soil Sci. Soc. Amer., Vol. 33, 2, pp.196-202, March-April 1969.

Pellegrino A. (1998). Studio preliminare su alcune colate della Penisola Sorrentina e sulle proprietà geotecniche delle coltri piroclastiche. Rapporto del CNR-GNDCI.

Perov V. F., Artyukhova I. S., Budarina O. I., Glazovskaya T. I., Sidorova T. L. (1997). *Map of the world mudflow phenomena*. Debris flow hazards mitigation: mechanics, prediction, and assessment, edit by Cheng-lung Chen, ASCE.

Pierson, T. C. & Costa J. E. (1987). *A rheologic classification of subaerial sediment-water flows*. In Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition, and Mitigation, Rev. Eng. Geol., vol. 7, edited by J. E. Costa and G. F. Wieczorek, pp. 1–12, Geol. Soc. of Am., Boulder, Colo.

Pierson T. C. (1980). *Erosion and deposition by debris flows at Mt. Thomas, North Canterbury, New Zealand*. Earth Surf. Processes, 5, pp. 227–247.

Pinto M. (2001). *Apparecchiature a suzione controllata per la sperimentazione su terreni non saturi: messa a punto e primi risultati*. Tesi di laurea. Università di Napoli "Federico II"

Poulos, S.J. (1981). *The steady state of deformation*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 1 07, pp. 553-561.

Poulos S.J., Castro G., France J.W. (1985). *Liquefaction evaluation procedure*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 111, 6, pp. 772-792.

Rampino C. (1997). *Comportamento meccanico di una sabbia limosa ed argillosa costipata parzialmente satura*. Tesi di dottorato, Univ. di Napoli Federico II.

Rampino C., Mancuso C., Vinale F. 1999. *Laboratory testing on a partially saturated soil: equipment, procedures and first experimental results*. Canadian Geotechnical Journal, 36, 1, pp. 1-12.

Rampino C., Mancuso C. & Vinale F. (2000). *Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil*. Can Geotech J 37: 748-763.

Rawlins S.L. & Campbell G.S. (1986). *Water potential: Thermocouple psychrometry*. p. 597-618. In A. Klute (ed.) *Methods of soil analysis*. Part 1. 2nd ed. Agron. Monogr. 9. ASA and SSSA, Madison, WI.

Reid M. E., Lahusen R. G., Iverson R. M. (1997). *Debris-Flow Initiation Experiments Using Diverse Hydrologic Triggers*. First International Conference on "Debris-Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment" S. Francisco, California, USA, August 7-9, 1997.

Richards B. G. (1974). *Behaviour of unsaturated soils*. Soil Mechanics-New Horizons, I. K. Lee, Ed. New York American Elsevier, pp. 112-157.

Richards L.A. (1948). *Porous plate apparatus for measuring moisture retention and transmission by soil*. Soil Science, 66, pp. 105-110.

Richards L.A. & Fireman M. (1943). *Pressure plate apparatus for measuring moisture sorption and transmission by soils*. Soil Sci., Vol. 56, pp. 395-404.

Ridley A. M. & Burland J. B. (1993). *A new instrument for the measurement of soil moisture suction*. Geotechnique 43, 2 , 321-324.

Romero E., Lloret, A., Villar. M. V. (2004). *FEBEX II Project: Final report on thermo-hydro-mechanical laboratory tests*. ENRESA Empresa Nacional de Residuos Radiactivos , Vol. 10, pp. 1-165. ISSN: 1134-380X

Romero E. & Vaunat J. (2000). *Retention curves of deformable clays*. In A. Tarantino, C. Mancuso (eds), *International Workshop On Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Trento, Italy: 91-106. Rotterdam: A.A. Balkema.

Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, Vol. 8, N. 1, pp. 22-53.

Rojas J. C., Zingariello M. C., Mancuso C., Vinale F. (2006). *Un apparecchio per prove di ritenzione idrica a suzione e carico controllati*. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG) 2006, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa, Pisa, 26 - 28 giugno 2006.

Russo C. (1997). *Caratteri evolutivi dei movimenti traslativi e loro interpretazione meccanica mediante l'analisi numerica*. Tesi di Dottorato, Consorzio tra l'Università di Roma la Sapienza, Napoli Federico II, Roma Tor Vergata e Seconda Università di Napoli.

Sassa K. (1984). *The mechanism starting liquefied landslides and debris flows*. Proc. 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, 2, pp. 349-354.

Sassa K. (1985). *The mechanism of debris flows*. Proc. 11th Conf. Soil Mech. Foun. Engng, San Francisco, 3, pp. 1173-1176.

Sassa K. (2000). *Mechanism of flows in granula soils*. Proc. GeoEng2000, Melbourne, 1, pp. 1671-1702.

Savage B. & Hutter K. (1989). *The motion of a finite mass of granular material down a rough incline*. J. Fluid Mech., 199, pp. 177-215.

Savage S. B. (1984), *The mechanics of rapid granular flows*. Adv. Appl. Mech., 24, pp. 289-366.

Scotto di Santolo A. (2002). *Le colate rapide*. Helvetius Edizioni.

Seiichi M. & Shosuke T. (1982). *A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand*. Soils and Foundation, Vol. 22, 1, pp.61-77.

Seminara G. & Tubino M. (1993). *Debris Flow: Meccanica Controllo E Previsione*. CNR-GNDCI. Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento di Protezione Civile.

Sivakumar V. (1993). *A critical state framework for unsaturated soil*. Ph.D. thesis, University of Sheffield.

Smaldone A. (1992). *Pluvial Deposition of Well Graded Silty Sands*. M.S. Thesis, Department of Structural Engineering, Technical University of Torino.

Soil Moisture Equipment Corp. Commercial Publications. P.O. Box 30025, Santa Barbara, CA, 1985.

Spence K. J. & Guymer I. (1997). *Small-scale laboratory flowslides*. Geotechnique 47, N. 5, pp. 915-932.

Sweeney D. J. (1982). *Some in situ soil suction measurements in Honk Hong's residual soil slopes*. Proc. 7th Southeast Asia Geotech. Conf. (Honk Hong), Vol. 1, pp. 91-106.

Takahashi T. (1981). *Debris flow*. Annu. Rev. Fluid Mech., 13, pp. 57-77.

Take W. A., Bolton M. D. (2003). *Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction*. Geotechnique 53, N. 2 , 159-172

Tarantino A. Mongioli L. (2003). *Calibration of tensiometer for direct measurement of matrix suction*. Technical Note, Geotechnique 53, N. 1, 137-141

Tatsuoka F., Okahara M. Tanaka T. Tani K., Morimoto T. Siddiquee M. S. (1991). *Progressive Failure and Particle Size Effects in Bearing Capacity of a Footing on Sand*. Proc. Geotechnical Engineering Congress, Geotechnical Special Publication N. 27, Vol. II, New York, pp. 788-801.

Thevanayagam S. (1998). *Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands*. ASCE Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, N. 6, pp. 479-491.

Vaid Y. P. & Thomas J. (1995). *Liquefaction and post-liquefaction behaviour of sand*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 121, n02, pp. 163-173.

Vaid Y.P., Sivathayalan S., Stedman D. (1999). *Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, N. 3, pp. 187-195.

Vallance J. W. & Scott K. M. (1997). *The Osceola mudflow from Mount Rainier: Sedimentology and hazard implications of a huge clay-rich debris flow*. Geol. Soc. Am. Bull., 109(2), pp. 143–163.

Van Genuchten, M. T., (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44: 892-898.

Van Haveren B. P. & Brown R. W. (1972). *The properties and behaviour of water in soil-plant-atmosphere continuum*. Psychrometry in Water Relation Research, R. W. Brown Van and B. P. Haveren, Eds., Utha Agric. Experimental Station, Utah State Univ., Logan, pp. 1-27.

Varnes D.J. (1978). *Slope movement types and processes*. Transportation Research Board, Spec. Rep. n. 176 Landslides, Analysis and Control, 11-33.

Vasquez A. & Dobry R. (1988). *The behaviour of undrained contractive sand and its effect on seismic liquefaction flow failure of earth structures*. Report of Rensselaer Polytechnic Institute.

Verdugo R. (1992). *Characterization of sandy soil behaviour under large deformation*. Ph.D. thesis. Department of Civil Engineering, University of Tokyo, Japan.

Verdugo R. (1992a). *Discussion of the paper by Been K., Jefferies M.G. & Hachey J. 1991*. Géotechnique, Vol..42, N. 4, pp. 655-663.

Viggiani C. (1970). *Consolidazione delle argille sotto l'azione di carichi gradualmente crescenti*. Risultati e linee di sviluppo del Gruppo di Ricerche Terreni e Strutture del C.N.R. (Napoli)

WANG G. & SASSA K. (2001). *Factor affecting Rainfall-induced flowslides in laboratory flume test*. Geotechnique 51, N. 7, 587-599

WHEELER S.J. (1996). *Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil*. Canad. Geotech. Journ. 33, pp.42-57.

Williams J. & Shaykewich C. F. (1970). *The influence of Soil Water Matric Potential and the strength properties of unsaturated soil*. Proc. Soil Sci. Amer., Vol. 34, 6, Div. S-1, pp. 835-840.

Wissa A. E. Z. & Heiberg S. (1969). *A new one-dimensional consolidation test*. M.I.T., Res. Report 69-9.

Wroth C.P. & Houlsby G.T. (1985). *Soil mechanics: property characterisation and analysis procedure*. Proc IX Int. Conf. Soil Mech. Foud. Eng., San Francisco, Vol.1, pp. 1-55.

Yamada Y. & Ishihara K. (1979). *Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions*. Soils and Foundations, Vol. 19, N. 2, pp. 79-93.

Yamada Y. & Ishihara K. (1981). *Undrained deformation characteristics of loose sand under three dimensional stress conditions*. Soils and Foundations, Vol. 21 N. 1, pp. 97-107.

Yamamuro J.A. & Lade P.V. (1997). *Static liquefaction of very loose sands*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 905-917.

Yamamuro J.A. & Lade P.V. (1998). *Steady-State concepts and static liquefaction of silty sands*. ASCE Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering, Vol. 124 N. 9, pp. 868-877.

Yoshimine M., Robertson P.K., Wride C.E.F. (1999). *Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 891-906.

Zhang Y. & Campbell C. S. (1992). *The interface between fluidlike and solid-like behaviour in two-dimensional granular flows*. J. Fluid Mech., 237, pp. 541-568.

I N D I C E

INTRODUZIONE	1
Capitolo I: Attività di monitoraggio in sito	5
I. 1 Siti di interesse	5
I.1.1 San Pantaleone	8
I.1.2 Nocera	13
I.1.3 Tangenziale di Napoli, galleria Solfatarata	15
I. 2. Sistema di monitoraggio in sito	16
I.3. Misure effettuate con il sistema di monitoraggio in sito	20
I.3.1. Misure effettuate lungo la tangenziale di Napoli	20
I.3.2. Misure effettuate in località Collina di San Pantaleone	29
Capitolo II: Attività preliminare di laboratorio	35
II.1 Caratterizzazione geotecnica del materiale utilizzato	35
II.2 Prove di ritenzione idrica sul terreno piroclastico	36
II.2.1 L'edometro a suzione controllata	36
II.2.2 Curve di ritenzione idrica ottenute con l'edometro a suzione controllata	43
Capitolo III: Nuovo prototipo di pendio artificiale	46
III.1 Introduzione	46
III.2 Modello Fisico di Pendio	48
III.3 Sistemi di trattamento e posa in opera del terreno	54
III.3.1 Sistema di essiccamento	56
III.3.2 Sistema di deposizione	62
III.4 Misura degli spostamenti	68
III.4.1 Misura degli spostamenti attraverso la tecnica Laser Scanner	68
III.4.2 Progetto del sistema di visione per le analisi P.I.V.	73
III.5 Sistema pioggia	76
III.6 Strumenti di misura	81
III.6.1 Celle di carico	82
III.6.2 Minitensiometri	83
Capitolo IV. MESSA A PUNTO DELLE ATTREZZATURE E PRIME PROVE	86
IV.1 Introduzione	86
IV.2 Procedure di Prova	87
IV.3 Prove effettuate	92
IV.3.1 Prova N. 1	100
IV.3.2 Prova N. 2	108
IV.3.3 Prova N. 3	116
IV.3.4 Prova N. 4	126
CONCLUSIONI	135
Allegato A. Le colate rapide di fango	139

A.1 Generalità _____	139
A.2 Parametri e grandezze caratteristiche _____	145
A.3 Le colate rapide: meccanismi di innesco ed evoluzione _____	152
A.3.1 Fase di innesco _____	152
A.3.1.1 Permeabilità e curva di ritenzione idrica _____	156
A.3.2 Liquefazione Statica _____	166
A.3.1 Evoluzione di una colata _____	173
A.4 Sperimentazione su modelli _____	185
Allegato B: Tecniche di deposizione pluviale per la ricostruzione di campioni di terreni incoerenti _____	199
B.1 Intensità di deposizione _____	205
B.2 Altezza di caduta _____	208
B.3 Diametro delle particelle _____	209
B.4 Fenomeni di frantumazione e di segregazione dei granuli _____	211
Allegato C: Esperienze condotte attraverso i tensiometri jet-fill _____	212
Allegato D: Misure di suzione e determinazione della curva di ritenzione idrica _____	218
D.1 Introduzione _____	218
D.2 Generalità sulle Misure di Suzione _____	219
D.3 Altri metodi di misura del potenziale idrico _____	242
D.3.1 Esplorazione geofisica _____	244
D.3.2 Indagine geoelettrica _____	244
D.4 Apparecchiature per la determinazione della curva di ritenzione idrica _____	246
BIBLIOGRAFIA _____	253
I N D I C E _____	270

RINGRAZIAMENTI

Per la maggior parte dei dottorandi gli anni dedicati al lavoro di studio e di ricerca sono scanditi da un'alternanza di alti e bassi non sempre riconducibili ai risultati ottenuti. Non si tratta di una semplice funzione sinusoidale bensì di un'oscillazione la cui ampiezza e la cui frequenza aumentano considerevolmente con l'avvicinarsi della chiusura della tesi. Tutto ciò premesso, parte di quanto è riportato di seguito potrebbe essere rinnegato in un futuro molto prossimo, tuttavia in questo preciso momento tali pensieri mi appaiono come un giusto sigillo ad un periodo caratterizzato da grandi sacrifici e giuste soddisfazioni.

È con questo spirito che mi appresto a fissare con poche parole la gratitudine per quanti hanno condiviso con me questa esperienza.

I miei primi ringraziamenti sono per tutte le persone afferenti al dipartimento di ingegneria geotecnica che hanno interagito maggiormente con me in questi anni.

Sarò sempre grata al prof. Vinale per avermi permesso di concludere nel modo migliore il mio lavoro di tesi riuscendo a trovare il capo di una di matassa molto aggrovigliata.

Ringrazio Claudio Mancuso mio vero promotore per questa avventura e Luca Pagano per aver voluto condividere con me l'esperienza sul pendio artificiale.

La mia riconoscenza va al prof. Evangelista per la pazienza e la disponibilità dimostrata.

Ringrazio Anna D'Onofrio, Filippo Santucci De Magistris e Augusto Penna per aver messo a disposizione la loro esperienza e la loro competenza durante la mia attività in laboratorio.

Sempre per quanto attiene l'attività di laboratorio un ringraziamento doveroso è per Roberto Vassallo che per primo mi ha introdotto alla sperimentazione sui terreni parzialmente saturi fin dai tempi della tesi di laurea e mi ha sostenuto (anche se a distanza) durante tutto il dottorato.

Un ringraziamento congiunto va ad Angelina Parlato e Loredana (Lucia) Siervo, per l'amicizia che ci ha unito in questi anni e quanto di bello ne è scaturito.

Un grazie a Ciro Visone e Francesca D'Onza per avermi sopportato nella parte finale (quella più critica) del dottorato.

Ringrazio tutti i giovani ricercatori (dottorandi e dottori di ricerca - contrattisti) sempre pronti al confronto e con i quali ho condiviso momenti piacevoli: Emilio Bilotta (il leader indiscusso del gruppo); Gennaro Landi (amico e collega più diretto di dottorato); Juan Carlos Rojas Vidovic (per avermi insegnato un po' di spagnolo); Raffaele Papa (sempre disponibile in qualsiasi evenienza, e per la guida impeccabile avuta in tutti i viaggi fatti insieme); Gabriele Pepe (per le interessanti discussioni); Giada di Fonzo e Emilia Carlomagno (sempre gentili e ottime compagne di stanza); Vincenzo Abagnara e Giovanni Lanzano (del duo Vincenzo e Giovanni).

Ad Anna Scotto va la mia stima e gratitudine per aver messo a disposizione la sua esperienza e la sua amicizia.

Con affetto dico grazie a Sara Costanzo per le piacevoli e rasserenanti chiacchierate avute insieme.

Ringrazio il mio primo tesista ufficiale Gaetano D'Oronzio per le belle parole che mi ha dedicato nei suoi ringraziamenti, ma soprattutto per il sostegno che mi ha fornito nel periodo più delicato del dottorato. Spero di non perderlo di vista.

Un sincero grazie va a Franco Accurso e Boris Izzo per il loro contributo tecnico all'attività svolta.

Infine un ringraziamento doveroso va a coloro i quali hanno addolcito le pause in dipartimento: Elettra, Anna, Andrea, Luigi, Maria Luisa, Settimio, Gabriella, Bruno, Filippo e Saverio (e poi dicono che le nascite sono in calo).

Per quanto attiene gli affetti più cari i miei ringraziamenti vanno alla mia famiglia e a Luigi, veri pilastri e punti fermi della mia vita. A mio padre, maestro di vita e di professione. Alla mia mamma per le sue capacità di sostenermi con fermo ottimismo e pazienza. Ad Antonio perfetto fratello maggiore e a mia sorella Ilaria per la sua capacità di dare il giusto peso ad ogni cosa. A Luigi per il sostegno, i consigli e la capacità di starmi vicino (cosa non facile). A tutti loro dedico questo lavoro.

Un ringraziamento va a tutti i miei familiari più vicini (nonne zii zie cugini e cugine) per essere stati sempre presenti, e a Leonardo e Laila per l'affetto e per i pasti caldi e un letto comodo sempre pronti in ogni momento.

L'ultimo pensiero è invece per il Prof. G. B. Fenelli il cui mancato apporto a questo lavoro di tesi rimarrà il mio più grande rimpianto.