

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
IDRAULICA, MARITTIMA, AMBIENTALE E
GEOTECNICA
IMAGE**



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA**

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova
Dipartimento di INGEGNERIA IDRAULICA, MARITTIMA, AMBIENTALE E GEOTECNICA

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN :
SCIENZA DELL'INGEGNERIA CIVILE ED AMBIENTALE
XXIII° CICLO

**STUDIO SPERIMENTALE E NUMERICO DELLA FASE DI
PROPAGAZIONE DI COLATE DI FANGO (*mudflow*)**

Direttore della Scuola : Ch.mo Prof. Stefano Lanzoni

Supervisori : Ch.mo Prof. Paolo Simonini

Ch.ma Prof. Simonetta Cola

Dottorando : Nancy Calabrò

Padova, Gennaio 2011

INDICE

RIASSUNTO	i
ABSTRACT	ii
INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1. ASPETTI GENERALI DELLE FRANE DI COLATA	5
1.1 Introduzione.....	5
1.2 Fattori che influenzano le frane.....	7
1.2.1 <i>Criteri di classificazione dei fattori</i>	7
1.2.2 <i>Fattori naturali</i>	9
1.2.3 <i>Fattori dovuti all'attività umana</i>	13
1.3 Terminologia impiegata nei movimenti di massa.....	14
1.4 Tipi di movimenti franosi.....	15
1.5 Classificazione delle colate	19
1.6 Esperienze su modelli fisici in scala ridotta.....	24
CAPITOLO 2. LA TEORIA DELLE MISCELE	37
2.1 Introduzione.....	37
2.2 La teoria delle miscele.....	37
2.3 Proprietà fisiche dei materiali.....	40
2.3.1 <i>L'acqua</i>	40
2.3.2 <i>L'aria</i>	41
2.3.3 <i>Le particelle solide</i>	42
2.3.4 <i>La miscela</i>	44
CAPITOLO 3. COMPORTAMENTO REOLOGICO DEI FLUSSI DI COLATA	47
3.1 Introduzione.....	47
3.2 Interazioni tra le varie particelle fini e l'acqua.....	48
3.2.1 <i>Proprietà colloidali</i>	48
3.2.2 <i>Moti Browniani</i>	49
3.3 Il concetto fisico di viscosità e sforzo critico.....	50
3.4 La legge di Newton.....	51
3.5 Reologia delle colate di fango.....	54
3.6 Leggi reologiche utilizzate per rappresentare i flussi di colata.....	59
3.6.1 <i>Modello visco-plastico</i>	60
3.6.2 <i>Modello dilatante</i>	63
3.6.3 <i>Modello di Voellmy</i>	65
3.7 Influenza della concentrazione solida sul comportamento reologico di un flusso di colata.....	68
3.8 Approccio reofisico alla classificazione delle frane.....	73
CAPITOLO 4. PROCESSO DI EROSIONE AL FONDO IN SEGUITO ALLA PROPAGAZIONE DI UNA COLATA	83
4.1 Introduzione.....	83
4.2 Processo di erosione al fondo: dinamica del trasporto di materiale.....	83
4.3 Approccio teorico sulla stabilità del fondo.....	85

4.4	Leggi di erosione.....	88
4.4.1	<i>La legge di Hungr (1995)</i>	89
4.4.2	<i>La legge di Egashira (1993)</i>	90
CARATTERIZZAZIONE REOLOGICA E		
CAPITOLO 5.	GEOTECNICA DEI TERRENI UTILIZZATI NELLA SPERIMENTAZIONE	93
5.1	Bacino del Tessina.....	93
5.2	Argilla limosa commerciale	111
5.3	Sabbia dell'Adige.....	133
CAPITOLO 6.	MODELLAZIONE FISICA DELLA FASE DI PROPAGAZIONE DI UNA COLATA	135
6.1	Introduzione.....	135
6.2	Test sperimentali su piano inclinato.....	136
6.2.1	<i>Descrizione del modello</i>	136
6.2.2	<i>Sperimentazione</i>	138
6.2.3	<i>Prove di tipo A</i>	141
6.2.3.1	<i>Risultati</i>	142
6.2.4	<i>Prove di tipo B</i>	159
6.2.4.1	<i>Risultati</i>	159
6.3	Test sperimentali in canaletta.....	163
6.3.1	<i>Descrizione del modello</i>	163
6.3.2	<i>Sperimentazione</i>	168
6.3.2.1	<i>Prove di tipo C-AA</i>	170
6.3.2.2	<i>Prove di tipo C-AS</i>	183
6.3.2.3	<i>Prove di tipo E-AA</i>	202
6.3.2.4	<i>Prove di tipo E-AS</i>	212
CAPITOLO 7.	MODELLAZIONE MATEMATICA E NUMERICA DELLA FASE DI PROPAGAZIONE	225
7.1	Introduzione.....	225
7.2	Le relazioni costitutive.....	226
7.2.1	<i>La fase solida</i>	226
7.2.2	<i>La fase fluida</i>	227
7.2.2.1	<i>L'acqua</i>	227
7.2.2.2	<i>L'aria</i>	230
7.3	Bilancio di massa.....	231
7.4	Bilancio di quantità di moto.....	235
7.5	Semplificazioni del modello.....	237
7.6	Propagazione e consolidazione.....	239
7.7	Le shallow water equations.....	243
7.8	Modello integrato per la propagazione.....	245
7.8.1	<i>Equazione di bilancio di massa per la miscela</i>	245
7.8.2	<i>Equazione di bilancio della quantità di moto per la miscela</i> ...	246
7.8.3	<i>Modello integrato per la propagazione</i>	248
7.8.4	<i>Riepilogo equazioni utilizzate nell'analisi della propagazione</i> .	250
7.9	Modellazione matematica delle leggi reologiche.....	251
7.9.1	<i>Stato tensionale</i>	251
7.9.2	<i>Tensore di velocità di deformazione</i>	252
7.9.3	<i>Integrazione in profondità del tensore delle deformazioni</i>	254
7.9.3.1	<i>Tensore della velocità di deformazione integrato in</i>	255

	<i>profondità per il modello di Bingham.....</i>	
7.10	Il modello numerico SPH: discretizzazione etecnica di risoluzione.....	257
7.10.1	Approssimazioni integrali di funzioni e sue derivate.....	257
7.10.2	Nuclei di Kernel: alcune carreteristiche elementari ed esempi..	259
7.10.3	Approssimazioni integrali di derivate.....	260
7.10.4	Approssimazione discreta di funzioni.....	261
7.10.5	Discretizzazione delle equazioni integrate in profondità.....	263
7.11	La legge di erosione.....	265
CAPITOLO 8.	CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO	267
8.1	Il codice SPH.....	268
8.2	Calibrazione del modello numerico sulla base delle prove di laboratorio.....	269
8.2.1	<i>Simulazione di prove su piano inclinato.....</i>	<i>270</i>
8.2.2	<i>Simulazione di prove in canaletta.....</i>	<i>275</i>
8.3	Simulazione di colate in sito con il codice SPH.....	281
8.3.1	<i>La frana del Tessina.....</i>	<i>281</i>
8.3.2	<i>La frana di Favazzina.....</i>	<i>290</i>
CAPITOLO 10.	CONCLUSIONI.....	303
BIBLIOGRAFIA.....		309

RIASSUNTO

Le colate di fango rappresentano significativi esempi del dissesto idrogeologico ampio italiano e mondiale e sono fonte di rischio per l'incolumità dell'uomo, delle opere e infrastrutture. Per poter realizzare una protezione efficace contro questi disastri è necessario avere una completa conoscenza delle cause che li producono ed essere in grado di effettuare una previsione delle conseguenze che essi scatenano. La previsione delle caratteristiche come la velocità di propagazione e le distanze percorse, sono di grande importanza per la progettazione di strutture di protezione e canalizzazione.

Gli obiettivi principali di questo lavoro sono stati la valutazione delle modalità di propagazione dei *mudflow* sulla base di un'analisi sperimentale e numerica.

Attraverso prove di laboratorio è possibile analizzare l'evoluzione del fenomeno oggetto di studio, individuarne le grandezze fondamentali che lo governano. Inoltre si può identificare il comportamento reologico del materiale coinvolto visto che non è possibile descrivere la propagazione di un flusso di terreno con la classica meccanica del continuo .

Per lo studio della propagazione è stato implementato un modello tridimensionale basato sulle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto, che sono integrate in profondità attraverso una serie di ipotesi semplificative realizzate considerando la struttura verticale del flusso. Il codice è stato sviluppato dal professor Pastor del CEDEX di Madrid. Il modello implementato è non lineare e accoppiato, ed insieme alle adeguate relazioni costitutive permette di determinare la distanza percorsa, le velocità secondo il piano perpendicolare alla direzione di integrazione, la profondità del materiale mobilitato. La tecnica di discretizzazione utilizzata è il metodo SPH (*Smoothed particle Hydrodynamics*), che si basa sulla discretizzazione di un insieme di nodi su cui si effettuano approssimazioni integrali di una funzione e delle sue derivate.

La validità del codice è stata verificata attraverso simulazioni di eventi a scala reale e di laboratorio. Per questi ultimi si è fatto riferimento alle prove effettuate durante il programma sperimentale effettuato per questa tesi di ricerca; mentre come casi reali sono stati scelti la frana del Tessina (Belluno, 1992) e quella di Favazzina (RC, 2001), proprio perché due fenomeni completamente diversi. La prima è una colata lenta ma che mobilita grandi masse instabili, la seconda invece è molto rapida ma anche molto modesta nei volumi coinvolti. Attraverso la *back analysis* di questi due eventi si è voluto ancora di più confermare e avvalorare l'affidabilità e la validità del codice in esame.

ABSTRACT

Mud-flows are meaningful examples of Italian and worldwide hydrogeological instability; in their catastrophic form they have caused many victims and serious economic damage around the world. To improve safety of human settlements endangered by them it is necessary to predict their occurrence, triggering conditions, and the effects they produce. The prediction of both run-out distances and velocity can notably reduce losses inferred by these phenomena, providing a means for defining and estimating the hazardous areas, and the working out of appropriate design measures.

The main goals of this thesis have been the study of mudflow propagation phase according to an experimental and numerical analyses.

Experiments on small-scale physical models represent a powerful tool for identifying and evaluating the influential factors of mud-flow behaviour and verify the reliability of predictive models. The distinctive features and evolution of these phenomena are strictly related to the mechanical and rheological properties of the materials involved which are responsible for the long distances travelled and high velocities in some cases reached. The rheology is very important because it isn't possible to describe the propagation of this kind of flow with the classical continuum mechanics.

The mathematical model is based on the balance of mass and of linear momentum for non-linear materials and large deformation problems, from where the depth integrated model can be derived. The model is completed by suitable rheological and kinematical relations. The code was developed by professor Pastor from CEDEX in Madrid. The model is non linear and solid-pore fluid coupled; it allows to determine the run-out distance, the flow velocity and the thickness of the mobilized soil. The numerical discretization refers to the method of "Smoothed particle hydro-dynamics" (SPH), which relies on nodes (points) to approximate functions or derivatives, discluding any element based information.

In order to calibrate and validate the code, a few simulations of real and laboratory benchmarks are carried out. For the experimental cases are chosen some test performed during this research; whereas as real cases are selected the Tessina (Belluno, 1992) and Favazzina (RC, 2001), landslides, which are completely different phenomena. The first one is a slow mudflow involving a large amount of material, the second one is very fast but with small mobilized mass. These back analyses grant to bear out and reliability and validity of the numerical code.

INTRODUZIONE

Un fenomeno franoso è costituito da un movimento del terreno causato da forze gravitazionali, qualche volta accompagnate da quelle sismiche, ma le modalità con cui queste agiscono dipendono da fattori geologici, topografici, ideologici, climatici e dall'azione dell'uomo.

Le frane rappresentano significativi esempi del dissesto idrogeologico e del degrado ambientale che interessano ampie superfici del territorio italiano e mondiale e sono fonte di rischio per l'incolumità dell'uomo, delle opere e infrastrutture. Per poter realizzare una protezione efficace contro questi disastri è necessario avere una completa conoscenza delle cause che li producono ed essere in grado di effettuare una previsione delle conseguenze che essi scatenano.

Il termine frana, è del tutto generale, poiché comprende una grande quantità di fenomeni, dagli scivolamenti lenti con velocità di centimetri all'anno fino ai flussi catastrofici che possono raggiungere velocità di 60 km/h.

Le cause di questi fenomeni possono essere dovute alla variazione delle tensioni efficaci prodotte da carichi esterni o a variazioni delle pressioni interstiziali, a variazioni delle proprietà dei materiali o a cambiamenti di geometria del versante.

La variabilità delle proprietà dei terreni anche a piccola scala, la complessità dell'idraulica sotterranea dipendente dalla variazione laterale e verticale della permeabilità e della lunghezza dei fenomeni transitori di equilibrio del regime delle pressioni neutre, il ruolo dei sistemi di discontinuità e quello degli stati tensionali iniziali, mai noto e di difficile acquisizione, ed infine la complessità della meccanica dei processi deformativi pre-rottura sono tutti aspetti che influenzano grandemente il comportamento dei pendii e di cui peraltro è difficile avere una conoscenza adeguata.

Negli ultimi anni si sono susseguiti in tutto il territorio italiano una sequenza di frane catastrofiche, quali, per esempio, quelle di Salerno (1954), Valtellina (1987), Sarno (1998), e ultima quella di Giampilieri (Messina, 2009). Hanno causato tutti ingenti danni alle strutture ma soprattutto tutte hanno provocato centinaia di feriti e decine di morti (318 nel caso di Salerno). Quasi tutte questi fenomeni sono state catalogate come colate di fango.

Le colate di fango, o meglio note come *mudflow*, sono appunto l'oggetto di questa tesi di dottorato.

Per colata di fango si intende un movimento di versante che esibisce durante il suo moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi, caratterizzati da deformazioni interne alla massa in movimento o predominanti rispetto agli scorrimenti lungo superfici di taglio. In questo caso lo scivolamento e il flusso coesistono. Posso raggiungere velocità particolarmente elevata e si verificano in materiali la cui struttura particellare originaria, sciolta e metastabile, ha subito un collasso per effetto dell'azione rapida di un agente esterno, solitamente un impatto di un differente corpo di frana. A questo rapido collasso della struttura del materiale corrisponde un altrettanto rapido incremento della pressione neutra ed una congruente riduzione della resistenza.

La protezione dal pericolo di queste colate , o più in generale da qualsiasi evento parossistico, è divenuta un'esigenza quasi prioritaria negli interventi di sistemazione del territorio, soprattutto montano, funzionali alla protezione di infrastrutture di vario tipo

Allo scopo di realizzare una efficiente prevenzione da questi disastri è necessaria una conoscenza degli stessi, sia per quanto riguarda le cause che scatenano il fenomeno sia per conoscerne il comportamento una volta innescati. Infatti la previsione delle caratteristiche come la velocità di propagazione e le distanze percorse, sono di grande importanza per la progettazione di strutture di protezione e canalizzazione.

Lo studio delle colate di fango risulta assai difficoltoso a causa della marcata imprevedibilità temporale del fenomeno, della sua breve durata e della sua elevata forza distruttiva che rendono l'effettuazione di osservazioni sistematiche e di rilievi di campo sia difficoltosa che alquanto pericolosa.

Gli obiettivi principali sono stati la valutazione delle modalità di propagazione dei *mudflow* sulla base di un'analisi sperimentale e numerica.

Infatti attraverso prove di laboratorio condotte su piano inclinato e in canaletta è possibile analizzare l'evoluzione del fenomeno studiato, individuarne le grandezze caratteristiche, quali spostamento massimo del fronte, velocità dello stesso, andamento delle pressioni interstiziali ed eventuali interazioni con un fondo non rigido. Inoltre si possono valutare come e quali parametri intrinseci del materiale coinvolto (vale a dire concentrazione solida, contenuto d'acqua, granulometria) possano influenzare il comportamento di una colata.

Attraverso l'attività sperimentale si può comprendere meglio lo schema reologico in grado di descrivere le diverse tipologie di colata indagate sia in campo che in laboratorio. Infatti la reologia è una scienza molto utile nel caso di colate di fango perché permette di identificare il comportamento meccanico del mezzo, cioè il legame sforzo-deformazioni, in

funzione delle sue caratteristiche viscoso o granulo-inerziali visto che non è possibile descrivere la propagazione di un flusso di terreno con la classica meccanica del continuo. Dal punto di vista ingegneristico, la modellazione della fase di propagazione di un movimento franoso comporta alcune difficoltà dovute al cambiamento di comportamento del materiale perché in alcuni casi il materiale instabile potrebbe assumere un comportamento simile a quello di un fluido. Il ruolo dell'acqua interstiziale è fondamentale in molti casi (colate di fango, di materiale erosivo,..), anche se si può avere a che fare con flussi di materiale secco (crolli di roccia, terreni di origine vulcanica,..). Comunque in entrambi i casi esiste un forte accoppiamento tra la fase solida e la fase fluida (acqua e/o aria). Ed è per questo che il terreno utilizzato per prove di tipo sperimentale è stato sottoposto a prove reologiche.

Infine, sia con i test sperimentali che con una caratterizzazione reologica e geotecnica del materiale è possibile verificare l'affidabilità e i limiti dei modelli numerici usati per la simulazione della propagazione di *mudflow*. Infatti i modelli matematici e numerici, rappresentano un utile strumento per analizzare questo tipo di fenomeni.

Per lo studio della propagazione si formula un modello tridimensionale basato sulle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto, che sono integrate in profondità attraverso una serie di ipotesi semplificative realizzate considerando la struttura verticale del flusso. Inoltre si suppone che il flusso sia composto da un'unica fase, in accordo con quello che si realizza in due casi limite: materiali secchi o molto permeabili, e materiali in cui il tempo di consolidazione è molto maggiore rispetto al tempo di propagazione.

Questo modello implementato è non lineare e accoppiato, ed insieme alle adeguate relazioni costitutive permette di determinare la distanza percorsa dalla massa mobilitata. Le variabili che entrano in gioco sono le velocità secondo il piano perpendicolare alla direzione di integrazione, la profondità del materiale mobilitato e le pressioni interstiziali.

La tecnica di discretizzazione utilizzata è il metodo SPH (*Smoothed particle Hydrodynamics*), che a differenza del metodo agli elementi finiti non struttura le informazioni in maglie, bensì si basa sulla discretizzazione di un insieme di nodi su cui si effettuano approssimazioni integrali di una funzione e delle sue derivate.

Il lavoro che si presenta in questa tesi tratta questi aspetti presentando sia esempi sperimentali che reali e rappresentativi.

Nel capitolo 1 si descrivono gli aspetti generali delle frane, riportando alcune classificazioni del fenomeno; inoltre si schematizzano brevemente i fattori che scatenano

questi movimenti. Si illustrano anche gli aspetti meccanici fondamentali di questi fenomeni e le esperienze che si trovano in letteratura per la modellazione fisica in scala ridotta degli stessi.

Nel capitolo 2 è esposta brevemente la teoria delle miscele e le proprietà delle distinte fasi che la compongono (solida, liquida e gassosa)

Nel capitolo 3 si considera l'aspetto reologico dei materiali coinvolti in flussi di colata. In particolare si riassumeranno alcuni concetti fondamentali, che stanno alla base della reologia, per poi descrivere brevemente il lavoro effettuato da altri studiosi in questo campo. Si espongono i principali modelli reologici implementate per i diversi tipi di frana, i quali dipendono dal comportamento del materiale mobilitato. Infine si classificano i vari movimenti che possono verificarsi in natura secondo un approccio di tipo reo-fisico.

Il capitolo 4 tratta invece il processo di erosione al fondo dovuto al passaggio, su questo, di un flusso di colata. Si delineano alcune linee guida principali per valutare il fenomeno, sia da un punto di vista qualitativo che quantitativo, per poi illustrare quanto è stato fatto al riguardo in precedenza.

Il capitolo 5 tratta la caratterizzazione dei materiali utilizzati nei test sperimentali: analisi granulometriche, prove di taglio e prove reologiche.

Il capitolo 6 è dedicato alla sperimentazione effettuata in laboratorio, dedicata alla simulazione della propagazione di colate di fango sia su piano inclinato che in canaletta. Sono descritti gli apparati sperimentali, i strumenti di monitoraggio impiegati e infine i risultati ottenuti.

Il capitolo 7 si occupa in modo generale della modellazione matematica e numerica della propagazione di una colata. E' illustrata la teoria di Biot per lo studio delle miscele con differenti fasi con una formulazione tridimensionale, l'integrazione in profondità delle equazioni che governano il fenomeno e infine la discretizzazione e la tecnica di risoluzione utilizzati dal codice di calcolo considerato (un codice sviluppato dal professor Pastor del CEDEX di Madrid).

Il capitolo 8 presenta l'applicazione del codice numerico sia ad alcuni dei test sperimentali presentati nel capitolo 6 che a casi reali: cioè la frana del Tessina (Belluno, 1992) e quella di Favazzina (RC, 2001).

A conclusione si riassume tutto il lavoro svolto per formulare delle conclusioni sia in linea generale, cioè le future linee di ricerca sia per quanto riguarda l'aspetto sperimentale che numerico di simulazione della fase di propagazione di frane di colata.

1. ASPETTI GENERALI DELLE FRANE

1.1 Introduzione

Le frane rappresentano significativi esempi del dissesto idrogeologico e del degrado ambientale che interessano ampie superfici del territorio italiano e sono fonte di rischio per l'incolumità dell'uomo e delle opere e infrastrutture. La previsione e le possibili evoluzioni dei dissesti in un dato territorio rappresenta importante passo per valutare l'entità del problema e predisporre i mezzi necessari per fare fronte, in condizioni di emergenza, alla necessità di soccorrere uomini e strutture coinvolte dall'evento calamitoso. Infatti, le aree interessate in passato da movimenti frano possono essere ritenute nuovamente soggette in futuro ad eventi calamitosi di uguale o diversa intensità, anche se non si tratta di un'ipotesi rigidamente applicabile.

Da un punto di vista generale si può definire una frana come un movimento di una massa di terreno che si mobilita per effetto delle forze gravitazionali. I materiali coinvolti possono essere rocce, sedimenti, terre o combinazione degli stessi.

Il movimento sarà influenzato tanto dal tipo di materiale quanto da altri fattori (acqua, gelo, azione dell'uomo, ecc.).

Le frane possono essere stagionali, verificandosi così in determinate stagioni o in un certo periodo di tempo, oppure possono scatenarsi inaspettatamente e in questo caso il movimento è rimasto latente. Questi ultimi sono quei fenomeni che danno origine alle grandi catastrofi.

Anche la velocità può variare: ci possono essere scorrimenti molto lenti, perfino impercettibili per anni provocando danni gradualmente; oppure molto rapidi producendo disastri naturali e umani, distruggendo proprietà e causando perdite di vite umane.

Due fattori che hanno una grande influenza nello sviluppo di una frana sono l'inclinazione del pendio e la stabilità dello stesso. D'altro canto, l'apparizione di crepe, ondolazioni, etc. nel terreno sono segni precursori che aumentano la probabilità di apparizione di un movimento nella zona. I fenomeni di origine idrogeologica o meteorologica possono scatenare o aumentare gli effetti di uno scorrimento.

In generale dal punto di vista delle conseguenze, le frane si possono raggruppare in due tipi. Il primo se producono danni limitati nella zona geografica come nel caso delle frane

di scorrimento e il secondo se lo spostamento influenza aree estese, come nel caso delle frane di colata. Il modo di espansione di una frana (maggiore o minore) dipenderà dalle caratteristiche naturali del movimento e dalle sue origini.

Indipendentemente dall'area interessata, i movimenti possono produrre:

- danni e disastri a case, edifici ed infrastrutture quali strade, ferrovie, oleodotti, linee elettriche e telefoniche, canali, sistemi di drenaggio, ponti, dighe, porti, aeroporti nonché a boschi e aree agricole (Yungay, Perù 1970, in cui è rimasta interrata tutta la città);
- perdite economiche e, quello che è più importante, di vite umane (Vajont, 1963, dove morirono 2043 persone).

L'intensità dell'impatto di una frana dipenderà principalmente dal volume della massa in movimento e dalla velocità della stessa, la quale a sua volta è legata alle caratteristiche della zona instabile ed alla evoluzione della massa in movimento (fluidificazione, disgregazione, erosione, etc.).

Per poter prevedere l'impatto che producono questi movimenti è conveniente tener conto di alcune considerazioni di carattere generale quali ad esempio:

- le frane sono generalmente associate ad un periodo di piogge intense o ad un periodo di disgelo;
- e tendono a peggiorare i loro effetti quando si producono inondazioni alla base dei pendii;
- le aree più suscettibili ai fenomeni franosi sono in genere quelle nelle quali si sono già verificate in precedenza delle frane, qualora le condizioni che le hanno determinato siano ancora presenti (ad es. acclività dei pendii, ruscellamento disordinato delle acque, etc.);
- il rischio di frana è maggiore dove il terreno è composto da rocce altamente fratturate o dove si hanno terreni superficiali le cui caratteristiche meccaniche possono subire significative modifiche al variare del grado di saturazione;
- gli eventi sismici rappresentano un notevole fattore di rischio specie in terreni propensi alla liquefazione.

Quindi la prima cosa da far per evitare la catastrofe è evitare la zona di pericolo; ciò nonostante, nella maggior parte dei casi si trovano paesi e infrastrutture situati in zone rischiose, e di conseguenza, è necessario sviluppare soluzioni che mitighino gli effetti delle frane incluso evitare che si scateni il movimento stesso.

Tabella 1.1: principali frane degli ultimi tempi.

Anno	Luogo	N° di morti
1920	Kansu, Cina	200.000
1963	bacino del Vaiont, Italia	2.043
1966	Aberfan, Galles	144
1970	Huascaràn, Perú	67.000
1974	Mayunmarca, Perú	450
1987	Valtellina, Italia	30
1999	Venezuela	30.000
2001	Santa Tecla, El Salvador	600

La Tabella 1.1 presentata un quadro con i movimenti franosi più importanti degli ultimi tempi e che hanno provocato grandi effetti, sia naturali che umani ed economici

1.2 Fattori che influenzano le frane

1.2.1 Criteri di classificazione dei fattori

Ci sono una grande quantità di fattori che possono favorire l'apparizione di una frana con il conseguente impatto che si può produrre. La probabilità che si scateni un movimento è maggiore quanto maggiore sarà il numero di fattori che operano simultaneamente.

La Figura 1.1 mostra una grafica dell'evoluzione del fattore di sicurezza con il tempo e come varia questo in funzione dei diversi fattori.

La classificazione dei fattori che influiscono su questi fenomeni si può realizzare attenendosi a diversi criteri:

- a. secondo la loro influenza nell'equilibrio tra la forza di gravità e quella resistente.

Questi fattori operano rompendo detto equilibrio da questi punti di vista:

1. aumentando la forza di gravità all'aumentare del peso della massa propensa a scivolare, per esempio, con la pioggia, la neve, la grandine e l'accumulo di sedimenti di origine vulcanica; oppure attraverso l'attività dell'uomo con la sfruttamento di giacimenti minerari, di rocce, o con la realizzazione di discariche, di edifici e altre strutture, etc.. .

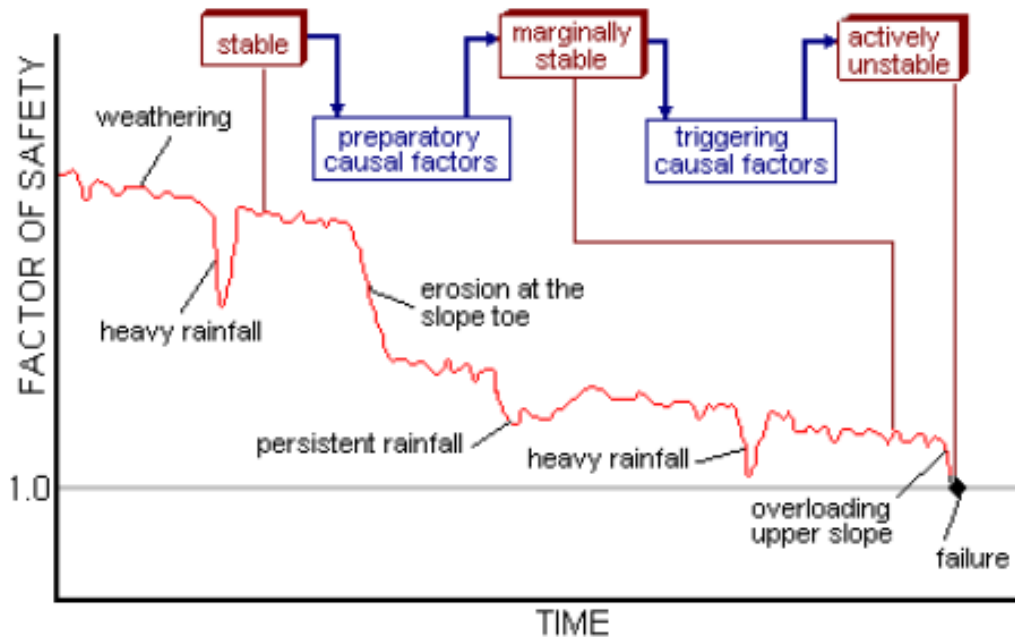


Figura 1.1: esempio della variazione del coefficiente di sicurezza

2. riducendo la resistenza del terreno in diversi modi:

- diminuendo o eliminando il supporto laterale, che si realizza attraverso il potere erosivo della pioggia, del vento, dei ghiacciai, delle mareggiate oppure con l'attività dell'uomo, come la costruzione di opere lineari, l'eliminazione di muri di contenimento,.. ;
- vibrazioni nel terreno prodotte da terremoti e esplosioni, e dal traffico di macchine;
- diminuzione del supporto del sottosuolo dovuto allo scioglimento di materiale granulare e solubile (attività carsica), minerario, alla perdita di resistenza o collasso del materiale;
- aumento della pressione laterali nelle fessure e cavità in seguito al congelamento dell'acqua nelle stesse, all'idratazione dei minerali e mobilitazione di tensioni residue.

b. Secondo il tempo di influenza:

1. permanenti: sono quei fattori, che come le caratteristiche del terreno, restano uguali o che comunque cambiano molto poco dal punto di vista della prospettiva umana, come per esempio la geologia o topografia;
2. variabili: sono quei fattori che relazionati con le caratteristiche al contorno cambiano rapidamente in seguito a modifiche al contorno, per esempio, vibrazioni del terreno in seguito a scosse sismiche, rapido aumento del livello di falda, aumento dell'umidità nel terreno dopo intense precipitazioni,etc.. .

c. Secondo il loro campo di azione:

1. geometria: quei fattori che cambiano la geometria del terreno, per esempio: erosione idrica o eolica, azione umana, .. ;
2. materiale: quei fattori che colpiscono il terreno debilitandolo, per esempio: erosione interna, degradazione chimica,...;
3. tensioni: si dividono in fattori che influenzano le tensioni totali , come le forze esterne dovute all'uomo, ai terremoti e alle piogge, e quei fattori che influenzano le pressioni interstiziali provocando l'aumento delle stesse come nel caso di precipitazioni e terremoti.

1.2.2 Fattori naturali:

Il tipo di materiale è strettamente legato al tipo di instabilità che si può produrre. I terreni in cui si sviluppano le frane si possono dividere in rocce, terre, sedimenti e materiale di riempimento.

Prima che si verifichi uno slittamento ha luogo una mobilitazione del materiale di due tipi:

1. meccanica: include la disgregazione granulare e la frammentazione;
2. chimica: fondamentalmente l'azione salina e biochimica dei terreni.

Il tipo di materiale oltre ad influenzare la pendenza del versante influisce sul tipo di rottura.

Un terreno può rompersi fondamentalmente in due modi a seconda che la superficie di rottura sia circolare o piana. In materiali omogenei isotropi la superficie di rottura è di solito circolare (Figura 1.2). Se il materiale presenta piani instabili, la rottura si produce secondo una superficie piana, e il movimento si sviluppa lungo i piani di scivolamento, come mostrano la Figura 1.3.

Un ulteriore importante fattore è la pendenza. Maggiore è l'inclinazione del versante maggiore è l'influenza della forza di gravità e quindi maggiore sarà la probabilità che si sviluppi una frana. L'inclinazione dipende dal tipo di materiale che costituisce il pendio e all'umidità dello stesso.

Per esempio le pendenze delle regioni semiaride costituite da rocce resistenti alla rottura ed erosione di solito presentano, una volta che si è prodotto il movimento, una superficie di pendenza libera di materiale spostato abbastanza verticale (Figura 1.4). La cresta

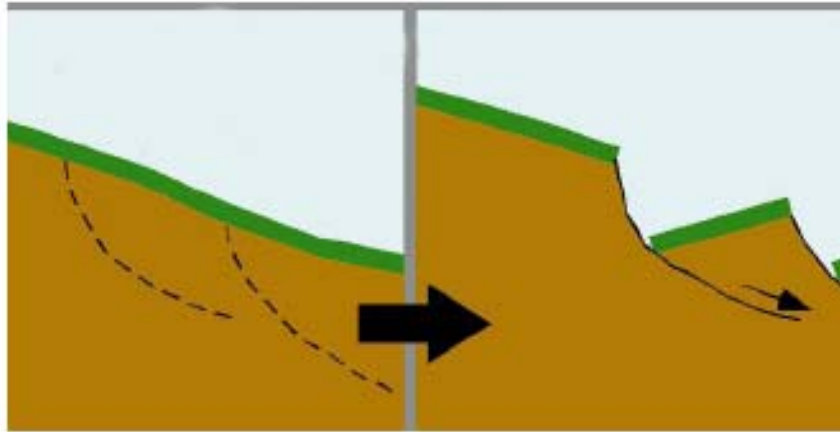


Figura 1.2: rottura circolare in materiali omogenei e isotropi

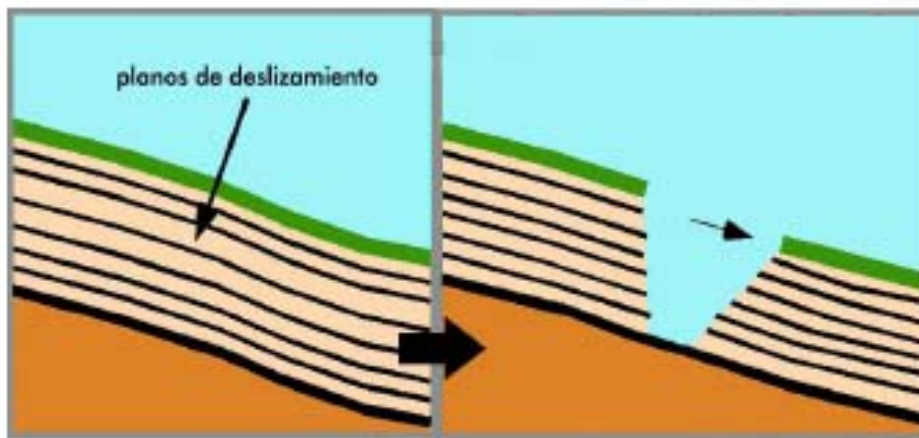


Figura 1.3: rottura piana in materiali instabili

leggermente convessa e la pendenza dei sedimenti presenta un angolo di 30° - 40° , che è l'angolo massimo affinché il materiale sciolto sia stabile.

In questi casi la degradazione chimica è lenta dato che il terreno è poco umido. Ciò nonostante, l'erosione può essere sia lenta che veloce dipendendo dal tipo di materiale.

La stessa pendenza, in regioni semiumide o in aree con altro tipo di materiale meno resistente all'erosione e rottura, non avrà una zona libera di materiale mobilitato. La limitata resistenza del materiale, indebolirà lo stesso e le condizioni climatiche lo eroderanno rapidamente. La cresta sarà convessa e la base del versante sarà concava (Figura 1.5). Quello che conta di più è che in materiali coesivi e umidi, gli scorrimenti lungo queste pendenze possono realizzarsi con inclinazioni di pochi gradi.

L'acqua è il fattore di origine naturale che ha maggior incidenza sia come elemento condizionante che scatenante dei movimenti franosi. Si può presentare sotto diverse forme: corsi d'acqua, falde sotterranee, pioggia, gelo, neve, ecc.. .

Quando l'acqua cade su un terreno diminuisce la stabilità del versante, dato che aumenta temporaneamente la pressione interstiziale, e questo riduce la resistenza al taglio del materiale influenzando lo stato pensionale dello stesso, senza contare il fatto che si lubrificano zone di terreno o rocce poco resistenti. Questo effetto è maggiore in terreni colluviali visto che sono più permeabili. La roccia sana ha una bassa permeabilità per cui questo effetto non può essere da solo scatenante di una frana.

Quando l'acqua cade su un terreno diminuisce la stabilità del versante, dato che aumenta temporaneamente la pressione interstiziale, e questo riduce la resistenza al taglio del materiale influenzando lo stato pensionale dello stesso, senza contare il fatto che si lubrificano zone di terreno o rocce poco resistenti. Questo effetto è maggiore in terreni colluviali visto che sono più permeabili. La roccia sana ha una bassa permeabilità per cui questo effetto non può essere da solo scatenante di una frana. D'altra parte l'acqua provoca un effetto di carico, visto che aggiungendosi al terreno aumenta la forza peso dello stesso. Questo succede quando la zona presenta molte fratture o è molto poroso.

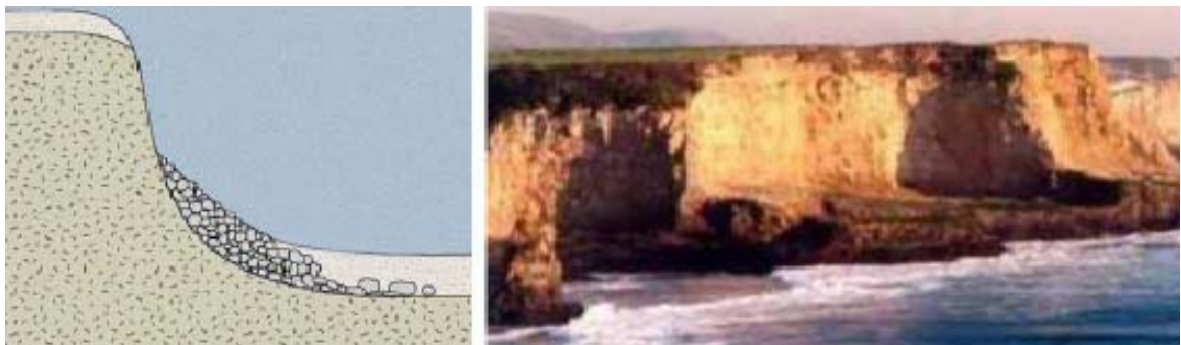


Figura 1.4: pendenza in regioni semiaride con materiale resistente a rottura ed erosione



Figura 1.5: pendenza in regioni semiumide con materiale poco resistenti



Figura 1.6: movimento di massa causato dall'erosione al piede del versante

E' importante inoltre sottolineare l'effetto erosivo dell'acqua , considerato che l'interazione dell'acqua con la superficie del terreno può provocare due tipi di instabilità: un degrado chimico che lentamente riduce l'angolo di attrito del terreno riducendo la resistenza al taglio, e un indebolimento fisico dovuto alla perdita di materiale in seguito ad erosione.

L'azione erosiva dell'acqua è molto importante, per esempio, sui letti dei fiumi dove i depositi alluvionali sono altamente vulnerabili a causa dell'elevata porosità e della tessitura omogenea. Ciò provoca un apporto di sedimenti nei letti del fiume, in seguito a crolli di blocchi o porzioni di terreno, o a scivolamenti degli stessi fino al fiume.

Se questa erosione interessa il piede dei versanti produce spostamenti di materiale e scavi, dato che diminuisce la resistenza al piede del pendio e quindi viene a mancare un appoggio per il materiale, che comporta cambiamenti nelle condizioni di equilibrio e la redistribuzione delle tensioni provocando crolli di rocce o flussi di sedimenti (Figura 1.6).

I cicli di gelo – disgelo dell'acqua del terreno producono una disgregazione meccanica della struttura del terreno che porta ad una riduzione delle proprietà resistenti del materiale. La neve, da parte sua può produrre sovraccarichi e aumentare il contenuto d'acqua nel terreno.

Possibili cause scatenanti dei movimenti franosi sono i terremoti, processi vulcanici.

I terremoti sono causati dall'improvvisa liberazione di energia che si accumula lungo una falla all'interno della corteccia terrestre provocando una serie di vibrazioni che si

propagano come onde di frequenza diversa la cui accelerazione origina fluttuazioni nello stato tensionale interno del terreno intaccandone l'equilibrio.

Le azioni sismiche possono causare movimenti in pendii con qualsiasi tipo di inclinazioni, siano esse pronunciate o piane, con terreni formati da materiali resistenti, da materiale di accumulo, di riempimento, ecc., e in condizioni di umidità del terreno sia elevata che minima. Inoltre si può produrre la liquefazione del terreno in determinate aree. Infatti, nelle regioni sismicamente attive, i terremoti sono la causa predominante dei movimenti di terreno in pendii e versanti.

I processi vulcanici modificano la resistenza dei terreni e delle rocce, aumentano o diminuiscono le camere magmatiche, producono fluttuazioni nei livelli dei laghi di lava e un aumento delle vibrazioni nel terreno. L'attività vulcanica può provocare una sopraelevazione del terreno e quindi causare un movimento dello stesso. Infine alcune eruzioni sciolgono i ghiacciai sulla cima dei vulcani causando flussi denominati "lahars".

Infine è necessario citare l'attività biologica. Non è un fattore determinante nell'equilibrio del terreno ma condiziona l'azione di altri fattori più importanti. Tra gli elementi che appartengono a questa categoria assume un ruolo importante la vegetazione: questa aiuta a mantenere la stabilità del terreno attraverso le radici, contribuisce anche al drenaggio e attenua la degradazione superficiale; nonostante questo, alcune radici hanno effetto di disgregazione del terreno diminuendo la resistenza dello stesso.

1.2.3 Fattori dovuti all'attività umana

L'attività umana, principalmente derivata dall'attività mineraria e di opera civile, può indurre accelerare o ritardare i movimenti franosi. Ci sono fattori come l'umidità o la pendenza del terreno che possono essere facilmente modificati, per esempio attraverso disboscamenti e terrapieni, deforestazione o soppressione della vegetazione, realizzazione di dighe di terra, scavi e attività mineraria, l'irrigazione, sovraccarichi, esplosioni, Una delle attività più importanti sviluppate dall'uomo, dal punto di vista costruttivo, e che intacca la struttura del terreno è la realizzazione di infrastrutture.

1.3 Terminologia impiegata nei movimenti di massa

In generale, quale che ne sia l'origine, i movimenti di massa presentano la seguente struttura: una zona di collasso nella parte superiore e una zona franante o di flusso nella parte bassa del pendio.

Secondo questa struttura si possono differenziare diverse parti nelle frane, indicate schematicamente nella Figura 1.7. Si deve però tenere presente che lo sviluppo non è identico nei differenti tipi di frane ma che esistono delle particolarità proprie di ciascuna tipologia.

- Scarpata principale: superficie generalmente ripida, che delimita l'area quasi indisturbata circostante la parte sommitale della frana, provocata dall'allontanamento del materiale di frana da quello non spostato.
- Scarpata secondaria: ripida superficie che intacca il materiale spostato, prodotta da movimenti differenziali all'interno della massa di frana.
- Testata: le parti più alte del materiale di frana, lungo il limite tra il materiale spostato e la scarpata principale.
- Punto sommitale: il punto più alto del limite tra il materiale spostato e la scarpata principale.
- Unghia della superficie di rottura: parte del materiale spostato che si trova a valle del margine inferiore della superficie di rottura.

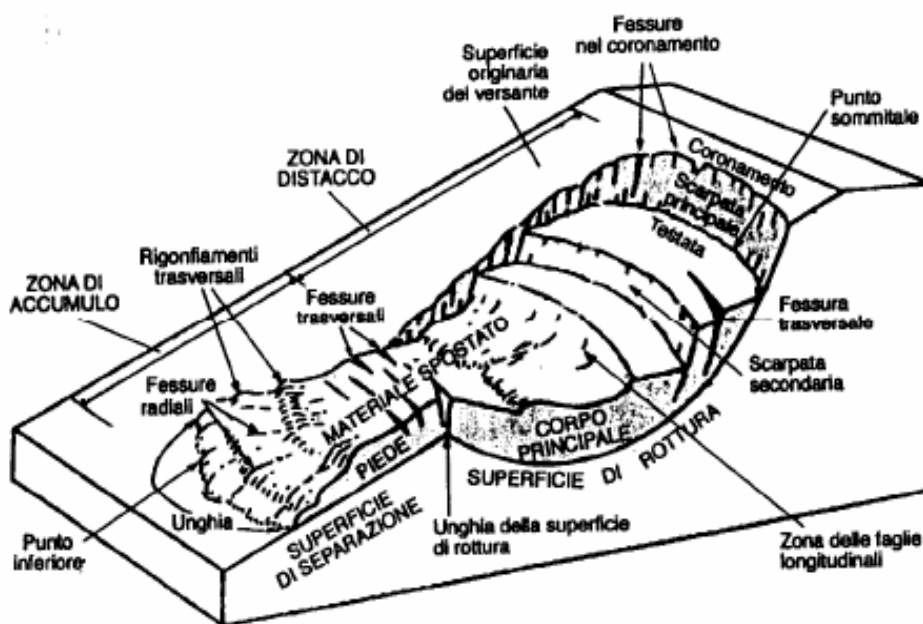


Figura 1.7: schematizzazione generale di un movimento di massa

- Unghia della frana: il margine del materiale spostato, situato alla maggior distanza dalla scarpata principale.
- Punto inferiore: il punto dell'unghia situato a maggior distanza dal punto sommitale della frana.
- Piede: quella parte del materiale spostato che si trova a valle del margine inferiore della superficie di rottura.
- Corpo principale: quella parte del materiale spostato che ricopre la superficie di rottura, tra la scarpata principale e il margine inferiore della superficie di rottura.
- Coronamento: il materiale rimasto in posto, e quasi indisturbato, adiacente alle parti più alte della scarpata principale.
- Superficie di rottura: è la superficie con piani deboli che ha causato il movimento franoso.
- Superficie originale del terreno: la superficie del versante che esisteva prima che avvenisse il movimento franoso preso in esame. Ove possibile va precisato se detta superficie è riferibile ad un precedente fenomeno franoso.
- Superficie di separazione: termine generale per indicare la superficie che separa il materiale spostato del materiale in posto, indipendentemente dal fatto che lungo di essi vi sia o non vi sia stata rottura.
- Materiale spostato: il materiale che si è allontanato dalla sua posizione originaria nel versante. Può essere deformato o non deformato.
- Zona di distacco: l'area entro la quale il materiale spostato si trova a quota inferiore a quella della superficie originaria del versante.
- Zona di accumulo: l'area entro la quale il materiale spostato si trova a quota superiore a quella della superficie originaria del versante.

1.4 Tipi di movimenti franosi

A causa dell'estrema variabilità delle situazioni geomorfologiche ed ambientali presenti sul nostro pianeta le tipologie di movimenti di versante sono le più svariate possibili: si passa dal ribaltamento di blocchi di roccia a valanghe di materiale granulare secco a scorrimenti lenti di materiale argilloso. Una tale varietà di fenomeni ha inevitabilmente dato origine a numerose classificazioni ciascuna delle quali tende a raggruppare gli eventi in base

ad alcune caratteristiche fondamentali: morfologia dell'area di frana, tipo di materiale coinvolto, tipo di movimento, stato di attività, velocità dei movimenti, ecc... .

Sostanzialmente tutti i criteri sono basati, innanzitutto, su di una distinzione in base all'evoluzione post-rottura del fenomeno, prescindendo dalla meccanica della rottura stessa (Picarelli, 2000a) e, secondariamente, in base al tipo di materiale coinvolto. In tale ottica va vista la distinzione tra colate e scorrimenti che, pur essendo caratterizzati da un tipo di rottura simile, hanno un'evoluzione completa- mente differente.

Diversi autori hanno proposto specifiche classificazioni contribuendo talvolta a creare confusione. Le classifiche di Varnes (1954, 1978), di Skempton e Hutchinson (1969) e di Cruden e Varnes (1996) sono tra le più note. Tuttavia, qualunque sia il criterio di classificazione si riescono ad individuare cinque tipologie principali: crolli, ribaltamenti, scorrimenti, colate, espansioni.

1. I crolli consistono nel distacco e nella successiva caduta di uno o più blocchi di materiale su pendii estremamente ripidi . La separazione del blocco dall'affioramento è dovuta a una rottura per trazione o per taglio lungo una discontinuità; il successivo moto avviene per lo più in aria.

I crolli avvengono tipicamente in rocce o in argille molto consistenti giuntate o fessurate. In base alla classifica di Cruden e Varnes (1996) riportata nel seguito, la velocità del movimento successivo la perdita di contatto con la formazione in sede, è classificabile da molto rapida ad estremamente rapida.

2. I ribaltamenti si distinguono dai crolli in quanto il distacco di blocchi avviene attraverso un meccanismo di rotazione intorno alla base sotto l'azione della forza di gravità in combinazione con le spinte, a forte componente orizzontale, esercitate da blocchi adiacenti, dall'acqua infiltrata in discontinuità preesistenti o da azioni sismiche (Figura 1.8)



Figura 1.8: ribaltamenti (da Hutchinson, 1988)

- 1.8). I ribaltamenti sono tipici delle rocce e delle argille giuntate, poiché richiedono la presenza di discontinuità verticali o sub-verticali.
3. Gli scorrimenti sono causati da una rottura per taglio seguita da spostamenti del corpo di frana lungo la zona o superficie di taglio. Negli ammassi rocciosi il movimento avviene prevalentemente come scorrimento rigido lungo discontinuità persistenti, lo stesso fenomeno avviene nel caso di frane riattivate in argilla. La rottura del versante generalmente si propaga a partire da punti in cui si sono raggiunte prima condizioni di rottura locale. In questo caso, la rottura generale è preceduta da piccole deformazioni interne localizzate in una sottile fascia di terreno (zona di taglio) all'interno della quale si forma e si propaga la superficie di taglio (Picarelli *et al.*, 1997, Picarelli 2000). Questi fenomeni possono mantenersi attivi per molto tempo, anche se in modo intermittente o con continue variazioni di velocità. In alcuni casi, possono evolvere in colate.
- Varnes (1978) individua due tipologie principali di scorrimento in base alla forma della superficie di rottura: scorrimenti rotazionali e scorrimenti traslativi. Nei primi la superficie di rottura è concava verso l'alto e può avere la forma di un segmento sferico. Nei secondi il volume in frana scivola lungo una superficie pressoché piana come può esserlo ad esempio un piano di stratificazione o la superficie di contatto tra una coltre di terreno alterato e la formazione sottostante. Mentre nel primo caso, in seguito a piccoli spostamenti, il movimento tende ad arrestarsi a causa della modifica allo stato di sollecitazione agente sul corpo di frana, nel secondo i movimenti possono svilupparsi indefinitamente per tempi anche molto lunghi.
4. Movimenti di versante che esibiscono durante il loro moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi a causa di deformazioni interne alla massa in movimento che risultano predominanti rispetto ad eventuali scorrimenti lungo superfici di taglio, sono indicati con il termine di colate (Figura 1.9). In tali fenomeni le distanze percorse dal corpo di frana sono molto maggiori che per qualsiasi altro tipo di movimento di versante.
5. Le espansioni laterali sono il risultato di complessi processi geologiche di solito coinvolgono blocchi di materiale molto rigido sovrastanti uno strato di materiale più deformabile. A causa di deformazioni dello strato di base, che possono essere causate da differenti processi meccanici (ad esempio liquefazione di sabbie sature in seguito ad un sisma, deformazione di strati o depositi in argilla, etc.), la placca di materiale rigido sovrastante si frattura e si separa in più blocchi che tendono ad allontanarsi in direzione normale al contorno del rilievo con velocità variabili, controllate dal tipo di processo meccanico che è responsabile di tali movimenti (Figura 1.10).

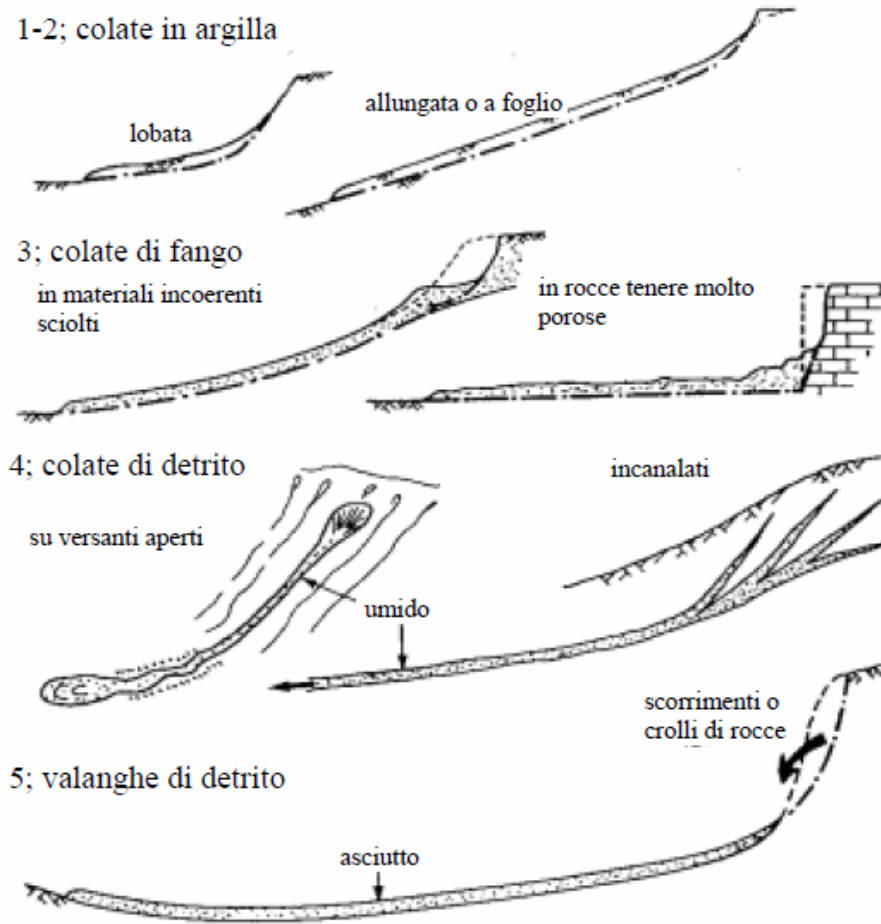


Figura 1.9: principali tipi di colate (da Hutchinson, 1988)

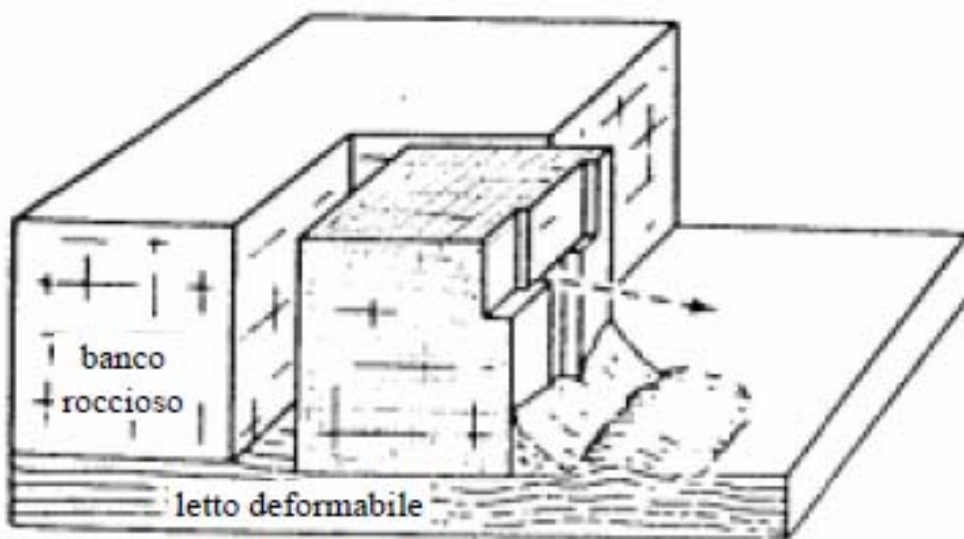


Figura 1.10: espansioni laterali (da Varnes, 1976)

1.5 Classificazione delle colate

Con il termine colata si suole indicare movimenti di versante caratterizzati da deformazioni interne tali che il terreno assume le caratteristiche di un fluido viscoso. Qualsiasi sia il meccanismo di rottura, qualunque fenomeno franoso può evolvere in colata (ad esempio, i crolli possono evolvere in colate di detrito o gli scorrimenti in argilla in colate d'argilla).

Nei fenomeni di colata i due principali componenti del miscuglio, acqua e particelle solide, possono essere presenti in proporzioni così differenti che, a seconda della concentrazione dei granuli in acqua, i movimenti possono essere considerati come movimenti di solidi (alte concentrazioni) ovvero come moto di liquidi (basse concentrazioni). Si comprende pertanto come le colate costituiscano un insieme molto vario di fenomeni il cui comportamento ricade tra i domini di appartenenza dei movimenti di versante e dei fenomeni alluvionali. Tracciare una linea di separazione tra i due gruppi è molto difficile dal momento che l'uno sfocia con gradualità nell'altro al crescere del contenuto d'acqua (Figura. 1.11).

A tal proposito Hutchinson (1988), ha dimostrato come esista una transizione continua tra trasporto di sedimenti e colate; così come evidenziato da Bagnold (1954) e da Beverage e Culbertson (1964), il passaggio da un tipo di fenomeno all'altro avverrebbe in corrispondenza di una concentrazione in peso di solido pari a circa all' 80%, limite che, secondo gli studi degli autori,

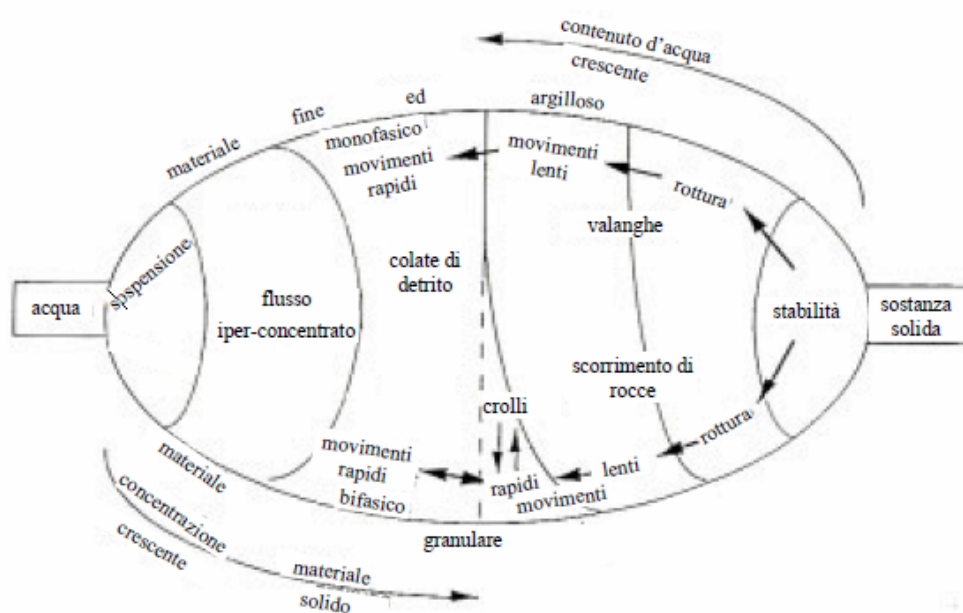


Figura 1.11: classificazione dei flussi di materiale e dei movimenti di massa (da Meunier, 1993).

segnerebbe il passaggio da un comportamento di tipo attritivo della miscela granulare ad uno di tipo viscoso.

Tale variabilità giustifica l'affermazione di Skempton e Hutchinson (1969) secondo la quale le colate sono il gruppo di movimenti franosi meno compresi e per i quali la terminologia utilizzata è alquanto confusa.

Tra le cause principali che provocano questo tipo di fenomeni ci sono i cambiamenti delle proprietà meccaniche del terreno causate da variazioni del grado di saturazione, le variazioni delle tensioni efficaci dovute a modifiche del regime delle pressione interstiziali, i carichi applicati e le variazioni di geometria dovuti all'azione dell'uomo, l'influenza dei cicli climatici (aridità, precipitazioni, gelo e disgelo) e gli effetti sismici.

La principale differenza che permette di distinguere le frane di colata da quelle di scorrimento risiede essenzialmente nelle caratteristiche di deformazione del corpo di frana nella sola fase post-rottura. Nelle colate il corpo di frana presenta elevate deformazioni interne della massa, negli scorrimenti presenta deformazioni interne modeste in confronto agli spostamenti che si sviluppano sul contorno del corpo di frana. I meccanismi di innesco di entrambi i fenomeni sono legati a processi di rottura per taglio ed in realtà, indipendentemente dal meccanismo di innesco, la colata di caratterizza nella fase di post rottura come una evoluzione prolungata dello scorrimento iniziale.

Si definisce colata (*flow*) il movimento spazialmente continuo in cui si formano, generalmente senza essere preservate, superfici di taglio ravvicinate che inducono nella massa in frana un campo di velocità simile a quello di un fluido viscoso (Figura 1.12). La porzione basale della massa in frana può essere una vera e propria superficie di rottura caratterizzata quindi da discontinuità di spostamento) o anche una ampia zona in cui si distribuisce la deformazione di taglio. In tal senso, per date condizioni (riduzione della resistenza meccanica, inclinazione del pendio più elevata) il flusso si potrebbe presentare come lo sviluppo di un movimento franoso di scivolamento.

La velocità di propagazione di tali fenomeni disastrosi può essere estremamente elevata anche intorno ai 100 m/s, ed interessando, talvolta, notevoli volumi di materiale. Tali fenomeni prendono il nome di colate rapide. Le frane di colata sono processi abbastanza comuni dal punto di vista geomorfologico.

Generalmente, esse interessano diversi materiali quali terreni residuali, sabbie, limi, argille, etc. I flussi sono pertanto movimenti rapidi nei quali i terreni, le rocce ed i residui vegetali si combinano con aria e acqua, formando una massa che si mobilita senza

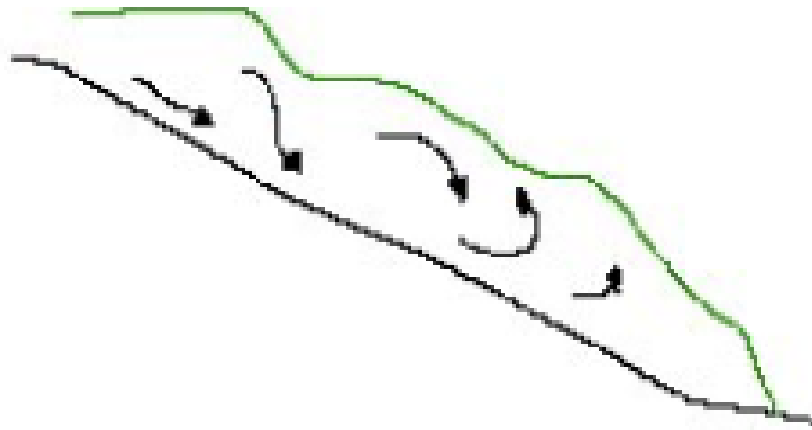


Figura 1.12: schema di movimento di un flusso di colata

preservare una superficie di scorrimento definita. Le velocità possono variare da molto lente a rapide .

Le osservazioni effettuate da diversi ricercatori portano a concludere che, indipendentemente dai terreni coinvolti e dalla località, i fenomeni franosi di tipo colata rapida si verificano in più fasi successive (Scotto di Santolo, 2002):

- rottura localizzata;
- fluidificazione della massa;
- amplificazione del fenomeno
- arresto.

Caratteristiche comuni ai materiali coinvolti nei fenomeni di colata sono: l'elevata porosità, il collasso strutturale per saturazione o per azioni dinamiche, la suscettibilità alla fluidificazione.

Tra i vari processi che si possono osservare in natura i più interessanti sono: *debris flows*, *debris avalanches*, flussi piroclastici, *rapid mudflows* e valanghe di roccia. Distinzioni tra i differenti fenomeni possono essere fatte considerando la presenza e l'abbondanza di ciascuna fase (solida, liquida e gassosa) e le proprietà della fase solida.

La Figura 1.11 inquadra i diversi fenomeni che possono avvenire in funzione della concentrazione volumetrica della fase solida e del tipo di materiale interessato dal fenomeno propagativi (granulare o coesivo).

In particolare *debris flows* e *mudflows* sono formati da terreni saturi, rispettivamente da materiale grossolano e fine, e possono originarsi lungo pendii aperti o all'interno di canali di drenaggio (impluvi). I *debris flows* possono inglobare un ampio campo di dimensioni dei grani e le loro caratteristiche meccaniche possono variare significativamente al variare del

contenuto relativo di acqua, limo e argilla nonché delle dimensioni e dell'assortimento dei grani.

Un'altra classificazione è quella proposta da Pierson e Costa (1987) dove gli autori suddividono le colate in base alla concentrazione solida ed alla velocità della massa in frana (Figura 1.12).

Picarelli *et al.* (2003) hanno proposto di classificare questi fenomeni utilizzando solo una specificazione dei materiali coinvolti e del loro stato fisico. Procedendo in tal modo le frane di colata possono essere suddivise come segue: colata di detrito, colata di sabbia, colata di fango, colata di argilla, colata di torba. Le colate di detrito interessano materiali granulari grossolani come quelli prodotti dalla disgregazione della roccia, spesso non saturi; le colate di sabbia interessano, appunto, terreni sabbiosi non saturi e comunque non soggetti a liquefazione; le colate di fango interessano terreni sabbioso-limosi saturi liquefatti; le colate di argilla sono costituite da argilla satura mentre le colate di torba interessano terreni con un forte contenuto di materiali organici (torbe). Tale nomenclatura privilegia la natura dei materiali sui meccanismi di innesco, con eccezione per le colate in terreni granulari nell'ambito delle quali, anche per mantenere una analogia con la nomenclatura anglosassone, si distingue tra colate di fango, governate da meccanismi di liquefazione, e colate di detrito, in cui tali meccanismi sono inesistenti o di minor rilievo.

Una volta innescate, le frane di colata possono propagarsi con velocità che vanno da pochi centimetri al mese a 100 km/h. La velocità di propagazione dipende dalla pendenza, tipo di materiale, meccanismo di rottura, pressione interstiziale generata durante la fase di innesco, etc... .

Le colate si verificano, di solito, in modo violento innescandosi per intense precipitazioni.

Durante il moto il materiale in frana può esercitare, inoltre, un'intensa azione erosiva e di trasporto, inglobando materiale di diversa natura e dimensioni (sino a blocchi di grandi dimensioni) e trasformandosi in alcuni casi in flusso iperconcentrato, come riportato anche da Scotto di Santolo (2002) per le colate in Campania.

Alla fine esse possono trasportare una grande quantità di materiale percorrendo grandi distanze. La pendenza del terreno nella zona di innesco di questi tipi di frane di solito è abbastanza pronunciata ma una volta che il movimento si è sviluppato, il materiale è capace di muoversi per aree relativamente piane o poco inclinate.

Le Figure 1.13, 1.14, 1.15 e 1.16 riportano alcuni esempi di varie tipologie di colate.

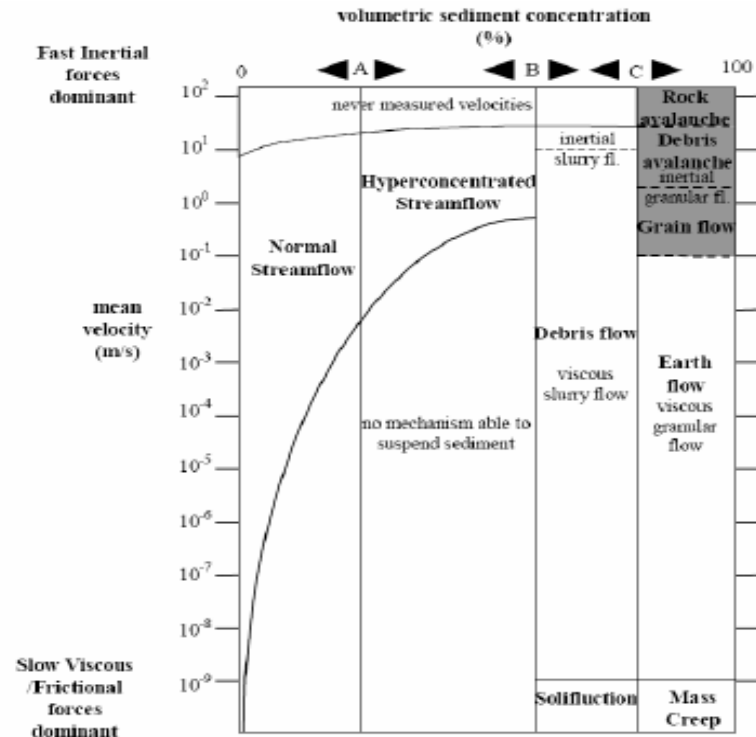


Figura 1.12: classificazione delle frane secondo Pierson e Costa (1987)



Figura 1.15: delta di una valanga di detriti



Figura 1.14: colata di terreno



Figura 1.16: terreno soggetto a reptazione

1.6 Esperienze su modelli fisici in scala ridotta

Vari Autori (Iverson e LaHusen, 1989; Eckersley, 1990; Spence e Guymer, 1997; Wang e Sassa, 2001) affrontano lo studio dell'innesco e dello sviluppo di colate mediante prove su modelli fisici.

Poiché le finalità di tali indagini sono molteplici, la realizzazione di tali modelli ha seguito criteri differenti. Per questo motivo non tutte le sperimentazioni riportate in letteratura sono sempre confrontabili.

L'analisi bibliografica ha evidenziato due principali filoni di ricerca: l'uno dedicato alla modellazione dei flussi granulari asciutti (Savage, 1979; Hungr e Morgestern, 1984; Savage e Hutter, 1989), l'altro alla modellazione di miscugli solido-liquido. In questo ultimo caso, la maggior parte delle esperienze è basata su di un approccio idraulico, concentrato principalmente sull'analisi della fase di flusso, trascurando l'influenza che l'innesco può avere sullo sviluppo del moto. Esistono comunque esperienze nelle quali è stato realizzato un pendio modello e la colata è stata innescata da un incremento delle pressioni neutre.

Alcune di tali esperienze vengono descritte nel seguito. Tali esperienze hanno il merito di fornire utili indicazioni sulla meccanica dell'innesco, non ottenibili con indagini di campo in vera grandezza.

– L'esperienza di Iverson e LaHusen (1989)

La sperimentazione è stata svolta sia tramite un modello analogico che un modello di fisico che ha mirato ad indagare la generazione di pressioni neutre indotte da rapide deformazioni di taglio.

Il modello analogico è stato realizzato mediante due blocchi rigidi ciascuno costituito da cilindri in materiale sintetico del diametro di 19mm incollati gli uni agli altri. Il sistema così ideato è stato sommerso in acqua, e, lungo la superficie di contatto tra i due blocchi, è stato imposto uno spostamento relativo con velocità costante (Fig. 1.17). Secondo gli Autori tale modellazione è in grado di riprodurre in maniera essenziale quanto accade in un sistema particellare saturo lungo una determinata superficie di scorrimento. In tre pori, situati a differente distanza dalla superficie di scorrimento imposta, sono state misurate le pressioni neutre tramite trasduttori miniaturizzati (Fig. 1.17). Allo stesso tempo, al procedere della deformazione è stata osservata la reciproca posizione delle barrette mediante una macchina fotografica.

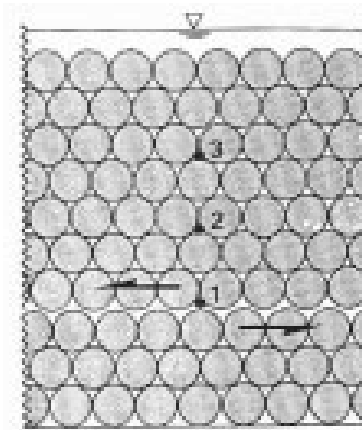


Figura 1.17: sezione trasversale del modello analogico e posizione trasduttori (da Iverson e LaHusen, 1989)

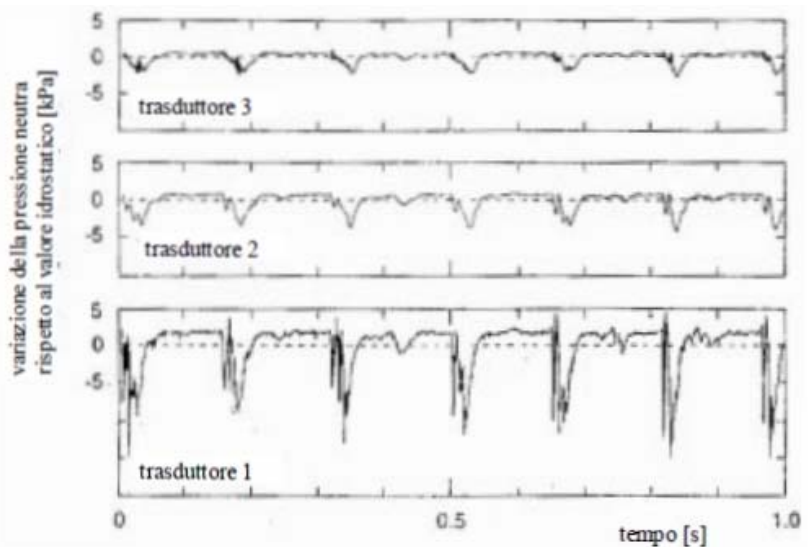


Figura 1.18: pressioni neutre misurate nei punti 1, 2 e 3 di Fig. 1.17 durante un esperimento con velocità di scorrimento di 0.118 m/s (da Iverson e LaHusen, 1989).

In Figura 1.18 sono riportati i valori delle pressioni interstiziali registrati nei tre punti di misura. Si osservano fluttuazioni cicliche delle pressioni, caratterizzate da incrementi elevati e stabili in un arco di tempo di circa un decimo di secondo intervallati da picchi negativi di pressione.

I valori più elevati (maggiori di quelli dettati dalle condizioni idrauliche al contorno) sono stati registrati in corrispondenza del distacco del blocco superiore da quello inferiore, con perdita di reciproco contatto a causa delle pressioni neutre generate, capaci di sostenere il peso del blocco.

I picchi di pressione negativa sono stati registrati allorché il blocco superiore è tornato nuovamente in contatto con quello sottostante. L'entità delle variazioni di pressione è risultata via via più modesta al crescere della distanza dalla zona di taglio. Gli autori osservano che il fenomeno della generazione di onde di pressione può essere interpretato per via teorica attraverso un parametro adimensionale R , il quale dipende dalla permeabilità, dalla rigidità del mezzo, dalla viscosità del fluido, dalla velocità di scorrimento intergranulare e da una lunghezza di riferimento. In sostanza il parametro R è il rapporto tra due scale di tempi: la prima rappresenta la dilatazione e contrazione dello scheletro solido, e dunque del tempo di generazione delle sovrappressioni neutre, la seconda invece identifica la dissipazione delle stesse alla distanza di riferimento.

In una seconda serie di esperimenti, condotti su pendii modello ricostituiti con sabbie uniformi di origine granitica, gli stessi autori hanno provato che, anche durante le rapide deformazioni di taglio che si sviluppano durante la propagazione di una colata, possono

generarsi analoghe onde di pressione neutre, seppur caratterizzate da un maggior periodo di fluttuazione. Il pendio modello lungo 10 m, largo 4 m e di spessore di 1 m, ha una pendenza di 30°. La rottura è stata innescata tramite un sistema di riproduzione della pioggia; sono state eseguite misure di pressione neutra a tre differenti profondità (0.5, 0.7 e 0.9 m) (Figura 1.19) lungo diverse verticali accompagnate da misure di spostamento con estensimetri e *straingage*.

Durante la fase di prerottura è stato osservato un lento fenomeno di creep contraddistinto da deformazioni localizzate lungo una banda di taglio a profondità comprese tra gli 80 e i 95 cm. Durante tale fase non si sono avute variazioni di pressione neutra che sono state invece registrate pochi istanti prima della rottura generale. In particolare, il trasduttore posizionato nelle immediate vicinanze della zona di taglio (Figura 1.19c) ha segnalato dapprima una riduzione di pressione, probabilmente connessa ad un fenomeno di dilatanza, mentre successivamente sono stati osservati rapidi incrementi e poi fluttuazioni delle pressioni interstiziali. A differenza di quanto visto nel modello analogico, le pressioni non oscillano attorno ad un valore costante, ma tendono ad aumentare nel tempo raggiungendo valori tali da sostenere il peso del materiale sovrastante.

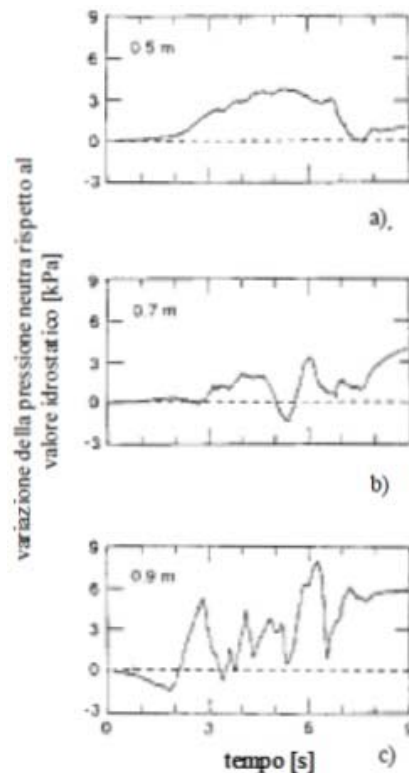


Figura 1.19: pressioni neutre misurate alla profondità di: a) 0.5 m; b) 0,7 m; c) 0,9 m (da Iverson e LaHusen, 1989).

Secondo gli autori, dunque, le rapide deformazioni di taglio indotte dalla rottura producono variazioni di pressioni neutre, a loro volta causa delle sostanziali modifiche delle interazioni tra i grani: al limite, questi possono perdere contatto determinando l'annullamento della continuità dello scheletro solido. In questo caso, lo spostamento relativo tra le particelle non avviene più in regime attritivo bensì in regime collisionale accompagnato dalla fluidificazione del terreno.

– L'esperienza di Eckersley (1990)

Eckersley nel 1990 ha realizzato un modello fisico di pendio per lo studio dei fenomeni di colata in depositi di scarti di miniera.

L'apparato di prova è costituito dal canale riportato in Figura 1.20. La geometria e le dimensioni del modello sono state studiate in modo tale da limitare gli effetti di scala. Il sistema di monitoraggio prevedeva otto trasduttori di pressione neutra con tempi di risposta molto rapidi, di cui 7 sistemati sul fondo di un canale, lungo la mezzeria, ed uno all'interno del terreno. Sono state, inoltre, utilizzate tre celle di carico in grado di misurare le tensioni totali. Tutte le prove sono state filmate da due telecamere, una frontale e l'altra laterale al pendio.

Il materiale utilizzato nella sperimentazione è detrito di carbone prelevato da diverse cave nel nord dell'Australia dove si erano manifestati fenomeni di colata. La composizione granulometrica si estende dalle sabbie fini alla ghiaie. Le principali proprietà di questo terreno sono riportate in Tabella 1.2.

Il pendio presenta una scarpa inclinata di 36° , la cui sezione longitudinale ha la forma di un trapezio rettangolo (Figura 1.20). Il fenomeno di rottura è stato indotto immettendo acqua nel modello attraverso diffusori posti alle spalle della scarpata ed alimentati da un serbatoio a carico costante.

Sono stati eseguiti due diversi tipi di prove: nel primo gruppo di esperimenti si è studiato il cinematiso di collasso e l'influenza della densità iniziale su di esso; nel secondo tipo di prove sono stati invece analizzati gli stati tensionali e l'andamento delle pressioni neutre durante la fase di rottura e di generazione della colata.

La geometria del modello è tale che la rottura si propaga a partire dal piede. Il successivo sviluppo della colata è avvenuto secondo diverse modalità a seconda della densità iniziale del terreno. Nei depositi inizialmente sciolti la rottura si è manifestato nell'arco di po-

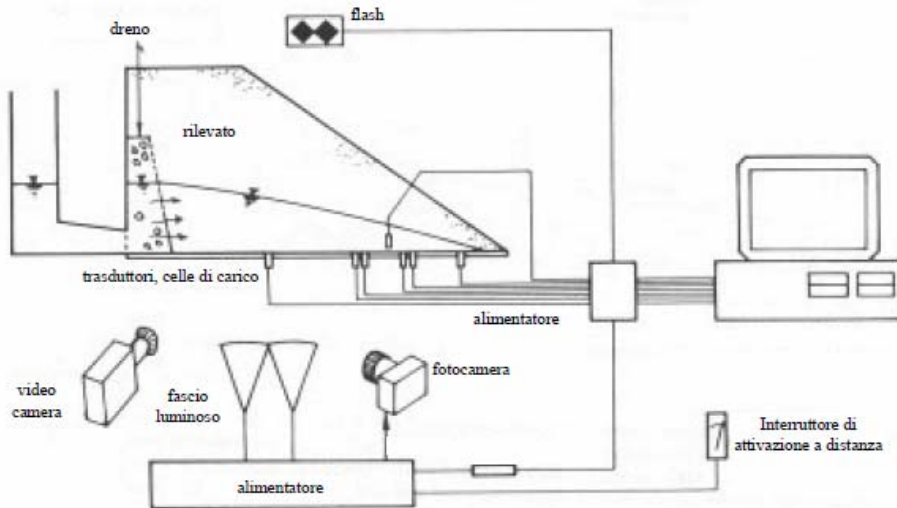


Figura 1.20: strumentazione di prova (da Eckersley, 1990)

chi secondi con la formazione di una o più superfici di scorrimento a sviluppo retrogressivo; la successiva evoluzione è stata del tipo colata con una velocità di propagazione di 1 m/s. Nel caso di materiale denso, invece, la rottura è avvenuta in alcune ore con scorrimenti che si sono susseguiti in più fasi successive; il movimento post-rottura ha assunto velocità di circa 1 dm/s.

L'autore riporta dettagliatamente, purtroppo, solo i risultati di un esperimento eseguito su terreno avente una porosità iniziale di 0.85. Durante le prime fasi di saturazione si osserva un'evidente variazione del profilo del modello (Figura 1.21a) a causa del collasso volumetrico indotto dalla progressiva saturazione del terreno. La rottura si è manifestata in tre stadi nell'arco di 4 secondi, ed è iniziata con la formazione di due distinte superfici di scivolamento che hanno coinvolto la sola zona di piede della scarpata. L'ultimo stadio della rottura, caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento profonda situata nella zona di monta (Figura 1.21c) ha originato una colata di fango che ha percorso circa 4 m prima di arrestarsi.

Le misure di pressione neutre, riportate in Figura 1.21, mostrano che la fase di saturazione è avvenuta gradualmente fino a rottura; in particolare, nell'istante in cui si verifica il primo collasso tutti i trasduttori indicano la completa saturazione della base del deposito.

Tabella 2.2: proprietà fisiche e meccaniche del terreno utilizzato

$\gamma_s = 1.34 \text{ g/cm}^3$	$\gamma_s = 0.8 \div 1.1 \text{ g/cm}^3$	$n = 0.55$
$\phi' = 24^\circ \div 30^\circ$ per terreno ricostituito sciolto	$\phi' = 40^\circ$ per terreno ricostituito denso	
$W = 11 \div 14\%$ per terreno ricostituito sciolto	$W = 8 \div 12\%$ per terreno ricostituito denso	

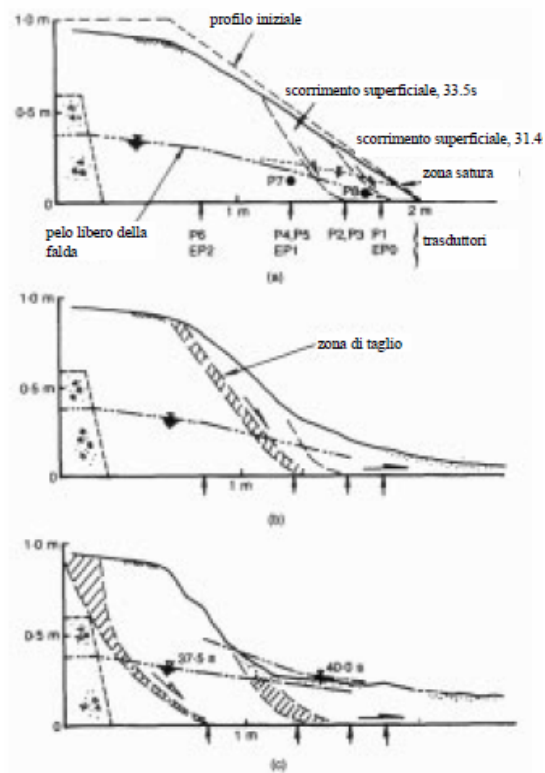


Figura 1.20: fasi di rottura: a) stadio 1; b) stadio 2; c) stadio 3 (da Eckersley 1990)

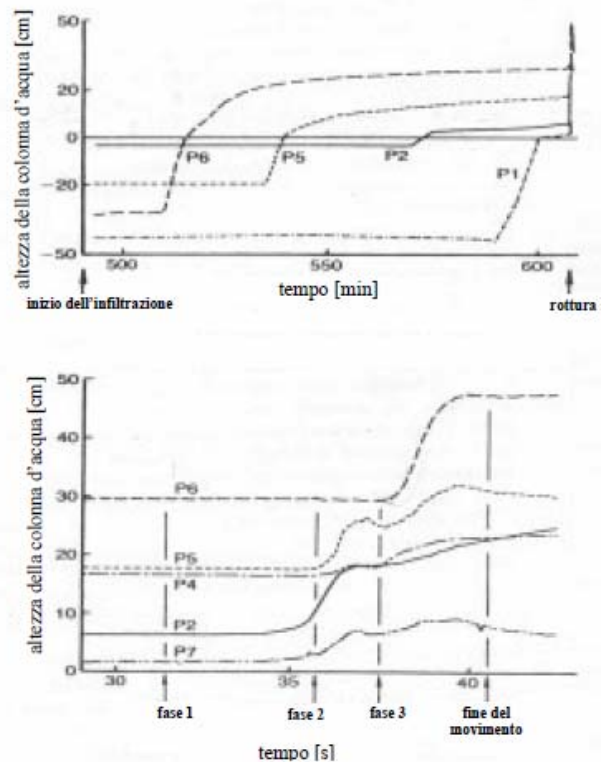


Figura 1.21: misure di pressione neutra (da Eckersley 1990)

Significativi e rapidi incrementi di pressioni interstiziali sono registrati da tutti i trasduttori (tranne il n.6) quando si verifica la seconda fase della rottura. All'inizio della terza fase si rilevano ulteriori incrementi. E' da sottolineare come la generazione di queste sovrappressioni avviene sempre alcuni istanti dopo l'inizio del movimento e come questo fenomeno non è invece sentito dai trasduttori posti in zone non coinvolte dallo scorrimento.

Dai risultati ottenuti, Eckersley conclude che la rottura è iniziata essenzialmente in condizione statiche e drenate e che l'incremento di pressione neutra è fondamentalmente dovuto alle distorsioni prodotte dal movimento: la sovrappressione è quindi una conseguenza del processo di collasso e non la causa. L'autore è il primo a dimostrare che il fenomeno di instabilità non drenata del terreno, che in alcuni casi arriva a liquefare, caratterizza la fase post-rottura. Inoltre, sempre secondo l'autore, la massa in frana si arresta quando assume un profilo appiattito, cioè quando le forze destabilizzanti esterne si riducono, piuttosto che per un incremento delle tensioni efficaci dovute al processo di consolidazione: dalle misure riportate, non si osserva alcun fenomeno di dissipazione delle sovrappressioni neutre (Figura 1.21).

– L'esperienza di Wang e Sassa (2001)

Wang e Sassa hanno messo a punto un sistema per lo studio in piccola scala di colate indotte da piogge artificiali. Scopo principale della sperimentazione era quello di indagare l'influenza che la porosità iniziale, lo spessore del pendio e il contenuto di fine nel terreno possano avere sul cinematiso di rottura, l'eventuale generazione di sovrappressioni neutre e la velocità del fenomeno risultante.

L'apparecchiatura sperimentale utilizzata è riportata in Figura 1.22: è costituita da un canale, in perspex con pareti trasparenti largo 24 cm, alto 15 cm e lungo 180 cm. Sul fondo del canale sono incollati grani di sabbia silicea per ottenere un elevato angolo d'attrito di base (~28°) e per evitare la formazione di una superficie di scivolamento preferenziale.

La strumentazione utilizzata è consistita in unico trasduttore di pressione neutra collocato sul fondo del canale, ad una distanza di 45 cm dalla parete di monte, ed in un sistema per la misurazione degli spostamenti del terreno alla base della canaletta messa a punto dagli autori stessi.

Tutte le prove sono state registrate da una telecamera disposta lateralmente al canale.

Il terreno utilizzato è un limo con sabbia (*silica sand*) in cui è stato aggiunto in 3 prove sperimentali il 10%, 20% e 30% in peso di limo argilloso (*loess*). Le principali caratteristiche sono riportate in Tabella 1.3.

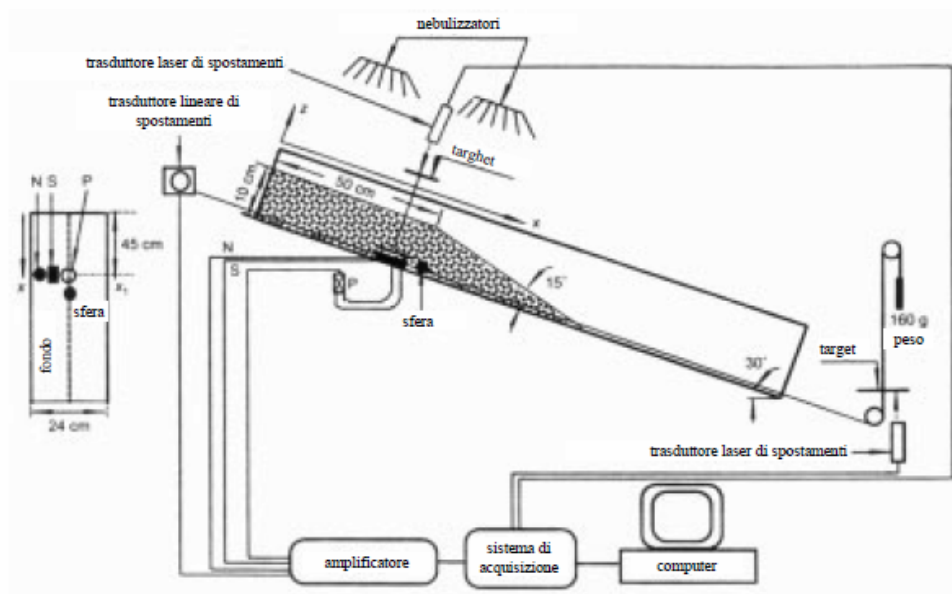


Figura 1.22: apparecchiatura sperimentale utilizzata da Wang e Sassa (2001)

Tabella 1.3: proprietà fisiche e meccaniche dei terreni utilizzati nella sperimentazione da Wang e Sassa

Terreno	d_{50} (mm)	U	e_{max}	e_{min}	G_s	ϕ (°)
<i>silica sand</i>	0.057	10.2	1.66	0.85	2.63	33.4
<i>loess</i>	0.019	16.9	1.83	0.92	2.72	-

Le prove sono state eseguite dopo aver disposto il terreno con un contenuto d'acqua noto nel canale fino a ricostituire uno strato di altezza di $10 \div 12$ cm e lunghezza complessiva di circa 90 cm, e dopo aver sagomato il piede come illustrato in Figura 1.22. Il canale presentava un'inclinazione di 30° ; la prova è stata avviata con la simulazione della pioggia fino ad innescare la rottura del pendio.

Gli autori mostrano che il comportamento del deposito è fortemente influenzato sia dalla densità iniziale I_d (pari a $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$), come già evidenziato da Eckersley (1990), che dalla percentuale di fino.

Non si è osservata, invece, una significativa influenza dello spessore dello strato sul cinematiso di rottura.

Nel corso di tutte le prove, comunque, in seguito alla rottura, si sono generate sovrappressioni neutre la cui entità è anch'essa dipendente dalla porosità iniziale del deposito. In Figura 1.23 sono diagrammati gli spostamenti orizzontali e le pressioni neutre, immediatamente prima e dopo la rottura: prima del collasso c'è stato un graduale incremento della pressione interstiziale dovuto alla formazione di un battente d'acqua alla base dello strato; ma solo in corrispondenza della mobilitazione della frana, segnalata dal repentino incremento degli spostamenti orizzontali, che è stato registrato un notevole innalzamento dei valori di pressione neutra, che hanno raggiunto un massimo pari a circa 3 volte la misura letta all'inizio della fase di rottura. E' da notare che dopo il picco le pressioni hanno presentato un carattere oscillatorio; ciò è però durato qualche frazione di secondo, dopodiché c'è stato un rapido abbattimento dei valori. Gli improvvisi incrementi di pressione indicano un processo di formativo non drenato che ha condotto alla progressiva perdita di resistenza a taglio del materiale. La riduzione, altrettanto rapida, della pressione interstiziale è essenzialmente legata alla riduzione dell'altezza di terreno sovrastante il trasduttore ed al processo di dissipazione. Tuttavia, appare anomalo il completo annullamento delle stesse, a meno che al di sopra della strumentazione non vi sia più alcuno strato di terreno.

Non si conoscono le pressioni neutre all'interno del terreno, che dopo aver percorso una distanza di alcuni decimetri, ha iniziato a decelerare. Probabilmente si è verificata una

riduzione delle forze destabilizzanti legata alla variazione della geometria del pendio, ma nulla si può dire sull'eventuale dissipazione delle pressioni neutre.

– L'esperienza di Okura *et al.* (2002)

Anche in questo tipo di sperimentazione sono stati studiati i meccanismi d'innescò di colate indotte da pioggia. In particolare si è voluto analizzare se il meccanismo di rottura che interessa un determinato volume di terreno possa propagarsi e coinvolgere altri volumi attraverso processi di trasferimento di carico. Per tale motivo, il modello di pendio utilizzato (Figura 1.24) presenta una pendenza maggiore nella zona di monte (32°) e minore in quella di valle (10°). In tali condizioni la rottura indotta da una pioggia artificiale è raggiunta nel tratto più acclive dando poi luogo ad un meccanismo di rottura progressiva nella zona di valle. Il canale ha una larghezza di 1 m e una lunghezza di 9 m, mentre lo spessore di terreno varia tra i 50 e 70 cm.

Il sistema di monitoraggio consta di telecamere capaci di filmare 30 fotogrammi al secondo, disposte lungo una parete laterale trasparente, e di 30 trasduttori di pressione neutra miniaturizzati posti a 3 quote differenti e solidali al terreno. La lettura delle immagini è facilitata dai numerosi *target* posti sul pendio stesso e visibili attraverso le pareti in plexiglass.

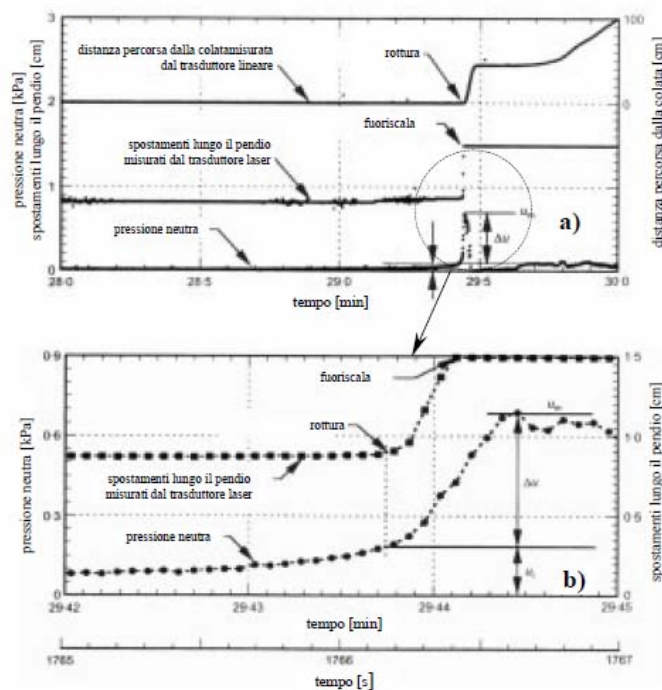


Figura 1.23: andamento delle pressioni neutre e degli spostamenti alla base dello strato nel corso di una prova (da Wang e Sassa, 2001)

Il terreno utilizzato è una sabbia le cui principali proprietà fisiche e meccaniche sono riportate in Tabella 1.4.

Il programma sperimentale ha previsto quattro prove con quattro differenti spessori del materiale. L'articolo citato non riporta la porosità iniziale del terreno, che è stato messo in opera umido attraverso il metodo pluviometrico.

In tutti gli esperimenti, in seguito all'infiltrazione ed alla formazione di una falda a partire dal fondo del canale, la rottura è sopraggiunta nella zona di monte, in corrispondenza del fondo del canale; il terreno posto a valle è stato soggetto ad una spinta pressoché orizzontale da parte del terreno retrostante.

In Figura 1.24 sono riportate le misure di deformazione volumetrica, velocità e pressioni in una sezione di valle (a 3 m dall'estremità inferiore del canale) nell'esperimento 1.

Il terreno posto nella parte inferiore del modello è stato sottoposto alla compressione prodotta dal terreno proveniente da monte. Pochi istanti dopo la registrazione di spostamenti nella sezione di misura di monte, a valle è stato osservato un consistente e repentino addensamento del terreno, a causa del quale sono insorte sovrappressioni neutre sul fondo del deposito (misure a 45 cm in Figura 1.24). Qualche decimo di secondo dopo, nella stessa zona, si sono verificati rapidi scorrimenti, accompagnati da un progressivo aumento delle pressioni interstiziali a seguito del continuo passaggio di materiale proveniente da monte. Confrontando il valore massimo della pressione raggiunto alla base del deposito, pari circa a 8 kPa, con il peso della colonna di terreno sovrastante (stimato in 7.3 kPa) si deduce che la pressione indotta è in grado di causare il galleggiamento delle particelle solide.

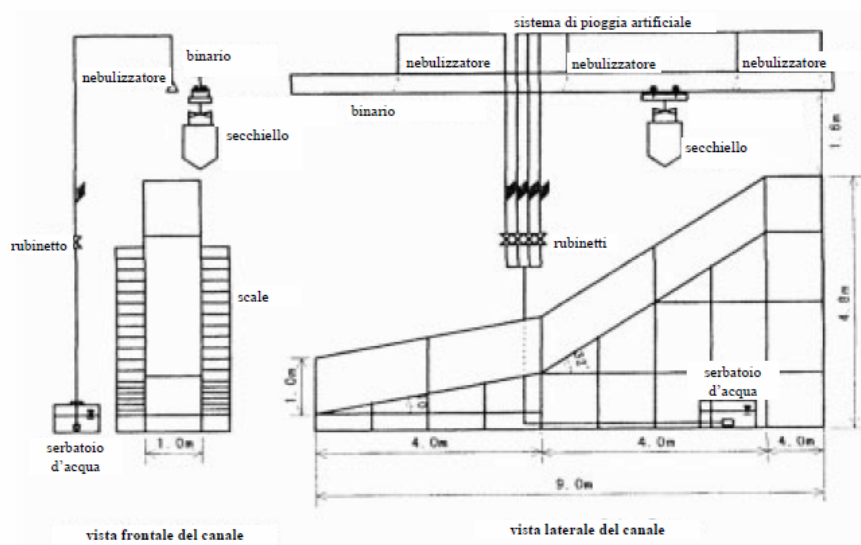


Figura 1.23: vista frontale e laterale del modello di Okura et al. (2002)

Tabella 1.4: principali proprietà fisiche e meccaniche della sabbia utilizzata da Okura *et al.* (2000)

γ_d (g/cm ³)	e	W_{sat} (%)	ϕ (°)	c' (kPa)	d_{50} (mm)	U	k (cm/s)
1.33	0.73	32	30.6	0.75	0.51	3.5	0.012

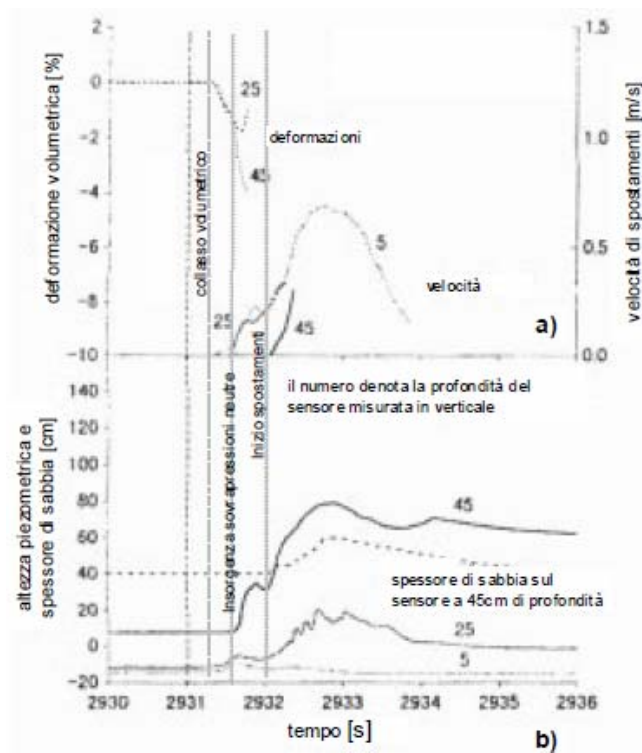


Figura 1.24: Esperimento n.1: andamento delle a) deformazioni volumetriche e velocità b) pressioni neutre in tre strati a 3 m dalla parete laterale (modificato da Okura *et al.*, 2002)

La sperimentazione in modello fisico fin qui esaminata ha permesso di evidenziare alcuni aspetti fondamentali per la comprensione dei meccanismi di generazione delle colate rapide e l'individuazione dei principali fattori che li regolano. Si è visto che esse sono innescate da fenomeni di liquefazione. Nelle esperienze in cui la rottura è stata provocata dall'annullamento delle pressioni neutre le deformazioni si mantengono drenate fino all'instabilità e, solo in seguito alle rapide distorsioni prodotte dal collasso, insorgono le sovrappressioni che, negli istanti successivi causano una brusca caduta della resistenza al taglio responsabile della rapida accelerazione della massa in frana. Si è dunque verificato sperimentalmente che la liquefazione non è la causa dell'instabilità bensì una conseguenza.

Le diverse esperienze, pur confermando la dipendenza della mobilità dalle sovrappressioni neutre indotte, non riescono del tutto a definire i fattori dai quali tali

sovrappressioni dipendono. Sembrerebbe comunque che l'entità degli incrementi di pressione interstiziale sia influenzata dalla vicinanza alla zona di taglio e dalla diffusività idraulica del mezzo.

Tra le sperimentazioni considerate, solo quelle di Iverson e LaHusen (1989) e di Okura *et al.* (2002) le pressioni neutre sono state misurate all'interno della massa in frana e non solo alla base del pendio. In particolare, le due sperimentazioni sembrano fornire indicazioni contrastanti. Infatti nella prima, a varie distanze dalla superficie di taglio, si registrano incrementi di pressione neutra contestuali all'inizio del movimento (Figura 1.19). Questi, invece, non sono stati osservati da Okura *et al.* E' necessario però sottolineare che qui, all'atto della rottura, i trasduttori si trovavano in una zona lontana dalla saturazione .

Okura *et al.* Mostrano anche che la mobilitazione di una porzione di pendio può agire da carico non drenato per la zona immediatamente a valle causandone la rottura. In particolare, gli autori evidenziano che tale processo avviene in 3 fasi successive: compressione del materiale ad opera della spinta del terreno, generazione di sovrappressioni neutre nella zona di terreno saturo e rapida mobilitazione (Figura 1.24).

In alcune sperimentazioni, laddove grazie ad una notevole lunghezza del canale è stato possibile osservare la propagazione della colata, le pressioni neutre si sono ulteriormente incrementate. In dettaglio, in un generico punto all'interno della massa in moto, la risultante di tali pressioni riesce a bilanciare il peso della colonna di terreno sovrastante causandone il galleggiamento. In questo caso si è in presenza di un fenomeno di fluidificazione del terreno.

2. LA TEORIA DELLE MISCELE

2.1 Introduzione

Il suolo e le rocce sono materiali i cui pori possono essere occupati da acqua, aria o altri fluidi. Sono, per questo, materiali multi-fase che presentano comportamenti governati dall'accoppiamento tra le distinte fasi. La pressione interstiziale dei fluidi (liquidi o gas) svolgono un ruolo fondamentale nel comportamento della struttura, potendo provocare la rottura del materiale.

E' possibile usare diverse alternative per descrivere l'accoppiamento tra lo scheletro solido ed il fluido; in questo caso l'approssimazione realizzata si basa sulla teoria della 'miscela', che permette di ottenere una descrizione generale che può essere usata tanto nella fase di iniziazione della rottura come per la propagazione.

Dato che il suolo è un materiale eterogeneo la cui composizione è tipicamente quella di una 'mescola', esistono due formulazioni per descrivere il comportamento:

la teoria della 'miscela' propriamente detta, che suppone che tutti i componenti del sistema multifase occupano tutto lo spazio potendo definire l'interazione tra questi in maniera continua;

la teoria ibrida della miscela o tecnica di omogeneizzazione del volume locale, che non suppone la continuità tra la distribuzione delle componenti, ma che stabilisce che una 'mescola' è formata da un sistema di varie fasi che penetrano una nell'altra, cioè, il limite di separazione tra le diverse fasi è una superficie irregolare.

La teoria delle miscele permette di ottenere una descrizione generale che può essere utilizzata per descrivere sia la fase di innesco sia la fase di propagazione nei fenomeni di frane di colata.

2.2 La teoria delle miscele

L'osservazione dei terreni a livello microscopico (grani, pori, etc.) è quella che permette di descrivere nella maniera più corretta i fenomeni elementari coinvolti ma tale approccio però si scontra con la grande varietà di disposizioni geometriche a livello di struttura che si possono avere e con la conseguente difficoltà di modellazione che ne risulta.

Queste difficoltà mettono in evidenza i limiti di uno studio basato su un approccio puramente microscopico (micro-particellare) e giustificano quindi la necessità di fare ricorso ad un approccio di tipo diverso. Il tradizionale approccio basato sul mezzo continuo si è rivelato insufficiente a soddisfare le esigenze dei settori più avanzati della geotecnica. Un utile compromesso è rappresentato dalla teoria delle miscele.

In questa teoria il terreno viene considerato come un materiale eterogeneo; la sua composizione è assimilabile a quella di una miscela: un insieme di più specie chimiche presenti in differenti stati fisici.

La teoria anzidetta presuppone che tutte le componenti del sistema multifase siano simultaneamente presenti in ciascun punto dello spazio occupato dal mezzo poroso. Le componenti di ciascuna fase e le loro interazioni sono definite da un campo di variabili continue. Un materiale poroso, come un terreno o una roccia, è composto da una massa di grani solidi separati da uno spazio di vuoti.

Questi vuoti possono essere occupati da:

- solo aria, si dice che il materiale poroso è secco;
- solo acqua, il materiale poroso è detto saturo;
- aria e acqua, il materiale poroso è detto parzialmente saturo.

In questi tre casi:

$$S_w + S_a = 1 \quad (2.1)$$

dove:

$$S_w: \quad \text{grado di saturazione dell'acqua} = \frac{\text{volume d'acqua}}{\text{volume dei vuoti}}$$

$$S_a: \quad \text{grado di saturazione dell'aria} = \frac{\text{volume d'aria}}{\text{volume dei vuoti}}$$

L'acqua si può trovare nei suoi tre stati: solido (ghiaccio), liquido, gassoso (vapore acqueo). Lo stato dipende dalla pressione e dalla temperatura del mezzo. Un'importante ipotesi adottata nello studio delle miscele è quella di considerare i componenti immiscibili, si suppone quindi che l'aria non si scioglia nell'acqua e che l'acqua non si vaporizzi nell'aria.

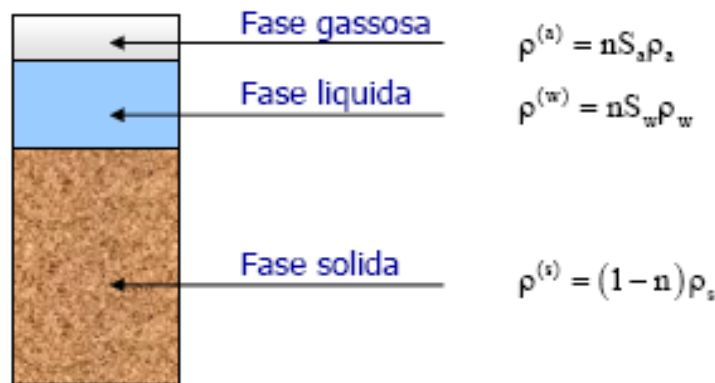


Fig. 2.1: modello del terreno

Il modello del terreno adottato è stato proposto da Yoshimi e Osterberg (1963) ed è rappresentato in Figura 2.1, dove n rappresenta la porosità del terreno la quale è definita come:

$$n: \quad \text{volume della fase gassosa} + \text{volume della fase liquida} = \frac{\text{volume dei vuoti}}{\text{volume totale}}$$

Per la modellazione matematica sono adottate le seguenti ipotesi:

- scheletro solido deformabile;
- le fasi gassose e liquide sono in contatto con lo scheletro solido, non ci sono quindi bolle d'aria all'interno della fase liquida;
- le differenti componenti sono immiscibili.
- la temperatura è costante. L'equilibrio termodinamico è verificato in tutto il dominio: non si hanno cambiamenti di fase tra la fase liquida e la fase solida causate da una variazione di temperatura o da una variazione di pressione.
- non si hanno reazioni chimiche tra le componenti.
- le fasi componenti sono compressibili.
- lo scheletro solido subisce solo piccole deformazioni e l'effetto delle rotazioni dei grani è trascurabile; l'equazione che esprime le variazioni delle deformazioni totali ($d\varepsilon$) in funzione delle variazioni degli spostamenti (du) dello scheletro può essere scritta come segue:

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{du_{ij} + du_{ji}}{2} \quad (2.2)$$

Per la convenzione dei segni, si definisce tensione positiva quella di trazione e pressione del fluido positiva quella che si ha nei casi di compressione.

2.3 Proprietà fisiche dei materiali

Prima di formulare le equazioni di bilancio della massa e del momento verranno descritte le proprietà fisiche dei materiali che compongono la miscela.

2.3.1 L'acqua

L'acqua è un fluido incomprimibile newtoniano con le seguenti proprietà:

- densità (ρ_w): varia leggermente con la temperatura;
- peso specifico (γ_w): peso del fluido per unità di volume è legato a ρ_w dall'espressione $\gamma_w = \rho_w g$ (g = accelerazione di gravità); anch'esso varia con la temperatura;
- viscosità dinamica (μ_w). Il moto laminare di un fluido produce una tensione tangenziale τ_{xy} proporzionale al gradiente della velocità attraverso la viscosità dinamica:

$$\tau_{xy} = \mu_w \frac{dv_x}{dy} \quad (2.3)$$

Diminuisce con la temperatura.

- viscosità cinematica (ν) definita come:

$$\nu_w = \frac{\mu_w}{\rho_w} \quad (2.4)$$

e si può approssimare mediante la seguente espressione che dipende dalla temperatura:

$$\nu_w = [1.14 - 0.031(T^\circ - 15) + 0.00068(T^\circ - 15)^2] \cdot 10^{-6} \quad (2.5)$$

- Se all'interno dell'acqua è presente del gas si può parlare anche di una compressibilità volumetrica equivalente (c_w) definita come diminuzione unitaria di volume dell'acqua dovuta ad un aumento della sua pressione (p_w):

$$c_w = -\frac{1}{V_w} \frac{\partial V_w}{\partial p} \quad (2.6)$$

Tab. 2.1: proprietà fisiche dell'acqua in funzione della temperatura e pressione

Temperatura (°C)	Densità (kg/m ³)	Peso specifico (N/ m ³)	Viscosità dinamica (Ns/ m ²)	Viscosità cinematica (m ² /s)
0	1000	9810	1.79e-3	1.79e-6
10	1000	9810	1.51e-3	1.51e-6
20	998	9790	1.00e-3	1.00e-6
30	996	9771	7.97e-4	8.00e-7
40	992	9732	6.53e-4	6.58e-7
50	988	9693	5.47e-4	5.53e-7
60	983	9643	4.66e-4	7.47e-7
70	978	9594	4.04e-4	4.13e-7
80	972	9535	3.54e-4	3.64e-7
90	965	9467	3.15e-4	3.26e-7
100	958	9398	2.82e-4	2.94e-7

- coefficiente di dilatazione dell'acqua α_w ; esprime la variazione dell'unità di volume dell'acqua dovuta alla variazione della temperatura:

$$\alpha_w = \frac{1}{V_w} \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.5)$$

2.3.2 L'aria

Le proprietà caratteristiche dell'aria sono:

- densità (ρ_a): diminuisce con la temperatura;
- peso specifico (γ_a): peso dell'aria per unità di volume; diminuisce con la temperatura;
- viscosità dinamica (μ_a): aumenta con la temperatura;
- viscosità cinematica (ν_a): varia con la temperatura;
- comprimibilità elastica dell'aria: diminuzione del volume dovuto ad un aumento di pressione dell'aria (c_a):

$$c_a = \frac{1}{V_a} \frac{\partial V_a}{\partial t} \quad (2.7)$$

- coefficiente di dilatazione dell'aria: variazione dell'unità di volume dell'aria dovuta ad una variazione della sua temperatura (T_a):

$$\alpha_a = -\frac{1}{V_a} \frac{\partial V_a}{\partial p} \quad (2.8)$$

Le Tabelle 2.1 e 2.2 mostrano alcuni valori delle proprietà anzidette.

2.3.3 Le particelle solide

Le proprietà fisiche di una particella solida sono, in riferimento alla Figura 2.2:

- dimensioni (d): le particelle si catalogano come descritto nel sistema di classificazione MIT(1931) (Tabella 2.3).
- coefficiente di uniformità ($C_u=d_{60}/d_{10}$), parametro che caratterizza l'uniformità granulometrica dei materiali. Si considera terreno uniforme quello con valori del coefficiente C_u minori di 2 e terreni a granulometria estesa quelli che presentano un valore del coefficiente maggiore di 4;
- densità di una particella solida (ρ_s): massa della particella per unità di volume; non varia con la temperatura;
- peso specifico di una particella (γ_s): è il peso del solido per unità di volume $\gamma_s = \rho_s g$; non varia con la temperatura;

Tab. 2.2: proprietà fisiche dell'aria in funzione della temperatura

Temperatura (°K)	Densità (kg/m ³)	Peso specifico (N/ m ³)	Viscosità dinamica (Ns/ m ²)	Viscosità cinematica (m ² /s)
300	1.614	11.38	1.85e-1	1.59e-5
350	0.995	9.75	2.08e-1	2.09e-5
400	0.8711	8.54	2.30e-1	2.64e-5
450	0.774	7.59	2.51e-1	3.24e-5
500	0.6964	6.82	2.70e-1	3.88e-5
550	0.6329	6.20	2.88e-1	4.56e-5
600	0.5804	5.69	3.06e-1	5.27e-5
650	0.5356	5.25	3.23e-1	6.02e-5
700	0.4975	4.88	3.39e-1	6.81e-5
750	0.4643	4.55	3.55e-1	7.64e-5
800	0.4354	4.27	3.70e-1	8.49e-5

– coefficiente di comprimibilità:

$$c_s = -\frac{1}{V_s} \frac{\partial V_s}{\partial \sigma'_{is}} \quad (2.10)$$

con V_s volume occupato dallo scheletro solido. Considerando la definizione di tensione effettiva $\sigma' = \sigma - p_w$ e sapendo che $d\sigma = 0$, si può esprimere la comprimibilità come:

$$c_s = -\frac{1}{V_s} \frac{\partial V_s}{\partial \sigma'_{is}} = -\frac{1}{(1-n)V_b} \frac{V_b \partial(1-n)}{\partial \sigma'_{is}} = -\frac{1}{1-n} \frac{\partial n}{\partial p_w} \quad (2.11)$$

– coefficiente di dilatazione:

$$\alpha_s = \frac{1}{V_s} \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad (2.12)$$

che presenta un valore di $8e^{-6} C^{-1}$ per le argille

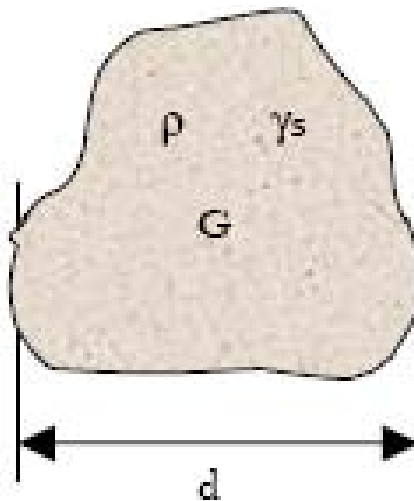


Fig. 2.2: schema di una particella solida

Tab. 2.3: classificazione in relazione alle dimensioni delle particelle

Dimensione	Classificazione
$d > 60$ mm	rocce
2 mm $< d < 60$ mm	ghiaia
0.06 mm $< d < 2$ mm	sabbia
0.002 mm $< d < 0.06$ mm	limo
$d < 0.002$ mm	argilla

2.3.4 La miscela

Per considerare le proprietà della miscela sarà necessario tenere in conto:

- se tutti i pori del suolo sono occupati dell'aria, il terreno è saturo;
- se tutti i pori del suolo sono occupati da acqua e aria, il terreno sarà semi - saturo;
- se tutti i pori del suolo sono occupati da acqua, il terreno sarà saturo;
- se oltre ad avere un terreno saturo le particelle solide presentano un'alta percentuale di fine in sospensione si potrà considerare tutto il materiale come fase fluida.

Terreno semisaturo

Nei terreni semisaturi è interessante lo studio granulometrico attraverso la separazione delle particelle solide con setacci e la realizzazione di tassi di sedimentazione.

Un diametro caratteristico è il d_{10} , che è il corrispondente del 10% della curva granulometrica.

Le proprietà da considerare per il materiale semisaturo sono:

- angolo di riposo ϕ : l'angolo che presenta un materiale che si trova in condizioni di equilibrio sebbene soggetto a condizioni critiche di scivolamento. Di solito ha valori comprese tra 30° e 42° .
- Porosità n e indice dei vuoti, e , definisce la porosità come il quoziente tra il volume dei vuoti e il volume totale, mentre l'indice dei vuoti rappresenta il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume del solido (Figura 2.4):

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{e}{1 + e} \qquad e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \qquad (2.13)$$

dove

$V_v = V_a + V_w = n V_t$, con V_a volume occupato dall'aria e V_w quello occupato dall'acqua;

$V_s = (1-n) V_t$ è il volume occupato dallo scheletro solido.

- Peso specifico del campione γ_{md} : peso solido per unità di volume includendo la parte solida e i pori:

$$\gamma_{md} = \gamma_s (1 - n) = \gamma G (1 - n) \qquad (2.14)$$

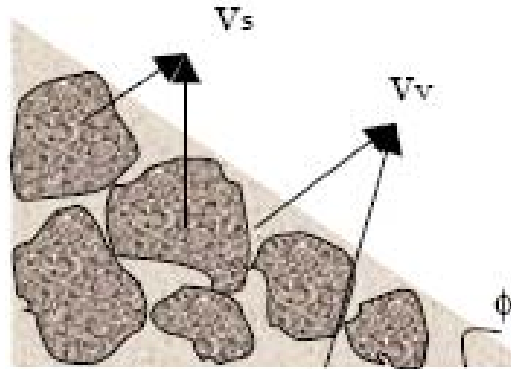


Fig. 2.4: schema del materiale semi saturo

- Grado di saturazione : supponendo che le fasi del materiale siano immiscibili, si definisce S_α grado di saturazione della fase α :

$$S_\alpha = \frac{V_\alpha}{V_v} = \frac{e_\alpha}{e} \quad (2.15)$$

- Densità specifica secca del campione ρ_{md} : è la massa per unità di volume

$$\rho_{md} = \rho_s (1 - n) = \frac{\gamma_{md}}{g} \quad (2.16)$$

- Densità delle fasi ρ^α . Siano ρ_s la densità del solido, ρ_a la densità del fluido (acqua/ aria), le densità delle fasi corrispondenti saranno:

$$\rho^s = (1 - n) \rho_s \quad (2.17)$$

$$\rho^\alpha = n S_\alpha \rho_a \quad (2.18)$$

la densità della miscela si ottiene attraverso la somma di tutte le densità delle fasi costituenti della miscela.

- Umidità W definita come:

$$W = \frac{e_w - \gamma_w}{\gamma_s} \quad (2.19)$$

- Velocità relativa: nella maggior parte delle applicazioni geotecniche il movimento della fase fluida si descrive attraverso la velocità relativa dello scheletro solido. La velocità di Darcy della fase α si definisce come:

$$w^\alpha = n S_\alpha (v_\alpha - v_s) \quad (2.20)$$

Terreno saturo

In questo caso tutti i vuoti sono occupati dall'acqua, cioè $V_v = V_w$ (Figura 2.5).

Si definiscono le seguenti proprietà:

- Peso specifico saturato del campione: è il peso totale per unità di volume:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s V_s + \gamma W_v}{V_s + V_v} = \gamma_s (1 - n) + \gamma m = \gamma [G(1 - n) + n] = \frac{\gamma_s + e\gamma}{1 + e} \quad (2.21)$$

- Densità specifica del campione: è la massa totale per unità di volume:

$$\rho_m = \rho_s (1 - n) + \rho n = \frac{\gamma_m}{g} \quad (2.22)$$

- Concentrazione volumetrica del sedimento. E' il volume di solido esistente sul volume totale:

$$C_v = \frac{V_s}{V_t} = \frac{V_s}{V_s + V_v} = \frac{V_s}{V_s + V_w} = 1 - n \quad (2.25)$$

- Viscosità dinamica di un fluido newtoniano: Einstein stabilì una relazione in funzione della concentrazione volumetrica del sedimento CS

$$\mu_m = \mu(1 + 2.5CS) \quad (2.26)$$

- Viscosità cinematica di un fluido newtoniano:

$$v_m = \frac{\mu_m}{\rho_m} \quad (2.27)$$

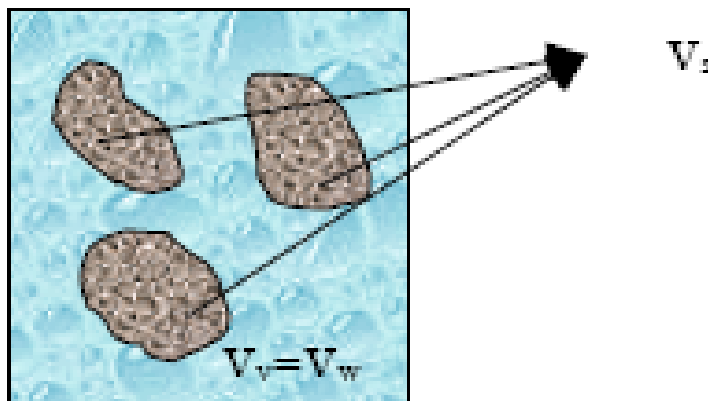


Fig. 2.5.: schema di un materiale saturo

3. COMPORTAMENTO REOLOGICO DEI FLUSSI DI COLATA

3.1 Introduzione

I fenomeni di colata, da un punto di vista generale, possono essere intese come un miscuglio di acqua, argilla, limo, sabbia, ghiaia, ciottoli e massi rocciosi (Coussot, 1997). In prima approssimazione è possibile dividere le particelle solide in due grandi categorie sulla base delle interazioni che le stesse danno origine con l'acqua:

1. particelle fini ($< 40 \mu\text{m}$): queste particelle danno luogo a interazioni di tipo colloidale e possono essere soggette a importanti moti Browniani;
2. particelle granulari: interagiscono idrodinamicamente con l'acqua o attraverso contatti di tipo attritivo o collisionali.

Al primo gruppo appartengono le colate di fango, cioè di terreni coesivi, oggetto di questo lavoro di tesi, intese come un insieme di acqua, argilla, limo, e sabbia fine o molto fine. Del secondo invece fanno parte i flussi di detrito, cioè di materiale granulare, meglio noti come *debris flow*.

In ogni caso, l'elevata concentrazione solida che caratterizza i flussi di colata non permette di descriverli con le classiche equazioni del trasporto solido, come quelle di Einstein o di Mayer-Peter e Müller (1948), perché l'alta viscosità e lo sforzo di taglio delle miscele riducono la velocità di sedimentazione delle particella, parametro fondamentale su cui si basa la teoria del trasporto solido.

Le colate di fango (o argilla), meglio conosciuti come *mudflow*, possono essere definite come una categoria specifica dei fenomeni franosi rappresentati da una viscosità tale che la loro matrice fine sia in grado di sostenere massi e ciottoli . (O'Brien and Julien, 1988).

Così la reologia permette una descrizione migliore e più approfondita del comportamento dei fenomeni di colata; essa infatti relaziona il comportamento del materiale alla sua microstruttura, alla fase liquida e solida che lo compongono, e ai suoi parametri fisici (composizione e distribuzione granulometrica, concentrazione solida, concentrazione ionica, ecc..).

3.2 Interazioni tra le varie particelle fini e l'acqua

3.2.1 Proprietà colloidali

Le particelle di argilla sono considerate come particelle colloidali, il cui diametro varia tra 1 nm e 10 μm (Schowalter 1989). Quando queste particelle colloidali sono mescolate in un liquido, si ottiene una dispersione delle stesse, ne segue quindi un elevato rapporto tra area e volume della matrice solida, caratteristico delle dispersioni colloidali, che esibiscono specifiche proprietà meccaniche, elettriche e ottiche.

La posizione delle particelle fini all'interno di una soluzione acquosa sono determinate da un equilibrio tra le forze repulsive a breve distanza e quella attrattive di Van der Waals. Le molecole d'acqua interagiscono tra di loro con trasferimenti di quantità di moto durante gli spostamenti relativi tra particelle e particelle.

La carica elettrica delle molecole di acqua non sono distribuite simmetricamente cosicché il centro di gravità delle cariche positive non coincide perfettamente con il centro di gravità di quelle negative: il centro della carica positiva è spostato verso gli atomi di idrogeno, mentre quello della carica negativa è spostato verso l'atomo di ossigeno. Così queste molecole costituiscono un dipolo transitorio che può essere attratto da un altro con differente orientazione delle molecole. Queste forze attrattive sono conosciute come attrazioni di Van der Waals e sono proporzionali a d^{-7} , dove d è la distanza media tra due molecole.

Le molecole dipolari dell'acqua tendono ad essere attratte dalle molecole di argilla (che hanno carica negativa), le quali hanno un struttura a strati tale da provocare un iso-orientamento dell'acqua, che non può essere separata dalla particella d'argilla tramite un'azione meccanica di modesta entità: si parla in questo caso di acqua adsorbita e dev'essere considerata come parte integrante della struttura della particella argillosa.

La carica negativa della superficie della particella è neutralizzata dai cationi disciolti nell'acqua interstiziale (acqua presente nei pori che è libera di muoversi sotto l'azione di un gradiente idraulico), che in parte sono saldamente legati alle cariche negative della particella e in parte formano uno strato diffuso. La concentrazione degli ioni positivi decresce esponenzialmente con la distanza della superficie della particella.

In definitiva la particella d'argilla è circondata da un doppio strato diffuso: lo strato interno è costituito dalle cariche negative sulla superficie stessa; lo strato esterno è rappresentato dall'eccesso di cationi e dal difetto di anioni rispetto alla concentrazione

nell'acqua libera (Figura 3.1). L'importanza di questo doppio strato risiede nel fatto che, se la distanza tra le particelle è maggiore di due volte lo spessore del doppio strato, non c'è interazione tra le particelle. Viceversa, se la distanza diminuisce, tra le particelle si esercita un'azione repulsiva dovuta al potenziale elettrico nei doppi strati.

In sostanza la presenza di queste forze colloidali danno origine a interazioni tra particelle relativamente lontane le une dalle altre, e sono responsabili anche delle proprietà tixotropiche delle sospensioni argillose.

3.2.2 *Moti Browniani*

Il moto browniano è il moto disordinato delle particelle (dell'ordine del micrometro) presenti in fluidi o sospensioni fluide, a causa di agitazioni termiche. Se le particelle colloidali non sono così piccole, queste collisioni sono numerose e producono una pressione isotropica; viceversa se le particelle sono molto piccole, la distribuzione e l'intensità delle collisioni fluttuano da una regione all'altra della superficie della particella. Queste forze oscillanti danno luogo a movimenti rapidi, disorientati e rototraslazionali delle particelle. Così, in assenza di altre forze, le particelle colloidali si diffondono nel liquido.

L'effetto principale di questo moti Browniani è quello di aumentare la dissipazione di energia a causa dei movimenti casuali, localizzati e aggiuntivi tra gli elementi delle sospensioni. Comunque questo effetto è rilevante soprattutto in casi di movimento lento.

Un altro effetto è la tendenza di questi movimenti a disorganizzare la distribuzione e l'orientazione spaziale delle particelle.

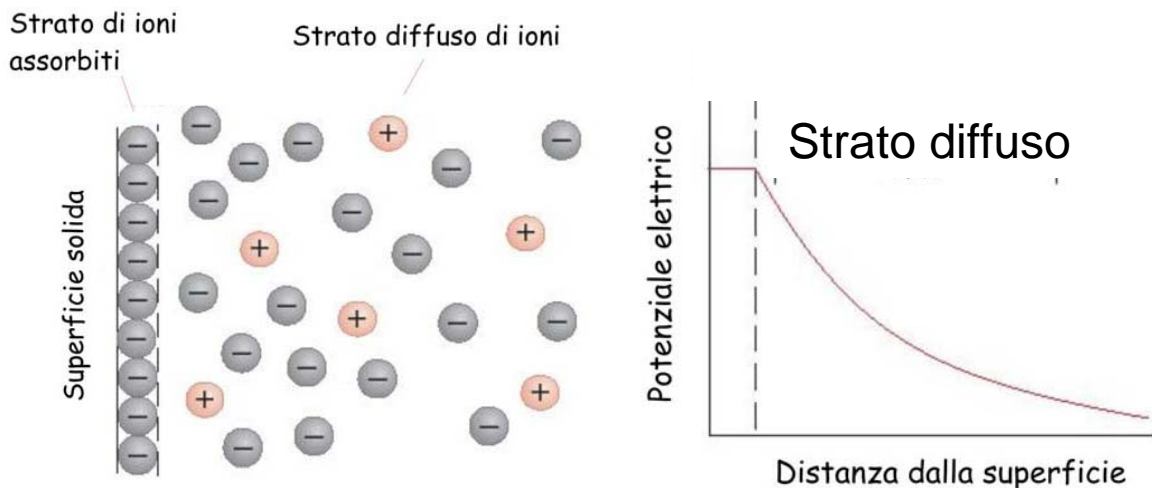


Figura 3.1: doppio strato diffuso

Infine questi moti influiscono sulle proprietà tixotropiche delle sospensioni di argilla e acqua, visto che permettono alle particelle di muoversi verso delle posizioni in cui sono legate in maniera più forte tra di loro.

3.3 Il concetto fisico di viscosità e sforzo critico

Le colate di fango subiscono lungo la loro fase di propagazione una deformazione continua. Così la via più semplice e immediata per descrivere il loro comportamento è quella di studiare il fenomeno attraverso la meccanica dei fluidi. Comunque il materiale che caratterizza questi processi franosi, generalmente oppone una resistenza detta viscosità, che è generalmente più grande della resistenza al flusso dell'acqua. Quindi è necessario uno studio approfondito di questa proprietà del materiale, studio che è alla base della scienza reologica.

Quando un fluido è sottoposto a delle deformazioni, la sua configurazione cambia: i suoi elementi si muovono tra di loro, scambiandosi quantità di moto. Così, ad un livello di scala microscopica, è necessaria una certa forza affinché ci sia uno spostamento relativo tra le particelle che compongono il fluido, che a scala macroscopica si trasforma in una richiesta di una forza esterna affinché il fluido si deforma: ciò comporta che il fluido oppone una certa resistenza al moto che è associabile al concetto di viscosità. Più precisamente, uno stress esterno applicato al fluido tende a deformarlo rapidamente ma le forze interne di tipo attritivo ritardano il grado di deformazione e causano uno stato di equilibrio per cui uno sforzo esterno costante comporta un tasso di deformazione costante. Il rapporto fra sforzo e grado di deformazione è detto viscosità.

Di conseguenza se si ha una buona conoscenza delle interazioni microstrutturali all'interno di un dato materiale, si può ragionevolmente individuare un legame tra le proprietà fisiche del materiale e il suo comportamento meccanico. Ed è per questo che è importante sapere che tipo di particelle compongono il materiale, il terreno nel caso in esame: particelle fini di tipo coesivo, o granulari; perché così si è in grado di valutare il tipo di interazioni che si stabiliscono tra i vari grani (collisioni, attrazioni di Van der Waals, interazioni idrodinamiche, ecc..) e di conseguenza studiare come la distribuzione e il cambiamento di questi legami influiscono sulla resistenza del fluido. Questo, purtroppo, è stato conseguito solo in alcuni casi: il modello di Eyring per liquidi semplici (Glasstone *et al.*, 1941), la teoria cinetica dei gas (Chapman e Cowling, 1952) ed infine il modello di Doi-Edwards per i polimeri (Doi e Edwards, 1986). Infatti, per tutti gli altri fluidi, i modelli reologici proposti si basano su

assunzioni aprioristiche per quanto riguarda i processi a livello micro strutturale e non provate da osservazioni sperimentali.

E' perciò abbastanza chiaro come la viscosità cambia da un fluido all'altro: la microstruttura e di conseguenza le interazioni interparticellari cambiano da materiale a materiale.

Inoltre la resistenza opposta al moto da parte di un fluido non è sempre caratterizzata da un singolo parametro, bensì può essere rappresentata oltre che dalla viscosità anche da uno sforzo critico (*yield stress*): il fluido resta in quiete al di sotto di uno sforzo critico, superato il quale si muove. Quindi, complessivamente, la resistenza di un materiale dipende oltre che dalla viscosità, anche dall'intensità dello sforzo di taglio a cui è soggetto.

3.4 La legge di Newton

In base a quanto detto nel paragrafo precedente, la reologia è la scienza dei fenomeni di flusso, il cui principale scopo è quello di determinare le proprietà del materiale quando questo scorre e può essere considerato ad ogni istante di tempo come un sistema omogeneo sottoposto a deformazioni continue a scala macroscopica (Coussot, 1997).

Come è stato già menzionato, l'applicazione di una sollecitazione su un fluido viscoso produce generalmente un moto che si mantiene finché la sollecitazione non viene rimossa. Si considerino dunque due superfici parallele, ciascuna di area A , poste a una piccola distanza d , tra le quali è interposto un fluido, così come mostrato in Figura 3.2. Se una delle due lastre è posta in moto con velocità U nella direzione e verso delle x crescenti, il fluido è trascinato con essa e, a regime, si avrà una distribuzione delle velocità nel fluido come quella mostrata in Figura. Si tratta di un flusso laminare e stazionario. Per mantenere in movimento la piastra superiore con velocità costante è necessario applicare ad essa uno sforzo di taglio per unità di superficie $\tau = F/A$. Se la seconda superficie è ferma, passando dalla prima alla seconda superficie la velocità varia da U a zero. Isaac Newton nel 1687 stabilì che esiste una relazione di proporzionalità tra τ , che è detto sforzo di taglio, e il gradiente di velocità U/d (meglio noto come $\dot{\gamma} = \frac{du}{dy}$), secondo:

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (3.1)$$

dove la costante di proporzionalità μ è la viscosità, termine a cui è talvolta aggiunto l'aggettivo dinamica, per distinguerla dalla viscosità cinematica ν , che è definita dal rapporto μ/ρ , con ρ densità del fluido.

L'equazione lineare (3.1), risultato della modellazione matematica di casi ideali estremi, descrive relazioni sforzo/deformazione/tempo e rappresenta un esempio di equazione costitutiva. Per molto tempo furono considerate leggi universali, ma già nel XIX° secolo si registrarono risultati sperimentali che se ne discostavano. La meccanica dei fluidi newtoniani, così come la teoria classica dei corpi elastici, non è solitamente considerata parte del campo di studio specifico della reologia, che si occupa infatti del comportamento dei corpi viscoelastici, le cui caratteristiche sono intermedie rispetto ai due casi ideali estremi: modello perfettamente plastico e fluido newtoniano.

Parlare di viscoelasticità però non significa necessariamente rimuovere l'ipotesi di linearità che caratterizza le leggi stabilite nell'equazione (3.1). L'equazione:

$$\tau = k\gamma + \mu \dot{\gamma} \quad (3.2)$$

è un'equazione lineare costitutiva di un corpo in cui convivono caratteristiche elastiche e viscosi: con μ viscosità dinamica, $\dot{\gamma}$ gradiente di deformazione, k modulo elastico del materiale e γ deformazione elastica.

I modelli lineari sono in grado di descrivere svariati tipi di comportamento reologico e sono quindi di grandissima utilità. Essi però solitamente possono essere considerati validi solo per variazioni limitate di γ e $\dot{\gamma}$ in un regime che è appunto detto lineare, e in generale k ed μ sono funzioni di γ e $\dot{\gamma}$.

La Figura 3.3 offre una rappresentazione dei comportamenti più tipici dei fluidi, sotto forma di grafici $t-\dot{\gamma}$. La viscosità è data dalla pendenza di queste curve ($m=dt/d\dot{\gamma}$). Un fluido newtoniano è rappresentato da una retta passante per l'origine; a una sollecitazione nulla corrisponde un valore nullo di velocità. Un secondo tipo di fluidi è quello la cui viscosità è costante, ma che ha bisogno di una sollecitazione minima per poter cominciare a scorrere. Questi sono i cosiddetti fluidi di Bingham, rappresentati nella Figura 3.3 da una retta che non passa per l'origine e che intercetta l'asse y in corrispondenza del valore τ_c , detto soglia di scorrimento.

In Figura 3.3 sono rappresentate anche curve tipiche di fluidi pseudoplastici, la cui vi-

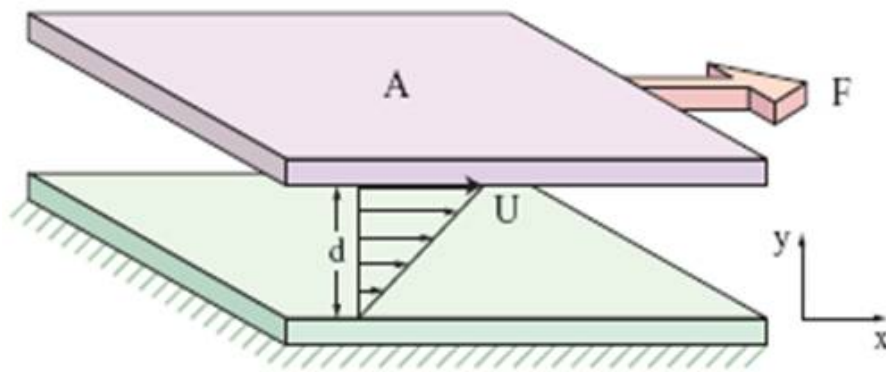


Figura 3.2: campo di velocità per fluido viscoso tra due superfici parallele (velocità relativa U).

scosità diminuisce, al crescere dell'intensità dello sforzo, e di quelli dilatanti, la cui viscosità viceversa aumenta. Un'ultima classe di comportamento mostrata è quella dei fluidi pseudoplastici che presentano una soglia di scorrimento e che sono rappresentati da una curva a pendenza decrescente che intercetta l'asse y in corrispondenza di un valore τ_c .

Il concetto di fluido non newtoniano introduce una certa ambiguità rispetto alle classificazioni più elementari di cui ci si serve per definire lo stato dei corpi, e la distinzione tra solido e liquido non appare più così chiara se è vero che il medesimo corpo può manifestare carattere prevalentemente solido oppure liquido a seconda dello stato di sollecitazione a cui è sottoposto. La questione può essere considerata da un altro punto di vista. Reiner introdusse nel 1964 una grandezza adimensionale chiamata numero di Deborah:

$$De = \frac{\tau}{T} \quad (3.3)$$

definita come il rapporto tra un tempo caratteristico τ del materiale e un tempo caratteristico T dell'osservazione, stabilendo che a numeri di Deborah elevati corrisponde un comportamento di tipo solido e a numeri di Deborah bassi uno di tipo liquido. Un materiale quindi può comportarsi come un solido perché ha un tempo caratteristico molto alto, oppure perché il processo usato per indagarne le proprietà è molto rapido. Viceversa un materiale manifesta capacità di fluire se il suo tempo caratteristico è basso, oppure se il suo tempo di osservazione è abbastanza alto. I fusi polimerici, per esempio, hanno tempi di rilassamento piuttosto lunghi, nell'ordine di 1-100 s, e molto spesso, in problemi di interesse pratico, possono essere studiati come corpi elastici. Molti materiali hanno tempi caratteristici nell'ordine di 1 s e quindi appaiono, nella nostra esperienza comune, come viscoelastici.

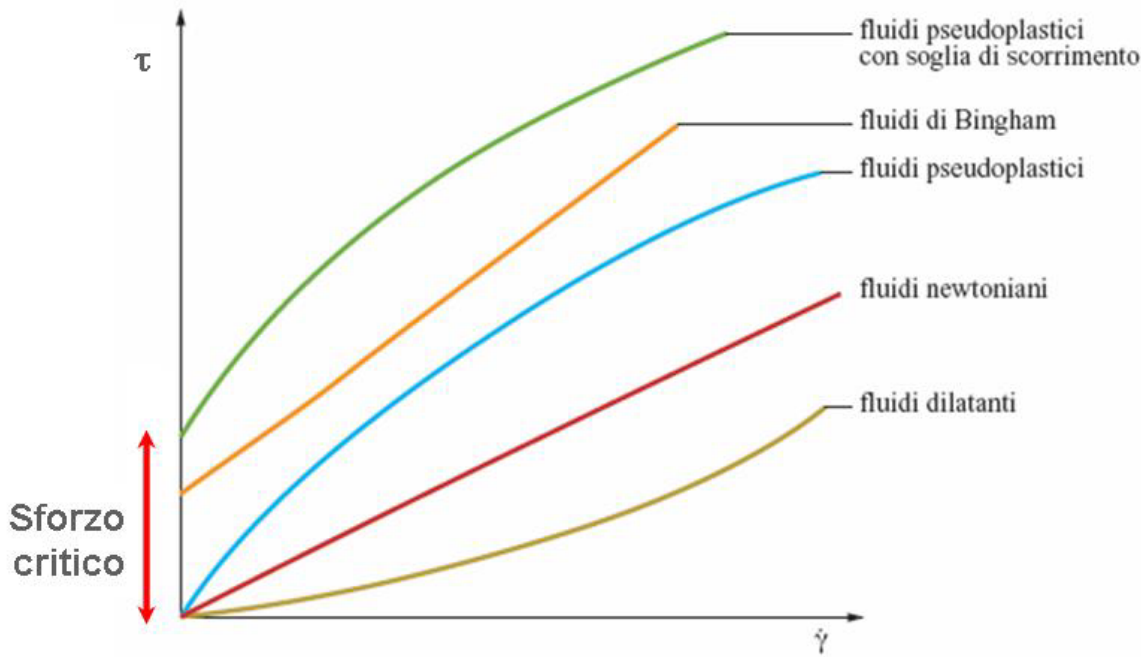


Figura 3.3: Andamento della sollecitazione di taglio τ in funzione della velocità di deformazione $\dot{\gamma}$ per diversi tipi di fluido.

3.5 Reologia delle colate di fango

Le colate di fango generalmente non si comportano come fluidi newtoniani, ma appartengono alla categoria delle sospensioni concentrate, cioè quei sistemi che esibiscono caratteristiche reologiche complesse, come la tixotropia (aumento della viscosità col tempo) a l'esistenza di uno sforzo critico τ_c , necessario perché ci sia scorrimento (O'Brien, 1988; Coussot, 1995; Julien and Lan, 1991, etc)

Anche il modello più semplice di sospensione, costituito da sfere rigide che interagiscono tra loro soltanto attraverso repulsioni rigide quando vengono a contatto, mostra comportamenti reologici abbastanza complessi. A frazioni volumetriche di particelle molto basse ($CS < 0,03$) la viscosità della sospensione può essere descritta mediante la formula:

$$\mu = \mu_s (1 + 2.5CS) \quad (3.4)$$

dove μ_s fu ricavata da Albert Einstein (1906) dal calcolo della dissipazione viscosa prodotta dal flusso attorno a una singola sfera. Mentre la concentrazione solida CS , è definita come:

$$CS = \frac{V_s}{V_{tot}} = \frac{V_s}{V_s + V_w} \quad (3.5)$$

con V_s volume delle particelle solide, V_w volume di acqua e V_{tot} volume totale della sospensione.

L'equazione (3.4) è valida solamente quando la sospensione è sufficientemente diluita da far sì che il campo di flusso attorno a una particella non sia apprezzabilmente influenzato dalla presenza di altre particelle. Al crescere della frazione volumetrica però cominciano a diventare significative le interazioni idrodinamiche. L'effetto delle interazioni tra due corpi genera un contributo al valore di μ proporzionale CS^2 . Generalmente le dispersioni di sfere rigide si comportano da fluidi newtoniani fino a frazioni volumetriche CS dell'ordine di 0.3, perché per valori più alti la viscosità comincia a dipendere dalla velocità di deformazione. Tale dipendenza è legata al fatto che la velocità di deformazione disturba la distribuzione delle posizioni delle particelle rispetto alla posizione di equilibrio

La viscosità relativa di dispersioni concentrate risulta essere quindi una funzione universale di due quantità adimensionali, CS e τ_r . Tale funzione può essere espressa mediante:

$$\mu = \mu_\infty + \left(\frac{\mu_0 - \mu_\infty}{1 + b \tau_r} \right) \quad (3.6)$$

dove μ_0 rappresenta la viscosità relativa a basso shear, μ_r è la viscosità relativa a elevati shear e b è un parametro di fitting, ed infine σ_r è uno sforzo tangenziale ridotto legato alla capacità diffusiva delle particelle in soluzioni diluite.

Molti ricercatori (Bagnold, 1954; Jeffrey and Acrivos, 1976; Takahashi 1980; Savage and McKeown, 1983) hanno studiato la reologia di flussi di terreno, intesi come sospensioni iperconcentrate di materiale solido, classificandoli come: *mud floods*, *mudflows* e *debris flows*. I primi sono caratterizzati da un'alta concentrazione di particelle non coesive (sabbia e/o ghiaia); i secondi sono rappresentati da una sufficiente concentrazione di limo e argilla; mentre gli ultimi sono contraddistinti da un insieme più eterogeneo di materiale non granulare che comprende anche massi, clasti, ciottoli e perfino pezzi di legno (Julien *et al.*, 2000).

Lo studio reologico dei *mudflow*, così come quello dei *debris flow* e dei *mud flood*, si basa sulla reologia delle miscele di acqua e sedimenti (Julien *et al.*, 2000), che sono incapaci di resistere a sforzo di taglio senza essere soggetti a movimento. Per essere più precisi, ad elevate concentrazioni solide CS , la sospensione richiede uno sforzo iniziale prima che possa scorrere: questo valore di soglia è identificato come sforzo critico τ_c , o *yield stress* (§ 3.3), ed è legato alla sforzo fornito dalla coesione tra le particelle.

Il comportamento generale di un flusso di colata può essere studiato attraverso un'analisi reologia e granulometrica (riferita quindi alle dimensioni delle particelle) delle particelle che costituiscono la miscela iperconcentrata. Questo tipo di analisi interessa cinque tipi di processi

fisici che possono instaurarsi tra le particelle: 1) coesione e adesione tra le particelle; 2) interazioni viscosi tra particelle solide e fluido circostante; 3) forze d'impatto tra le particelle; 4) turbolenza; 5) dispersione.

Così lo sforzo di taglio totale τ per flussi di terreno, nel caso più generale, può essere visto come somma di 5 contributi secondo la seguente relazione:

$$\tau = \tau_{mc} + \tau_y + \tau_v + \tau_d + \tau_t \quad (3.7)$$

dove:

- τ_{mc} = è lo sforzo di taglio definito dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- τ_y = sforzo critico legato alla coesione tra le particelle;
- τ_v = sforzo di taglio di origine viscosa dovuto a fenomeni di attrito nel moto di scorrimento dei fluidi;
- τ_d = sforzo di natura dispersiva associate alle collisioni tra le particelle granulari di una certa dimensione;
- τ_t = sforzo di natura turbolenta dovuto alle fluttuazioni di velocità delle particelle nel tempo.

Allo scopo di descrivere il comportamento di un flusso iperconcentrato in funzione sia dello sforzo di taglio che della concentrazione solida, O'Brien and Julien (1985) and Julien and Lan (1991) hanno proposto il seguente modello quadratico

$$\tau = \tau_c + \mu \frac{du}{dy} + \xi \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (3.8)$$

dove $\tau_c = \tau_{mc} + \tau_y$ è lo sforzo critico, μ è la viscosità dinamica, ξ è il parametro che indica le forze dispersive e turbolente.

Il termine τ_c caratterizza lo sforzo critico dovuto all'azione attrittiva e coesiva tra le particelle solide: si assume che questa caratteristica sia una proprietà intrinseca del materiale e non dipenda dal grado di deformazione.

Il secondo termine rappresenta invece lo sforzo viscoso del fluido che interagisce con le particelle. Questi effetti idrodinamici sono la prima conseguenza della presenza di particelle solide in sospensione nell'acqua, perché quando questa miscela è soggetta a deformazioni (fluisce) la resistenza frizionale interna rallenta il grado di deformazione.

L'ultimo termine si riferisce all'insieme di forze dispersive e turbolente dovute alle collisioni e agli urti tra le particelle, che comportano uno scambio di quantità di moto che da

luogo ad un regime di tipo inerziale e proporzionale alla velocità al quadrato del gradiente di velocità.

In generale per poter descrivere in modo adeguato lo stato di sollecitazione di un corpo è opportuno riferirsi al tensore degli sforzi:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

che conterrà componenti viscosi, relazionate alla velocità media del flusso, e contributi turbolenti e dispersivi legate alle fluttuazioni della velocità nel tempo rispetto al suo valore medio. E a seconda, che sia maggiore la concentrazione di particelle granulari, o coesiva, saranno dominanti le forze dispersive, o viscosi, rispettivamente.

L'espressione tradizionale per definire la turbolenza si basa sulla teoria della dispersione di Bagnold's (1954) ed è :

$$\zeta = \rho_m l_m^2 + a_1 \rho_s \lambda^2 d_s^2 \quad (3.10)$$

con:

- ρ_m densità della miscela;
- l_m è la lunghezza di mescolamento, cioè la distanza per cui certo volume di controllo della miscela stessa mantiene le sue proprietà prima che le disperda e le diffonda nel fluido circostante (Prandtl, 1925). Come prima approssimazione, per i flussi integrati con la profondità, l_m può essere determinata come $l_m = \kappa h$, dove h è l'altezza del flusso e $\kappa \approx 0.4$ è la costante di von Karman;
- ρ_s densità delle particelle solide;
- a_1 è il coefficiente di impatto tra le particelle che può essere assunto uguale a 0.01 secondo quanto previsto da Bagnold (1954) e Takahashi (1980);
- λ è la concentrazione lineare che dipende dalla concentrazione solida volumetrica CS della sospensione e da quella massima CS^* (generalmente $C^* \approx 0.615$) seguendo la relazione:

$$\frac{1}{\lambda} = \left(\frac{CS^*}{CS} \right)^{1/3} - 1 \quad (3.11)$$

- d_s è il diametro delle particelle solide.

Dalle equazioni (3.8) e (3.10), Julien and Lan (1991) proposero una formulazione adimensionale del modello reologico quadratico:

$$\tau^* = 1 + (1 + T_d^*) a_i D_v^* \quad (3.12)$$

dove i tre parametri adimensionali τ^* , D_v^* and T_d^* sono rispettivamente:

– $\tau^* = \frac{\tau - \tau_c}{\mu \frac{du}{dy}}$ sforzo di taglio in eccesso. Quando $\tau^*=1$, il flusso è un fluido di Bingham: si

comporta come un corpo rigido a basse ma si deforma come un flusso viscoso quando gli sforzi sono rilevanti;

– $D_v^* = \frac{\rho \lambda^2 d_s^2}{\mu} \left(\frac{du}{dy} \right)$ è il rapporto tra forze dispersive e viscosi. Se D_v^* è elevato, allora il

flusso sarà di tipo dispersivo, altrimenti si tratterà di una deformazione viscosi;

– $T_d^* = \frac{\rho l_m^2}{a_1 \rho_s \lambda^2 d_s^2}$ è il rapporto tra forze dispersive e turbolente. Se T_d^* è rilevante il sistema

è caratterizzato da un regime turbolento, altrimenti si ha un flusso dispersivo.

Julien e Lan (1991) hanno verificare questo modello adimensionale sulla base dei dati ottenuti da Bagnold (1954), Govier *et al.* (1957) e Savage and McKeown (1983) ottenendo un buon riscontro (Figura3.4).

Il modello descritto dalla relazione (3.11) è valido per qualsiasi valore del parametro D_v^* . Inoltre quando D_v^* è minore di 30, esso si reduce al ben più noto modello di Bingham:

$$\tau = \tau_c + \mu \frac{du}{dy} \quad (3.13)$$

Viceversa quando D_v^* è maggiore di 400, l'equazione (3.12) descrive la risposta di un materiale caratterizzato da un moto in regime turbolento e dispersivo.

Allo scopo di riassumere i processi fisici principali che caratterizzano il comportamento reologico di un flusso di terreno, Julien *et al.* (2005) hanno suggerito le seguenti linee guida:

- i *mud floods* si verificano quando gli sforzi di origine turbolenta sono dominanti, cioè quando $D_v^* > 400$ e $T_d^* > 1$. Essi sono contraddistinti da elevate velocità e dall'assenza di particelle viscosi, a cui è imputabile l'assenza di forze viscosi
- I *mudflows* si manifestano quando sforzi viscosi e coesivi sono prevalenti: $D_v^* < 30$. Sono caratterizzati da un'elevata resistenza viscosa e considerevole sforzo critico, velocità relativamente contenute e altezze di flusso consistenti.

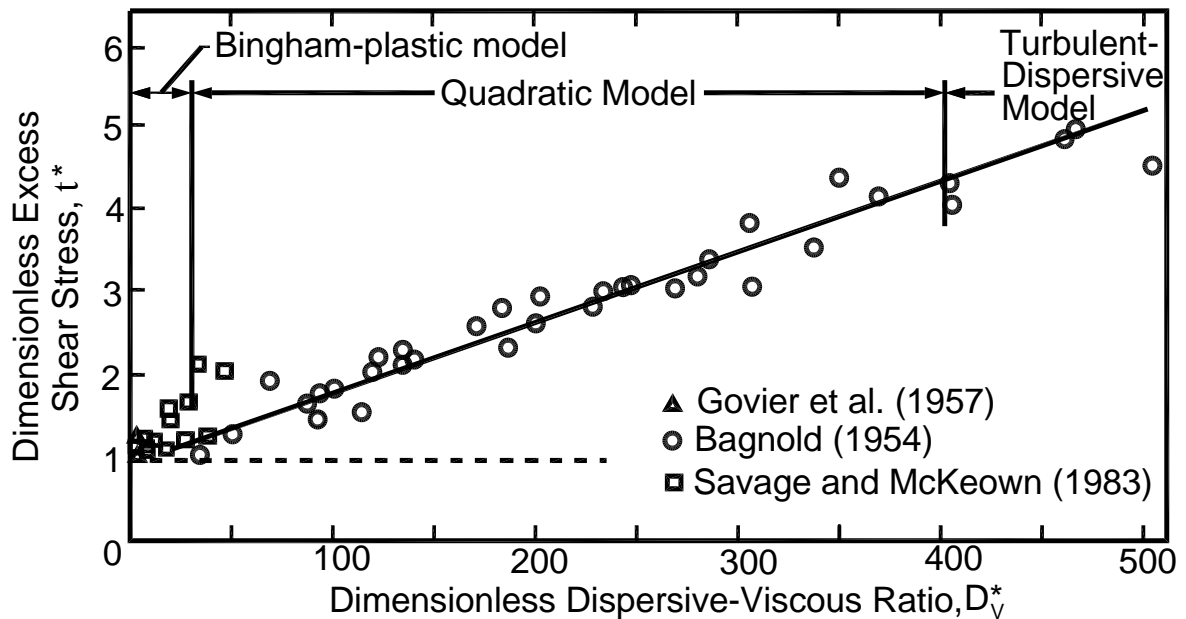


Figura 3.4 : confronto tra il modello adimensionale e dati sperimentali (da O'Brien and Julien, 1988)

- I *mudflows* si manifestano quando sforzi viscosi e coesivi sono prevalenti: $D_v^* < 30$. Sono caratterizzati da un'elevata resistenza viscosa e considerevole sforzo critico, velocità relativamente contenute e altezze di flusso consistenti.
- I *debris flows* si presentano quando le forze dispersive sono preponderanti: $D_v^* > 400$ e $T_d^* < 1$. Si sviluppano con alte velocità e notevoli forze impattanti e in assenza, o quasi, di sforzi viscosi. Un regime transitorio esiste quando $30 < D_v^* < 400$, per cui tutti i termini del modello quadratico sono importanti e nemmeno uno trascurabile. Una descrizione esaustiva ed esplicativa di questi fenomeni è presentata in Julien (1985) e Hussain (1999).

3.6 Leggi reologiche utilizzate per rappresentare i flussi di colata

La reologia di un flusso iperconcentrato può essere analizzata dalle misure dello sforzo tangenziale a vari ordini di deformazione angolare, du/dy , dove du è la variazione infinitesima di velocità e dy è la distanza infinitesima lungo la normale alla direzione del moto. Con un fluido a bassa concentrazione di sedimento, questa equazione dello sforzo di deformazione è lineare con l'intercetta all'origine. Questa matrice acqua-sedimento è chiamata fluido Newtoniano (Fig.3.3).

La viscosità della miscela, definita come l'inclinazione dell'equazione che lega il gradiente di velocità allo sforzo tangenziale, aumenta con l'aumentare della concentrazione di sedimento (Thomas, 1963; Happel e Brenner, 1965). Ad alte concentrazioni, la matrice del fluido può resistere allo sforzo tangenziale grazie alla resistenza dovuta alla coesione tra le

particelle di sedimento. Come già ripetuto più volte, un valore limite dello sforzo tangenziale, detto sforzo critico τ_c , deve essere superato prima che il fluido si possa muovere. Un fluido con un dato valore di sforzo iniziale è detto non-Newtoniano. In accordo con l'esperienza di Fei (1981), la concentrazione critica alla quale un composto acqua-sedimento diventa un fluido non-Newtoniano è strettamente legata al contenuto di sedimento fine (0.01 mm).

Il comportamento di una colata è stato descritto mediante differenti modelli reologici; i principali rintracciabili in letteratura e di maggior interesse sono i seguenti:

1. modello visco-plastico;
2. modello dilatante;
3. modello di Voellmy;
4. modello reologico quadratico

Quest'ultimo, ampiamente descritto nel paragrafo precedente, permette semplicemente di distinguere ed evidenziare i processi fisici dominanti durante la propagazione di una colata. Infatti, quando prevalgono le collisioni tra grani, l'espressione (3.7) stima la forza dispersiva come una quantità proporzionale al quadrato del gradiente di deformazione; mentre quando le interazioni particella fluido sono notevoli, allo sforzo di taglio varia linearmente con $\dot{\gamma}$. Questi aspetti sono alla base dell'analisi del comportamento meccanico dei flussi di materiale secco e granulare (Savage, 1984, 1989) e dei *debris flows* (Takahashi, 1980).

D'altra parte quando la miscela è caratterizzata da un'elevata concentrazione di particelle fini il modello reologico quadratico è sostituito da altri modelli reologici più adeguati. Infatti, studi recenti sul comportamento di flussi di materiale coesivo (Kang and Zhang, 1980; Fei, 1981; Govier and Aziz, 1982; O'Brien and Julien, 1988; Major and Pierson, 1992) hanno dimostrato che una relazione di tipo esponenziale (Van Wazer *et al.*, 1963) meglio rappresenta il legame tra sforzo tangenziale e velocità di deformazione. lo sforzo tangenziale

3.6.1 Modello visco-plastico

Johnson (1970) ha sviluppato un modello reologico di tipo viscoso-plastico per meglio spiegare alcuni aspetti del movimento delle colate. Questo modello è basato su osservazioni di campo, ma anche su esperimenti condotti in laboratorio in canaletta artificiale; secondo questo modello la resistenza opposta al flusso (o resistenza alla deformazione) di una

colata detritica è funzione della coesione, dell'angolo di attrito interno ϕ e della viscosità μ . La resistenza al flusso è cioè esercitata, sia in condizioni statiche, sia in condizioni dinamiche, dalla coesione e dall'angolo di attrito interno, mentre la viscosità influenza la resistenza al flusso solo durante il moto. Le equazioni di base di questo modello sono l'equazione di Coulomb e quella del fluido newtoniano (3.1). Le due equazioni combinate assumono la seguente forma:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi + \mu \frac{du}{dy} \quad (3.14)$$

Esprimendo la resistenza limite al taglio di Mohr-Coulomb come sforzo critico τ_c , (Eq. 2.5) si ottiene il classico modello di Bingham:

$$\tau = \tau_c + \mu \frac{du}{dy} \quad (3.15).$$

Confrontando la distribuzione verticale dello sforzo tangenziale mobilitato alla resistenza viscosa del materiale espressa dalla relazione (3.15) è possibile definire il profilo della velocità, distinguendo all'interno del flusso due strati. In particolare, indicando con θ l'angolo di inclinazione del fondo e h lo spessore del flusso (Figura 3.5), lo sforzo tangenziale mobilitato alla profondità z si esprime come:

$$\tau(z) = \rho g(h - z) \sin \theta \quad (3.16)$$

Conseguentemente, si ottiene:

$$\begin{cases} \tau(z) \leq \tau_c & \Rightarrow & d_{13} = \frac{\partial v_x}{\partial x_3} = 0 \\ \tau(z) > \tau_c & \Rightarrow & d_{13} = \frac{\partial v_x}{\partial x_3} = \frac{\tau(z) - \tau_c}{\mu_b} \neq 0 \end{cases} \quad (3.17)$$

relazioni che individuano uno strato superiore di spessore h_p (*plug*), entro il quale lo sforzo tangenziale è inferiore alla rigidità, la variazione di velocità è nulla e l'intero strato si muove in modo rigido trasportato dallo strato inferiore, ed uno strato inferiore, di spessore h_s , nel quale il gradiente di velocità cresce linearmente con la profondità e la velocità ha distribuzione parabolica (Figura 3.6).

Il modello di Bingham spiega alcune caratteristiche tipiche delle colate quali, ad esempio, l'esistenza di una regione centrale della corrente, dove lo sforzo tangenziale è inferiore alla resistenza al taglio, cosicché in questa regione non avviene alcuna deformazione

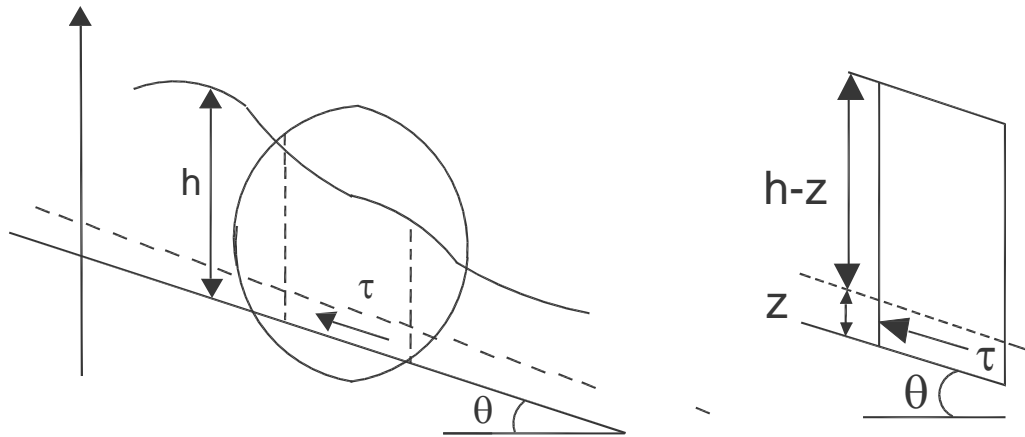


Figura 3.5: schema delle forze che agiscono sull'equilibrio di un flusso

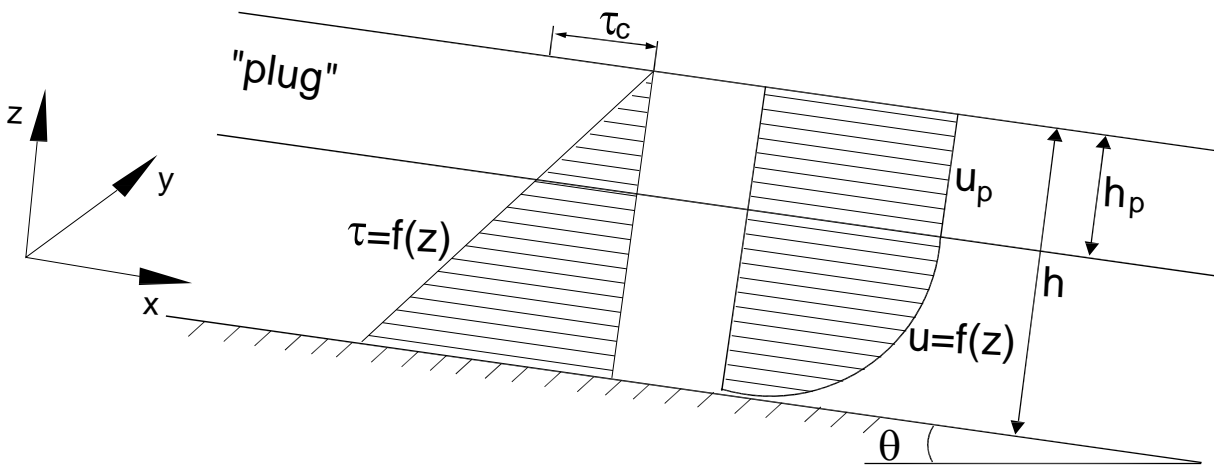


Figura 3.6: distribuzione dello sforzo di taglio e della velocità per un fluido di Bingham su pendio infinito

(*rigid plug*). Questa zona rigida, limitata lateralmente da zone più o meno larghe soggette a flusso laminare, è stata osservata e descritta da diversi autori e, inoltre, spiega la caratteristica forma ad U assunta dal canale dopo il passaggio di una colata. Anche la formazione di argini e lobi laterali su pendenze relativamente elevate può essere spiegata in termini di resistenza del materiale: quando lo spessore del flusso si assottiglia, sino ad un valore minimo critico h_s , il *debris flow* si arresta. Distribuzioni di velocità che concordano con il modello di flusso di Bingham sono state misurate sia su correnti sperimentali sia in colate detritiche naturali (Marchetti, 2000).

Una formulazione diversa per i fluidi quasi-plastici fu data da Herschel e Bulkley (1926) secondo i quali lo sforzo tangenziale di resistenza al moto era proporzionale ad un

coefficiente m di consistenza del mezzo. Il fluido, dopo il raggiungimento di uno sforzo tangenziale di soglia, si deforma in modo non-newtoniano. La formulazione analitica è la seguente:

$$\tau = \tau_c + m \left(\frac{du}{dy} \right)^n \quad (3.18)$$

con τ_c sforzo critico e m e n costanti caratteristiche del materiale: m è un coefficiente di consistenza maggiore di zero, n è un esponente compreso tra 0 e 1 che assume normalmente valori tra 0.3 e 0.6. Se l'esponente $n = 1$ e m tende al valore μ si ottiene l'equazione 3.15 che rappresenta il fluido plastico di Bingham. Valori sperimentali dei parametri reologici del modello di Herschel e Bulkley sono riportati nella Tabella 3.1.

Il modello più semplice per flussi visco-plastici è quello di Bingham; è ampiamente utilizzato per studiare il comportamento di mud e *debris flows* anche se non è un'ottima approssimazione per tutti i valori di velocità di deformazione. Questo modello reologico sembra più appropriato per rappresentare i *debris flow* piuttosto che i *mudflow*. Infatti, il comportamento reologico di questi ultimi può essere molto variabile: possono esibire un atteggiamento pseudo plastico, plastico di Bingham, o addirittura dilatante (Major and Pierson, 1992). In linea di massima la legge di Bingham descrive abbastanza bene la fase di propagazione di colate di fango a basse velocità di deformazione; mentre per elevate deformazioni angolari il modello di Herschel-Bulkey meglio caratterizza la reologia di un flusso di colata di terreni coesivi. In particolare, Major e Pierson (1992), notarono che per gradienti di deformazione compresi tra 5 e 50 s⁻¹ il comportamento del flusso si avvicina a quello di un fluido di Bingham; mentre per alti valori di $\dot{\gamma}$, fino ai 100 s⁻¹, un modello di Herschel-Bulkey è più adatto a descriverne le proprietà reologiche.

In ogni caso è necessario considerare, che tipici valori di gradienti di deformazione per flussi di terreno reali variano tra 5 – 50 s⁻¹, e che $\dot{\gamma}$ maggiori di 50 s⁻¹ sono molto rari durante la propagazione di collate in canali naturali (O'Brien and Julien, 1988).

3.6.2 Modello dilatante

Takahashi (1978, 1980, 1981) ha formulato un modello di movimento del *debris flow* basato sul concetto, introdotto da Bagnold (1954), di pressione dispersiva causata dalla colli-

Tabella 3.1: valori di parametric per il modello di Herschel e Bulkley (da Major e Pierson, 1992);

*CS	**CS _s	τ _c (Pa)	$\frac{m}{(\text{Pa s}^n)}$	n	μ (Pa s)
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 11:1</i>					
0.53	0.04	147	15.4	0.9	10
0.52	0.04	145	0.5	1.3	1.4
0.5	0.04	32	16.5	0.3	0.5
0.49	0.04	60	0.1	1.5	0.4
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 5.5:1</i>					
0.53	0.08	151	0.6	0.8	0.3
0.51	0.08	27	9.2	0.3	0.9
0.51	0.08	26	10.1	0.3	0.4
0.5	0.08	33	0.2	2.1	1.8
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 3.5:1</i>					
0.54	0.12	75	17.5	0.4	0.5
0.54	0.12	64	13.8	0.3	0.7
0.54	0.12	103	-	-	-
0.52	0.12	48	0.1	2	1.3
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 2:1</i>					
0.59	0.2	186	2.6	1.4	8.3
0.57	0.19	131	-	-	-
0.56	0.19	79	4.8	0.6	0.8
0.56	0.19	114	0.4	1.2	0.9
0.55	0.18	33	8.7	0.3	0.3
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 1:1</i>					
0.61	0.31	267	0.4	2.5	27.9
0.61	0.31	320	0.01	3.3	12.8
0.59	0.3	147	-	-	-
0.57	0.29	72	0.1	1.6	0.5
0.56	0.28	44	4.1	0.4	0.2
<i>Rapporto tra limo-argilla e sabbia 1:4.5</i>					
0.66	0.54	405	12.4	1.1	15.2
0.65	0.53	279	-	-	-
0.63	0.52	133	5.5	0.5	0.8

$$* CS = \frac{V_{SAND} + V_{FE}}{V_T}; \quad ** CS_s = \frac{V_{SAND}}{V_T};$$

V_{SAND}=volume di sabbia; V_{FE}=volume della frazione fine; V_T = volume totale del campione (campioni del deposito del North Fork Toutle River volcanic debris-flow, Mount St. Helen, Washington, USA);

sione tra le particelle; questo modello è detto dilatante. Tra le altre cose, esso spiega in modo qualitativo la gradazione inversa che caratterizza i depositi di *debris flow*.

Gli esperimenti condotti in laboratorio da Bagnold dimostrarono che quando una miscela con una concentrazione relativamente alta di solidi granulari è in movimento, le particelle più grossolane tendono a migrare verso la superficie. Questo risulta dal sollevamento prodotto quando, per effetto di collisioni, vengono trasmesse forze tra le particelle. Bagnold chiamò pressione dispersiva (p) questa forza di sollevamento e trovò che essa è direttamente proporzionale al quadrato del diametro di una particella ed al gradiente di velocità:

$$p = 0.042\lambda D^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \cos \phi \quad (3.19)$$

dove ϕ è l'angolo di attrito interno dinamico, D è il diametro della particella e λ è la concentrazione lineare dei granuli definita dalla (3.11).

Un aumento del diametro della particella comporterebbe un aumento della pressione dispersiva; poiché quindi le forze dispersive agiscono più intensamente sulle particelle più grosse e nelle zone dove lo sforzo di taglio è massimo, i blocchi più grossolani tendono a migrare verso il fronte e verso la superficie del *debris flow*. Questo è quanto si osserva comunemente nei depositi da colata detritica.

3.6.3 Modello di Voellmy

Il modello reologico di Voellmy (Voellmy, 1955; Salm et al. 1990) è stato sviluppato inizialmente per le valanghe di neve dove il moto del fluido è in funzione del peso specifico del fluido e di due parametri, il coefficiente di attrito cinematico (μ) e di turbolenza (ξ), che rappresentano le tensioni frizionali e collisionali del mezzo. Esso è un modello a centro di massa (o di tipo puntuale) alla cui base vi è l'ipotesi di poter analizzare la dinamica di una valanga attraverso lo studio del moto del suo baricentro lungo una traiettoria predefinita, rappresentata dal profilo longitudinale del pendio.

L'ipotesi alla base del modello di Voellmy è quella di ritenere che il moto di una valanga nella zona di scorrimento abbia caratteristiche analoghe a quelle delle correnti idrauliche stazionarie a pelo libero. La valanga è quindi assimilata, limitatamente alla zona di scorrimento, ad un fluido incomprimibile in condizioni di moto stazionario. Nel modello di Voellmy la geometria reale del pendio è fortemente semplificata, attraverso due tratti a

pendenza costante rappresentativi rispettivamente della zona di scorrimento e della zona di arresto (Figura 3.7).

Alla suddivisione del pendio in due tratti distinti corrisponde anche una descrizione “ibrida” del fenomeno. In particolare mentre nella parte superiore del percorso (zona di scorrimento) si utilizza un approccio di tipo fluidodinamico al fine di valutare la velocità massima raggiunta dalla valanga, nella parte inferiore (zona di arresto) la determinazione della distanza necessaria alla valanga per arrestarsi è ottenuta ritenendo il suo moto assimilabile a quello di un corpo rigido.

Nella zona di scorrimento il modello ipotizza che la valanga, dopo un breve “transitorio” accelerativo iniziale, raggiunga una condizione di moto a regime caratterizzata da una velocità limite (si deve notare che tra le varie ipotesi del modello c’è anche quella di ritenere i transitori brevi e quindi di ammettere che la valanga sia in grado di pervenire ad una condizione di moto a regime dopo avere percorso ridotte distanze). In queste particolari condizioni di moto a cui conducono le ipotesi del modello, il bilancio di quantità di moto si traduce in una condizione di equilibrio tra le forze in gioco e, con riferimento ad una colonnina di fluido di area unitaria, può essere scritto come:

$$F_S = \rho_m g h_u \sin \theta_u = F_R \quad (3.20)$$

dove F_S è la componente del peso della colonnina in direzione parallela al pendio, h_u è l’altezza di scorrimento della valanga, ρ_m è la densità della valanga, θ_u è la pendenza media della zona di scorrimento e F_R è l’insieme degli effetti resistivi al fondo. Per la descrizione di

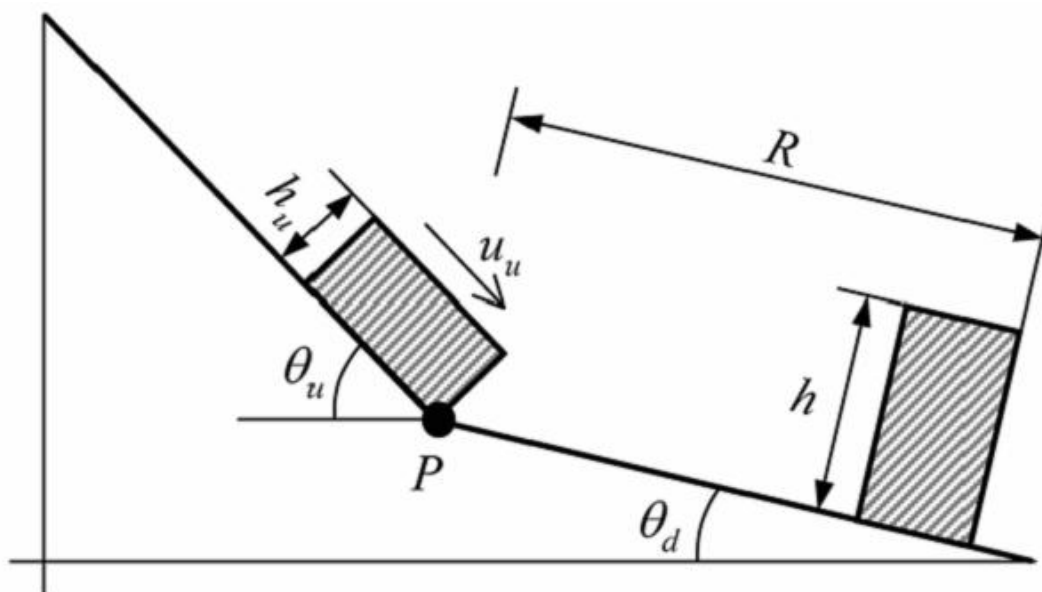


Figura 3.7: Altezze, velocità e pendenze caratteristiche del modello di Voellmy (il punto P, che divide zona di scorrimento e zona di arresto è usualmente definito dalla relazione $\tan \theta(P) = \mu$).

questi ultimi Voellmy adottò la formula di Chezy corretta con l'aggiunta di una componente resistiva di tipo Coulombiano (indipendente quindi dalla velocità ma legata unicamente alla componente normale al carico esterno). La forza complessiva al fondo per unità di area viene quindi espressa tramite la seguente relazione:

$$F_R = \frac{\rho_m g}{\xi} u_u^2 + \mu \rho_m g h_u \cos \theta_u \quad (3.21)$$

valida per il moto di versante, il cui coefficiente di Chezy è sostituito dal coefficiente di attrito turbolento ξ e μ indicano il coefficiente di attrito Coulombiano. I due parametri d'attrito sono dipendenti dalle proprietà della neve, dalla scabrezza del tracciato e dal volume di partenza. In base all'equazione 3.20, la pendenza di attrito S_e è data da:

$$S_e = \mu \cos \theta_u + \frac{u_u^2}{\xi h_u} \quad (3.22)$$

Nel modello di Voellmy (Eq. 3.22) i parametri da definire sono il coefficiente di attrito cinematico (μ) e quello di attrito turbolento (ξ). Dall'analisi dei dati di letteratura (Hung, 1995; Hung e Evans, 1996, 1997; Rickenmann e Koch, 1997; Ayotte e Hung, 2000; Evans *et al.*, 2001) è stato possibile realizzare la Tabella 3.2. Da quest'ultima si può ricavare che, passando dalla valanga di roccia alla colata fangosa viscosa, il valore minimo del coefficiente di attrito cinetico si incrementa secondo una funzione di tipo esponenziale o parabolico, mentre il valore massimo del coefficiente di attrito turbolento diminuisce quasi linearmente. Tale trend risulta in accordo con i fenomeni fisici che caratterizzano le tipologie di flusso.

Ayotte e Hung (2000) hanno proposto un criterio empirico per determinare il valore del coefficiente di turbolenza ξ :

- nel caso di veri e propri fenomeni di colate detritiche, confinate, molto sature e con elevate pendenze, il coefficiente di turbolenza è generalmente molto basso (per esempio minore di 400 m/s²). Questo perché il coefficiente di turbolenza è un parametro inverso: un incremento del suo valore si traduce in una diminuzione degli effetti turbolenti e in un aumento della velocità di scivolamento, determinando una maggiore mobilità dell'ammasso;
- al contrario, un movimento instabile al limite tra un *debris flow* e una valanga di detrito, con minore saturazione e confinamento, avrà un coefficiente di turbolenza molto elevato (orientativamente maggiore di 700-800 m/s²);

Tabella 3.2: valori dei parametri μ e ξ nel modello di Voellmy modificato per alcune tipologie di flusso.

Tipologia di flusso	Angolo d'attrito del materiale ϕ ($^\circ$)		Coefficiente d'attrito cinetico μ ($=\tan\phi$)		Coefficiente d'attrito turbolento ξ (m/s^2)	
	min	max	min	max	min	max
Valanga di roccia	0.1	5.7	0.0025	0.1	125	100
Valanga di detrito	1.1	13.5	0.02	0.24	80	930
Colata detritica inerziale	1.7	11.3	0.03	0.2	200	800
Colata detritica di transizione inerziale viscosa	2.9	11.3	0.05	0.2	100	700
Colata detritica viscosa	5.7	11.3	0.1	0.2	200	500
Colata fangosa viscosa	11.3	-	0.15	-	-	400

- un miscuglio con saturazione intermedia richiede l'uso di valori intermedi del coefficiente di turbolenza (orientativamente tra 400 e 700 m/s^2).

In alcuni casi modellati (Ayotte e Hungr, 2000), in presenza di colate detritiche naturali di piccola-media entità, è stato notato come, all'aumentare dei volumi mobilitati, il coefficiente di turbolenza rimanga costante mentre l'angolo di frizione tenda a diminuire. Tale comportamento "anomalo" è dovuto, essenzialmente, alla tipologia di materiale.

3.7 Influenza della concentrazione solida sul comportamento reologico di un flusso di colata

Il comportamento complessivo di un flusso di colata oltre che dalle dimensioni e dalla mineralogia delle particelle anche dalla concentrazione solida volumetrica CS delle stesse. Perciò è molto importante considerare e valutare sistematicamente gli effetti della CS e anche il rapporto tra frazione fine (limo e argilla) e frazione grossolana (sabbia e ghiaia).

Molte delle colate che si sono verificate in natura presentavano una concentrazione solida totale CS variabile tra 0.35-0.7 (Pierson, 1986); mentre nei flussi, che contenevano sabbia, il rapporto tra frazione fine e grossolana variava da 11 a 0.22 (Major e Pierson, 1992).

E' comunemente accettato che sia la viscosità μ che lo sforzo critico τ_c variano esponenzialmente con la concentrazione solida CS (O'Brien e Julien, 1988; Major e Pierson, 1992; Coussot e Piau, 1994) secondo:

$$\tau_c = \alpha \exp(\beta CS), \quad \mu = \gamma \exp(\delta CS) \quad (3.23)$$

dove CS è definita secondo la (3.4) come:

$$C_v = \frac{V_s}{V_T} \cdot 100 = \frac{1}{(1 + G_s W)} \cdot 100 \quad (3.24)$$

con:

- V_s : volume della frazione solida e V_T = volume totale del campione;
- G_s : peso specifico dei grani;
- W : contenuto d'acqua.

I valori dei coefficienti empirici α , β , γ e δ , sono ottenuti tramite un'analisi regressive di misure sperimentali di viscosità; la Tabella 3.3 riassume alcuni valori tipici riportati in letteratura (O'Brien and Julien, 1988).

I dati riassunti nella Tabella 3.1 suggeriscono che variazioni di concentrazione solida totale del 10-20% producono un aumento del valore sia di viscosità che di sforzo critico di circa un ordine di grandezza (Figure 3.8, 3.9). Generalmente lo sforzo critico varia da 10 a 400 Pa, mentre valori tipici di viscosità sono 1÷30 Pa·s.

Il comportamento dei flussi di colata che contengono una rilevante frazione sabbiosa sono stati purtroppo studiati di rado; soltanto alcuni ricercatori hanno analizzato la reologia di flussi di fango e detrito (O'Brien and Julien, 1988; Phillips e Davies, 1991; Major e Pierson, 1992; Coussot e Piau, 1995). Da questi studi è emerso che il comportamento di colate di terreni granulari immersi in una matrice fine sono ben rappresentabili da un modello reologico di tipo Herschel-Bulkey (Figura 3.10), anche se Major e Pierson hanno affermato che anche una legge di Bingham può ben essere una buona approssimazione per gradienti di velocità superiori ai 5 s^{-1} .

L'aumento della concentrazione di sabbia CS_s ($= \frac{V_{SAND}}{V_T}$, con V_{SAND} volume della frazione sabbiosa) rispetto alla concentrazione solida fine CS_f ($= \frac{V_{FF}}{V_T}$, con V_{FF} volume della frazione fine) comporta un aumento di viscosità rispetto ai campioni con sola frazione fine,

Tabella 3.3: valori di letteratura di α , β , γ e δ (da O'Brien e Julien, 1988)

Fonte	$\tau_c = \alpha \exp(\beta c_v)$		$\mu = \gamma \exp(\delta c_v)$	
	α	β	γ	δ
Iida (1938)	-	-	$3.73 \cdot 10^{-5}$	36.6
Dai et al. (1980)	2.6	17.48	$7.5 \cdot 10^{-3}$	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	$4.05 \cdot 10^{-2}$	8.29
Qian et al. (1980)	$1.36 \cdot 10^{-5}$ $\sim 5.0 \cdot 10^{-2}$	21.2 ~ 15.48	-	-
Chien and Ma (1958)	$5.88 \cdot 10^{-2}$	19.1~32.7	-	-
Fei (1981)	$1.66 \cdot 10^{-1}$ $\sim 4.7 \cdot 10^{-3}$	25.6 ~ 22.2	-	-

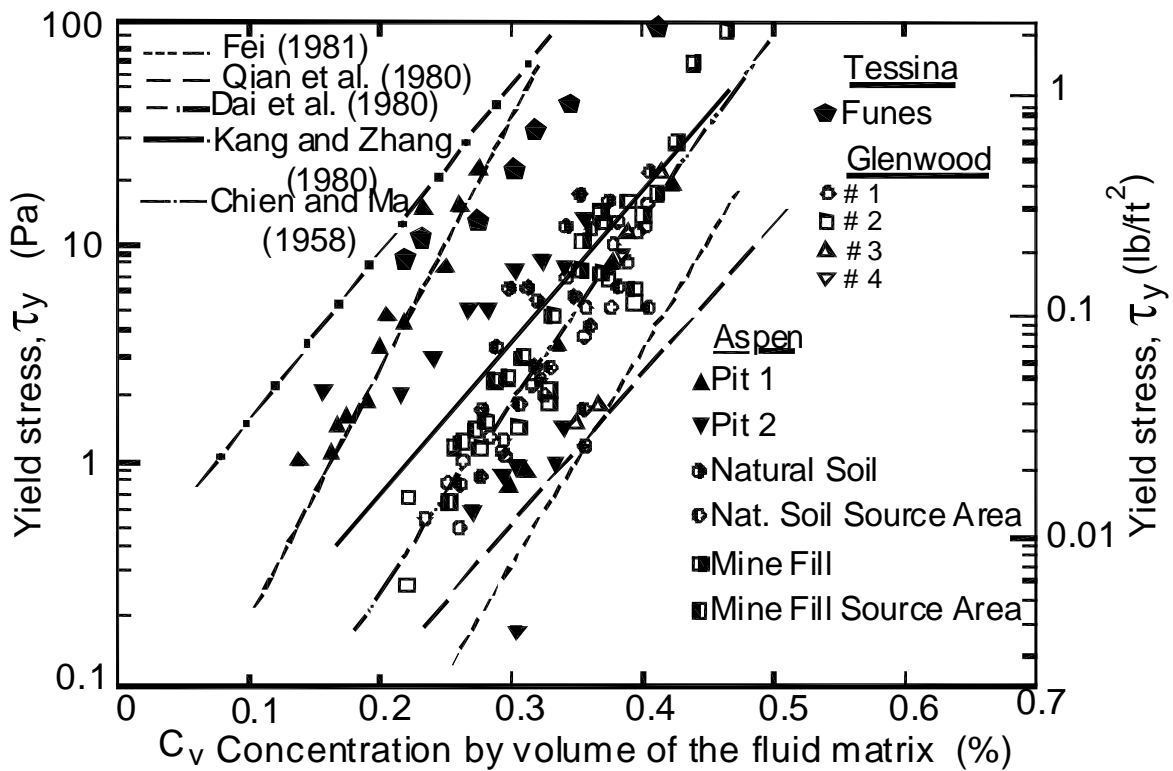


Figura 3.8: sforzo critico in funzione della concentrazione solida per alcuni terreni di colata (da O'Brien e Julien, 1988)

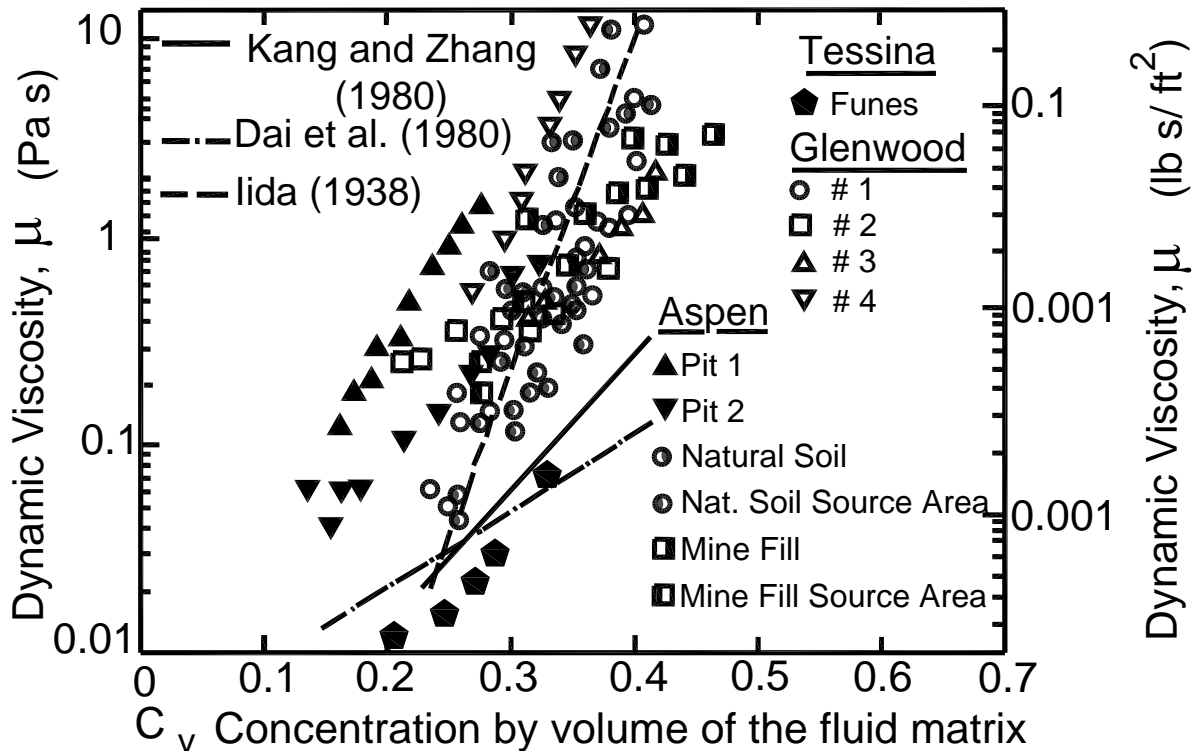


Figura 3.9: viscosità in funzione della concentrazione solida per alcuni terreni di colata (da O'Brien e Julien, 1988)

quando CS_s supera un valore di soglia del 20% ; altrimenti il comportamento reologico è dominato dalla frazione fine (O'Brien e Julien, 1988; Major e Pierson, 1992). Quando è superato questo valore di soglia il comportamento reologico complessivo si discosta dal modello di Bingham: il contributo della frazione grossolana diventa importante, così come il contributo attrittivo; per cui un modello di tipo viscoso, come potrebbe essere quello di Bingham, non è più appropriato, perchè il flusso comincia a comportarsi come un fluido visco-granulare.

Inoltre, in molti test sperimentali che hanno trattato miscele con elevate contenuti di materiale granulare a basse velocità di deformazione, è stata osservata una tendenza del materiale a dilatare (Cheng e Richmond, 1978; O'Brien e Julien, 1988; Major e Pierson, 1992) (Figura 3.11). Gli studi condotti fin'ora hanno sottolineato che per *shear rate* minori di 5 s^{-1} , la frazione sabbiosa produce un effetto affatto trascurabile sul comportamento della miscela, inducendola a comportarsi come un materiale dilatante (paragrafo 3.5.2).

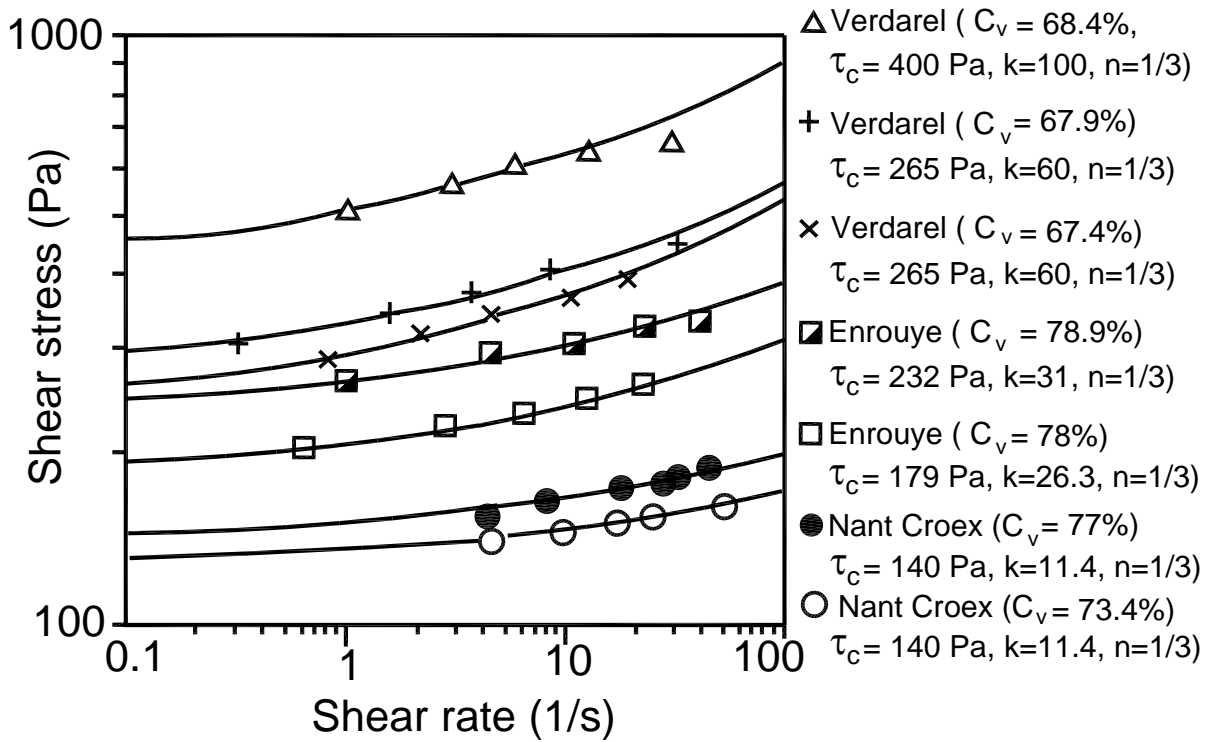


Figura 3.10: sospensioni di particelle fine e granulari: reogramma ottenuto da un *fitting* di dati sperimentali con un modello di Herschel-Bulkey (da Coussot e Piau, 1995);

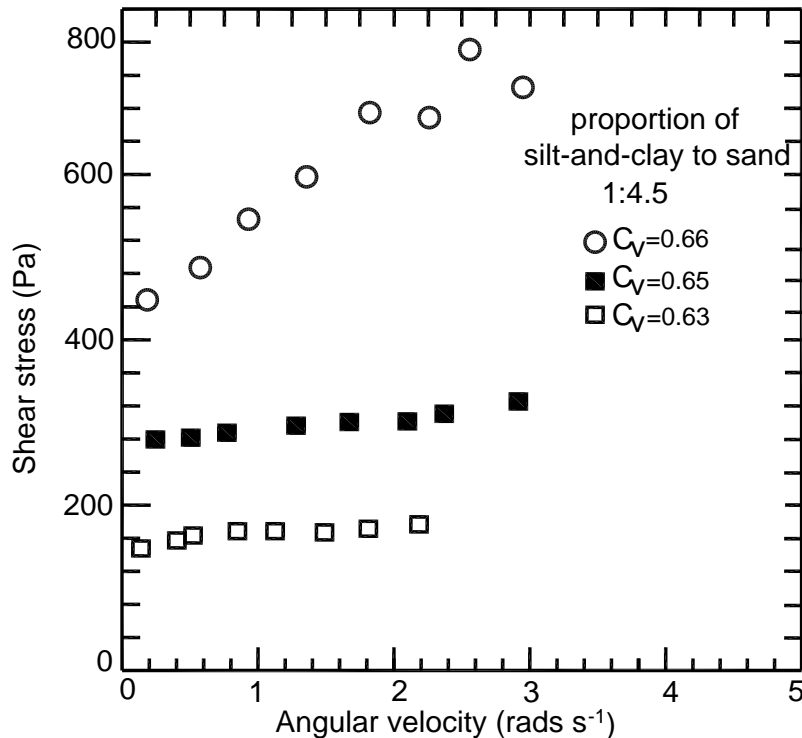


Figura 3.11: sforzo di taglio in funzione della velocità angolare. Il rapporto (e.g. 1:4.5) indica la quantità di limo e argilla rispetto alla sabbia; C_v è la concentrazione solida volumetrica totale (da Major e Pierson, 1992);

3.8 Approccio reofisico alla classificazione delle frane

Le classificazioni reologiche più utilizzate in letteratura si basano sulla concentrazione solida totale CS e sul rapporto tra questa e la percentuale di fine (CS_{fine}) presente nel campione. Da questo punto di vista del tutto generale si possono distinguere due regioni in cui si hanno due comportamenti del flusso completamente distinte (Figura 3.12). La prima comprende tutte quelle miscele il cui legame sforzo-deformazioni è rappresentato da un modello pseudo plastico (Herschel-Bulkey, Bingham); la seconda invece comprende campioni la cui curva di flusso presenta un minimo. La regione caratterizzata da un comportamento visco-plastico è rappresentata da miscele in cui la quantità di frazione fine è tale da spalmare i movimenti relativi dei grani ed imporre il suo comportamento all'intero campione. La zona invece del comportamento instabile comprende miscele la cui porzione di particelle coesive è molto bassa: ad alti gradi di deformazione i grani tendono a disperdersi, invece, a bassi gradienti di velocità i contatti tra i grani sono predominanti. Questo potrebbe spiegare il punto di minimo raggiunto nella curva di flusso: l'energia necessaria per provocare il flusso della miscela a bassi *shear rate* è più alta di quella necessaria a mantenere il movimento per gradiente di velocità considerevoli, perché in questo ultimo caso i moti relativi tra le particelle sono facilitate dal fluido interstiziale.

Tra le due zone ci sono due aree in cui purtroppo non si hanno dati sperimentali; non è quindi possibile definire quali tipi di miscela potrebbero essere caratterizzate da un'eventuale fatturazione del materiale o al contrario da una loro veloce sedimentazione perché non è possibile effettuare prove reometriche in laboratorio per verificare quanto appena esposto.

Sulla base di queste considerazioni Coussot (1997) ha proposto una classificazione empirica dei flussi di colata considerando il loro comportamento fisico in relazione ad evidenze sperimentali. Tale catalogazione non ha nessun presupposto teorico, ma è molto semplice e soprattutto risulta ragionevole sia dal punto di vista fisico che meccanico. La Figura 3.13 illustra la reologia delle colate in funzione della concentrazione solida totale e fine; questa modellizzazione dev'essere intesa come una linea guida generale e concettuale visto che non considera la mineralogia dell'argilla, la distribuzione granulometrica del terreno, ecc... .

Inoltre a questa classificazione generale si può associare anche la distribuzione verticale della velocità di un flusso che si muove lungo un piano inclinato di un angolo i , riportata in Figura 3.13. L'altezza di flusso può essere schematizzata in due strati: uno, di altez-

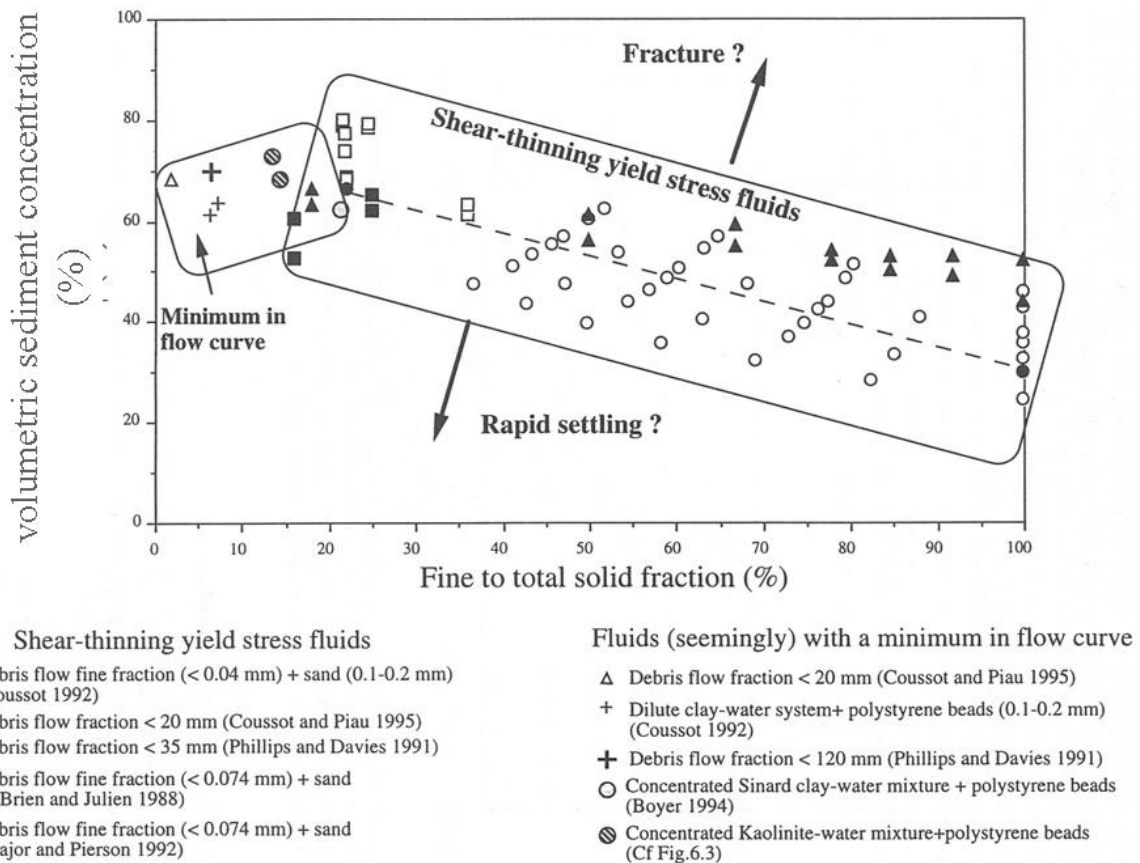


Figure 6.8: Behaviour of some different water-debris mixtures as a function of fine to solid fraction ratio and total solid fraction.

Figura 3.12: comportamento di alcuni terreni di colata in funzione del rapporto tra concentrazione di materiale fine e concentrazione solida totale (da Coussot, 1997)

za H , vicino al fondo, in cui si ha un aumento rapido della velocità; il secondo, vicino alla superficie, in cui la velocità è stabile. A causa dell'elevato gradiente di velocità vicino al fondo il flusso è soggetto a sforzo di taglio, che individua uno strato di flusso laminare.

In base al modello generalizzato di Coussot e con riferimento alla Figure 3.13 e 3.14 si possono identificare 5 zone (A-E) a ciascuna delle quali è associata un diverso comportamento del flusso.

– Zona A - elevata concentrazione solida totale, piccola quantità di materiale fine: a causa dell'elevato volume di particelle solide non è possibile nessun tipo di flusso senza rottura dei grani stessi. Si parla di valanghe di roccia.

Zona B - elevata concentrazione solida totale, ingente quantità di materiale fine: anche in questo caso non è possibile un flusso veloce senza che si creino delle fratture all'interno del campione. In questo caso si tratta di scorrimenti rigidi di terreno. In ogni caso, per l'assenza di una rete di connessione tra i grani, può verificarsi un flusso molto lento a

causa delle deformazioni omogenee della matrice di acqua e particelle coesive. Il limite tra la zona A e B non è possibile delinearlo con esattezza da questo modello, però si può presumere che quando la matrice acqua+particelle fini è vicino al 100%, allora un flusso molto lento può aver luogo.

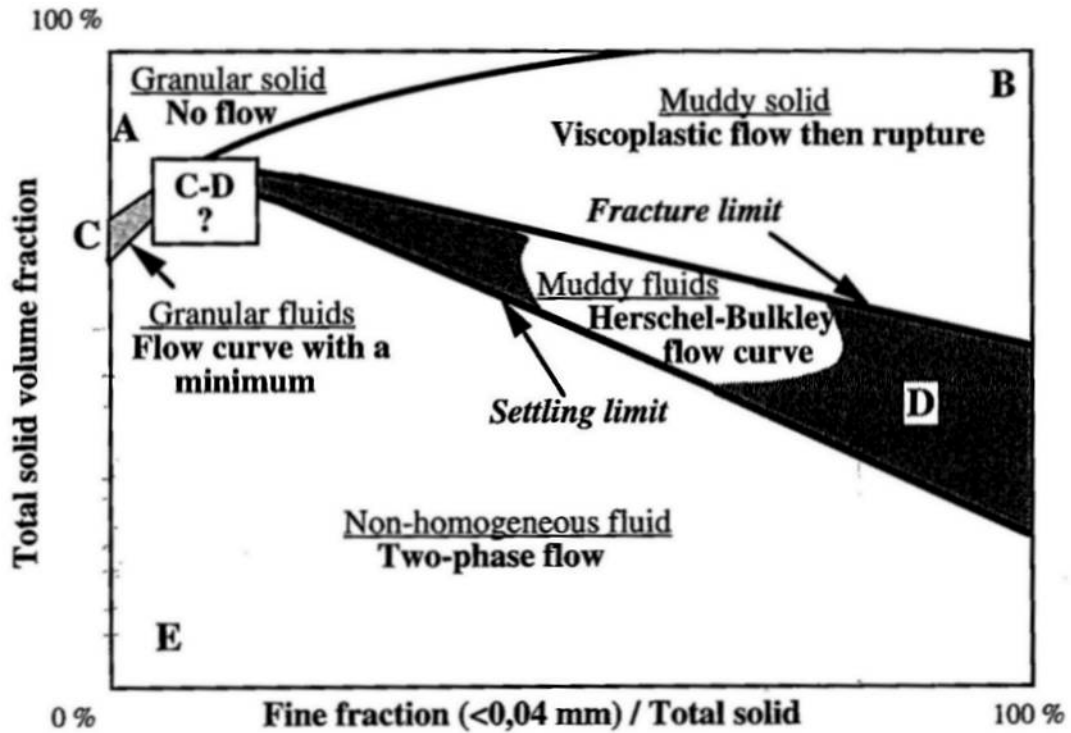


Figura 3.13: classificazione reologica generale dei terreni di colata

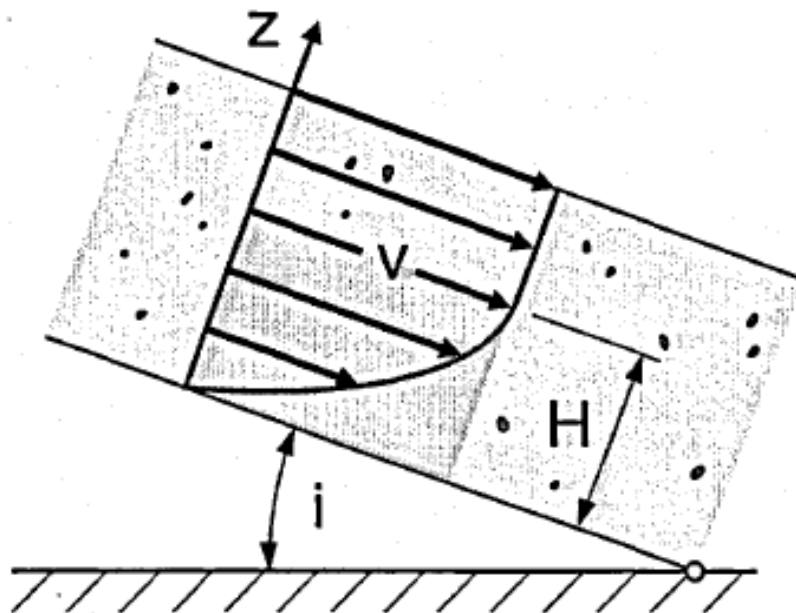


Figura 3.14: distribuzione della velocità di un flusso di colata lungo la verticale

- Zona C - basse concentrazioni di materiale fine e gradi di saturazione: la concentrazione di materiale grossolano è molto alta, e la corrispondente miscela di acqua e sedimenti può muoversi grazie ad un fenomeno di dilatanza o ad un cambio di confurazione. Questo comporta un fenomeno che potrebbe rappresentare il minimo della curva di flusso di una miscela.

Il flusso può essere denominato come *debris-flow* visco- granulare: qui le interazioni attritive e le collisioni tra le particelle sono dominanti, e fanno sì che le fluttuazioni di velocità siano molto grandi e il campo di velocità rappresentato in Figura 3.13 sia una schematizzazione del tutto generale di un campo di velocità molto più complesso e più dipendente dal tempo. Di conseguenza non è possibile individuare nettamente una zona di taglio a scala macroscopica, sebbene esista uno strato laminare a livello microscopico con distribuzione delle velocità lineare con la profondità. (Figura 3.15). Il flusso interstiziale è in questo caso costituito dall'insieme acqua e particelle fini ($d < 0.1\text{mm}$) (Davies, 1988); per cui la reologia per un *debris flow* granulare è importante solo per quanto riguarda la matrice interstiziale, e non per il volume globale del flusso.

- Zona C-D – zona di transizione: anche qui, a causa delle elevate concentrazioni solide, sebbene non a livello della zona C, si realizzano flussi di materiale, da lenti a rapidi, solo a seguito di fratture.

Il flusso è definito come *debris-flow* visco-granulare e presenta caratteristiche sia di *debris-flow* granulari che di tipo viscoso.

- Zona D - elevata o media concentrazione solida totale, quantità di materiale fine variabile. Se la concentrazione solida totale è moderata mentre la quantità di materiale fine presente è rilevante il comportamento del flusso, definito *mudflow*, è governato dalla matrice fine. La curva di flusso può essere ben rappresentata da un modello pseudo plastico (Bingham-Herschel-Bulkey). Il moto può essere laminare o turbolento; il regime laminare si instaura per considerevoli concentrazioni solide totali, inclinazioni del fondo moderate, e altezze di flusso piccole, altrimenti si è in regime turbolento, per cui è necessario ricorrere ad un modello reologico più complesso che tenga conto anche degli effetti attritivi, come per esempio il modello reologico quadratico.

Viceversa se la CS è elevata mentre il volume di particelle fini è discreto allora si parla più propriamente di *debris-flow* viscoso dove il flusso si comporta come una fase viscosa omogenea e il regime è in prevalenza laminare. E' come se la particelle granulari fossero circondate dalla matrice di acqua e particelle fini.

Comunque, data la presenza rilevante di particelle grossolane (ciottoli, blocchi e massi rocciosi), l'altezza del flusso può variare nel tempo e nello spazio, cosicché la distribuzione di velocità non è lineare ma convessa (Figura 3.15).

Se la concentrazione solida totale diminuisce e la distribuzione granulometrica del materiale che compone il flusso è ben assortita, allora gli urti e gli effetti di turbolenza diventano importanti tanto che lo strato laminare nella zona di taglio sparisce e quindi non è più corretto parlare di reologia.

- Zona E - concentrazione solida totale e fine variabile (da bassa a rilevante): in questa zona si verifica un'immediata sedimentazione delle particelle più grossolane cosicché il flusso non si può definire omogeneo. Come processo limite di questa regione fa parte il trasporto solido e quando sia CS che CS_{fine} sono nulle si ha semplicemente flusso d'acqua.

Riassumendo si può concludere che è più appropriato parlare di reologia riferendosi a flussi di materiale fine o al limite a *debris-flow* viscosi. Per quanto riguarda invece i flussi di materiale granulare le leggi reologiche sono inadatte per descriverne il comportamento a livello macroscopico, mentre sono più utili quando si fa riferimento al fluido interstiziale, inteso in questo caso come insieme di acqua e particelle fini, anche perché risulta molto difficile testare in laboratorio terreni con grani il cui diametro sia superiore a 0.1 mm.

Visto che non è possibile parlare di reologia per flussi di materiale granulare allora vari studiosi hanno tentato di classificare il comportamento dei fenomeni di colata in base ad aspetti fenomenologici.

Una prima classificazione di tali miscele fa riferimento al lavoro di Bagnold (1954), il quale in base a prove condotte con un reometro a cilindri coassiali su miscele a granulometria uniforme (diametro $d=0.132\text{cm}$), introdusse un numero dimensionale N chiamato numero di Bagnold (1954):

$$N = \frac{\rho_s \sqrt{\lambda} d_{50}^2}{\mu} \left(\frac{du}{dy} \right) \quad (3.24)$$

con ρ_s la densità delle particelle, λ la concentrazione lineare del solido nella fase liquida definita come:

$$\lambda = \left[\left(\frac{\Phi_\infty}{\Phi} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-1} \quad (3.25)$$

ove Φ_∞ pari alla massima concentrazione del solido, d_{50} il diametro delle particelle che in

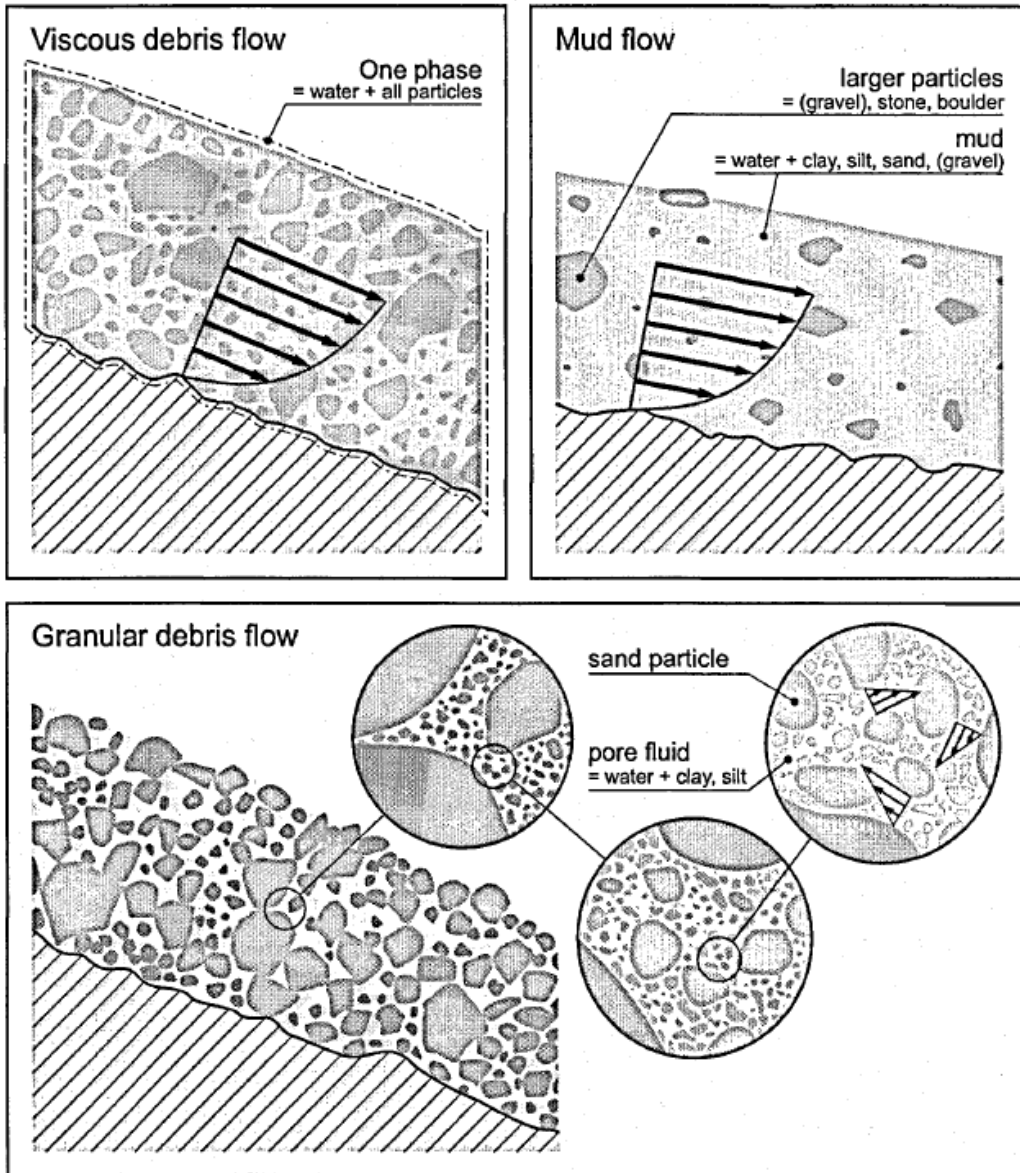


Figura 3.15: strato laminare nella zona di taglio per i diversi tipi di flusso (da Schatzman, 2003).

un'analisi granulometrica corrisponde al passante del 50%, μ la viscosità del fluido e (du/dy) il gradiente della velocità u rispetto all'asse y perpendicolare alla direzione del moto (asse x).

Il numero di Bagnold (1954) rappresenta il rapporto fra le forze inerziali e le forze viscose e può quindi essere considerato l'equivalente per una miscela solido-liquido del numero di Reynolds. Bagnold (1954) ha poi introdotto un nuovo parametro adimensionale G_b definito come:

$$G_b = \frac{\rho_s d_{50} \sqrt{\frac{\tau}{\rho_s \lambda}}}{\mu} \quad (3.25)$$

ove τ rappresenta la tensione tangenziale, al quale si può intendere come uno sforzo di taglio dimensionale normalizzato.

Considerando che N si può intendere come una deformazione adimensionalizzata Bagnold (1954) ha distinto, nel piano N - G_b (Figura 3.16), due aree a ciascuna delle quali corrisponde una differente meccanica del fenomeno:

1. per $N < 40$ il regime di moto viene definito macro-viscoso: esso è generalmente laminare e caratterizzato dalla prevalenza delle dissipazioni di tipo viscoso rispetto a tutte le altre;
2. per $N > 50$ il regime di moto viene definito granulo-inerziale: esso è considerato turbolento e le dissipazioni predominanti sono legate alle collisioni fra i grani.
3. per $40 < N < 450$ si ha un regime transitorio in cui la dipendenza dello sforzo rispetto al gradiente di velocità passa progressivamente da lineare a quadrata.

La letteratura presenta numerosi modelli per definire le relazioni reologiche per la modellazione della massa in movimento. Si sono già descritti nel paragrafo 3.6 precedente i modelli più utilizzati per descrivere il comportamento di flussi per lo più caratterizzati da particelle fini (Bingham, Herschel-Bulkey, ecc.); mentre per quanto riguarda i flussi di tipo granulare, che esulano questo lavoro di tesi, si fa riferimento si passa al flusso granulare dilatante (1981, Takahashi), o ad altri modelli che applicano il modello di Coulomb in diverse modalità per simulare i *debris flows* e le *debris avalanches* (Hungur, 1995; Iverson, 1997).

Oltre alla classificazione di Coussot, è molto interessante anche la classificazione di Davies (1988), il quale ha fornito un'utile schematizzazione sulla base della quale individuare il comportamento specifico del flusso di colata, inteso come una miscela di acqua, materiale fine ($d < 0.1\text{mm}$) e materiale grossolano ($d > 60\text{mm}$). Secondo quanto riportato in Figura 3.17 il

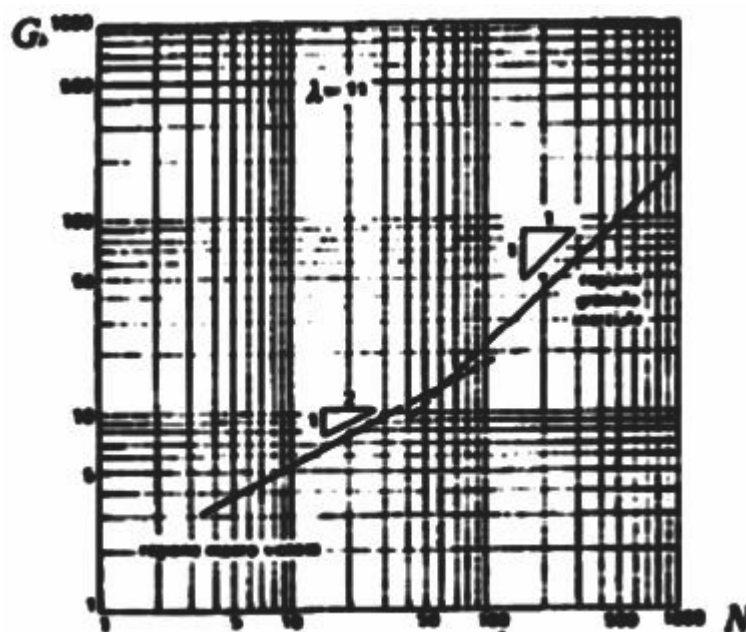


Figura 3.16: regimi reologici secondo la teoria di Bagnold

flusso è turbolento quando la concentrazione solida volumetrica è limitata, mentre quando CS aumenta il flusso è di tipo laminare (il moto del fluido avviene con scorrimento di strati infinitesimi gli uni sugli altri senza alcun tipo di rimescolamento di fluido, neanche su scala microscopica). Per bassi contenuti di materiale fine, le forze inerziali (turbolenza e urti collisionali) sono dominanti rispetto alle forze viscoso, le quali sono preponderanti rispetto alle prime quando il volume di particelle coesive è elevato. Per valori di CS intermedie e basso contenuto di materiale fine la colata si comporta come un fluido Newtoniano, mentre quando sia la concentrazione solida totale che della frazione fine aumentano allora il flusso assume un comportamento non Newtoniano.

Oltre ai classici modelli reologici impiegati per la descrizione del comportamento dei *debris flow*, è interessante la classificazione formulata da Ancy (2000) basata sul legame tra la forma del deposito (evidenze geomorfologiche) e le proprietà meccaniche della colata (Figura 3.18). Ancy (2000) propone una suddivisione in tre classi (viscosa, viscoplastica ed a comportamento frizionale) e tenta di relazionare le proprietà reologiche a quelle geomorfologiche; egli individua tre tipi di colate: fangose, granulari e fluide. Le osservazioni effettuate in campo mostrano che ognuna di queste classi, in accordo con la classificazione di Ancy, può essere correlata con parametri come la pendenza di arresto, forma ed esposizione del deposito e distribuzione granulometrica (Bardou et al., 2003). Ciò rende possibile il collegamento tra le osservazioni dirette di campagna e le proprietà meccaniche del fluido; tale opportunità assume particolare importanza nell'applicazione di formule per tradizionali calco-

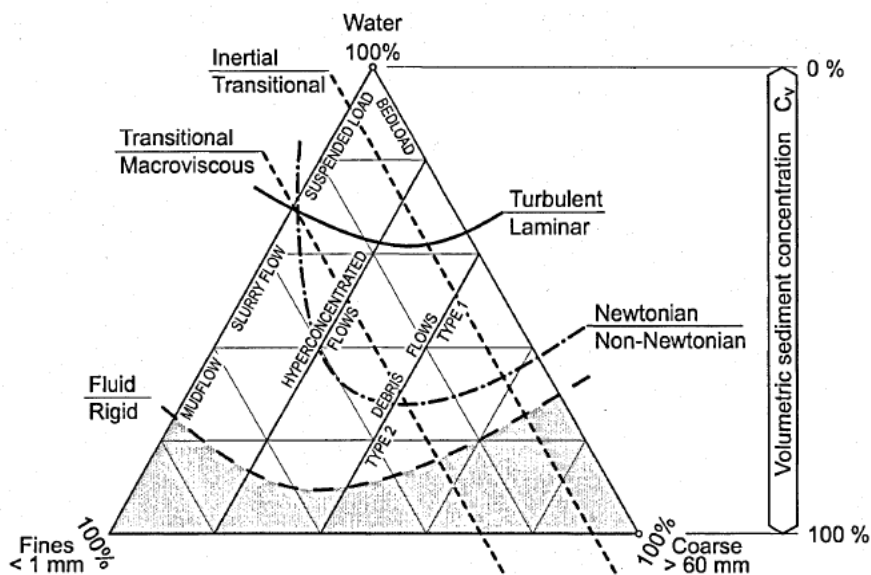


Figura 3.17: caratteristiche del flusso e classificazione dei fenomeni di colata di Davies (da Davies, 1988)

li idraulici ed adesso che numerosi programmi di simulazione sono disponibili sul mercato, ognuno dei quali basato su specifici modelli di colata. L'approccio reofisico di Ancy si propone di descrivere i cambiamenti microstrutturali all'interno della miscela acqua-sedimento. Nelle Alpi, la conformazione della valle consente raramente l'osservazione di interi depositi da colata e le tracce rilevabili più frequentemente sono solo i cordoni laterali (Bardou *et al.*, 2003). E' per tale ragione che in Figura 3.19 sono inclusi i disegni delle sezioni arginali. Le descrizioni dei depositi riportate all'interno della riga denominata "forma del deposito" sono comunque utili quando sono rilevabili fronte, corpo e argini della colata.

Nelle tre foto riportate in Figura. 3.18 si possono osservare le tre tipologie di colata della classificazione di Ancy.




Meccanica	Nome scientifico	viscoplastico	collisionale-frizionale	frizionale-viscoso
	Modello reologico appropriato	Herschel-Bulkley Bingham	Coulomb, equazione costitutiva del collisionale-frizionale	Coulomb a bassa velocità Newtoniano (<i>power law</i>) a elevata velocità
Osservazione in campo	Nome comune	fangosa	granulare	fluida
		regolare, con limiti ben definiti, molto coesivo da secco	irregolare, senza limiti netti, non coesivo da secco	come un terrazzo alluvionale, molto coesivo da secco
	Forma del deposito			
		sezione arginale	sezione arginale	sezione a corpo intero (scala diversa rispetto al disegno di quelle arginali)
	Pendenza di arresto	< 2°	< 10°	< 1°
Granulometria	fraz. grossolana ++ matrice fine ++ argilla +	fraz. grossolana ++ matrice fine - argilla - -	fraz. grossolana - / + matrice fine ++ limo + argilla - -	

Figura 3.19: Classificazione reofisica delle colate (da Bardou *et al.* 2003).



Figura 3.18: Morfologie osservate in campo relative alle tre classi proposte da Ancy (1999): da sinistra a destra viscoplastico, collisionale-frizionale e frizionale-viscoso (da Bardou, 2005).

4. EROSIONE AL FONDO PER LA PROPAGAZIONE DI UNA COLATA

4.1 Introduzione

Durante la fase di propagazione il volume coinvolto in una colata può variare: esso può aumentare in seguito ad un processo di erosione del fondo, oppure può diminuire conseguentemente ad un progressivo deposito del materiale stesso. Ovviamente, in un'ottica di previsione e prevenzione del rischio, è fondamentale quantificare, o almeno stimare anticipatamente, il volume interessato da un possibile processo di erosione, inteso come mobilitazione e trasporto del materiale che costituisce il fondo su cui scorre il *mudflow*.

Nel corso del suo sviluppo, la colata generalmente si diffonde su depositi superficiali, dello spessore anche di molti metri. Questi depositi, che possono essere di origine glaciale, colluviale, alluvionale, sono di solito caratterizzati da terreni sciolti e con un alto contenuto d'acqua. Così il rapido passaggio della colata produce una rottura e una mobilitazione del materiale al fondo, che potrebbero contribuire ad aumentare, in modo significativo, il volume globale della frana. Il trasporto di questo materiale, oltre che ad aumentare la massa della frana, ne modifica la composizione e la sua mobilità, accrescendo così la potenziale area di impatto.

Un eccellente esempio di erosione causata da una frana è il *debris flow* di Tsing Shan del 1990 (Figura 4.1): uno scivolamento di una massa iniziale di 400 m^3 ha coinvolto alla fine un volume di materiale pari a 20.000 m^3 in seguito ad un processo di mobilitazione e trasporto di terreno colluviale presente al fondo.

4.2 Processo di erosione al fondo: dinamica del trasporto di materiale

Rapide variazioni dello stato tensionale, causa della mobilitazione del materiale del fondo ad opera di un flusso iperconcentrato, possono avvenire sia ai margini che alla base di una frana (Figura 4.2). Lungo i bordi laterali il flusso può incidere il fondo spostandone il materiale; questo processo è dominante al fronte della colata quando c'è un'accentuata diminuzione della pendenza in direzione del flusso, per esempio a valle di un ripido canale. Il materiale spostato, a volte, può non essere accorpato all'interno della frana principale, ma può formare un distinto fronte di avanzamento, come nel caso della *Frank slide* (Canada, 1903),

dove è stato la maggior causa di danno per la città di Alberta (McConnell e Brock 1904; Cruden e Hungr 1986).

La destabilizzazione alla base di una frana è un processo molto simile al trasporto solido di un letto di un fiume. Questo tipo di mobilitazione è causata da uno sforzo tangenziale al fondo che spezza i legami tra i grani del fondo, generando un eccesso di pressione neutra ad

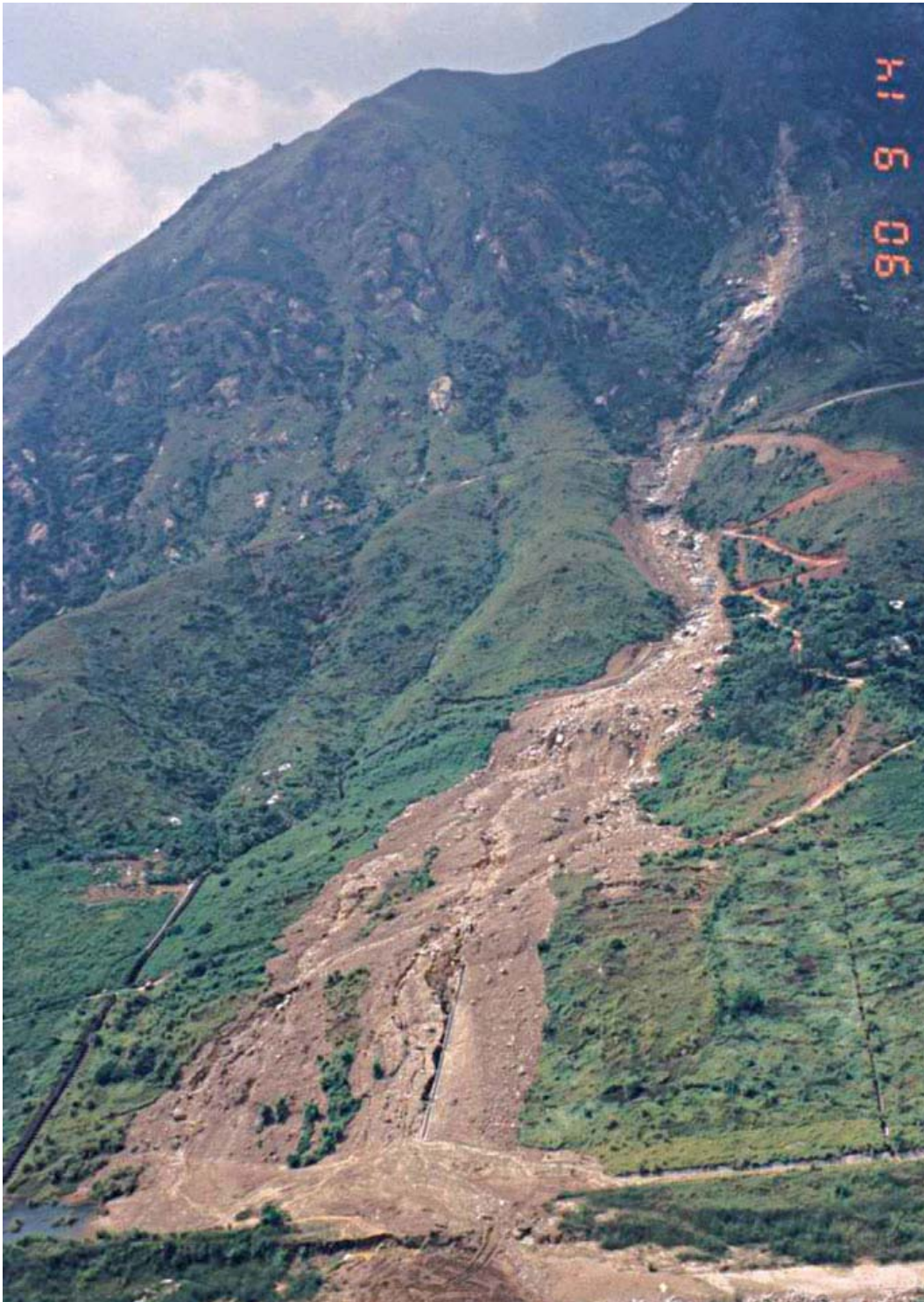


Figura 4.1: la frana di Tsing Shan, 1990 (da M. Jacob, O. Hungr, 2005)

un rapido carico non drenato, con possibile liquefazione del terreno (Hutchinson and Bhandari 1971; Sassa 1985). Qui, la turbolenza e lo scivolamento giocano un ruolo importante, soprattutto nelle zone più diluite del flusso; il materiale mobilizzato può essere inglobato dalla colata oppure può evolvere in un'onda di materiale secondaria.

Il materiale mobilizzato al fondo può essere trasportato tramite sospensione, rotolamento, scivolamento e saltellamento (Easterbrook, 1999). Da evidenze sperimentali, infatti, risulta che una volta che la pendenza del fondo supera i 10° , il fondo stesso diventa instabile sotto la combinazione di forze di gravità e di trascinamento (*drag forces*) imposte dal flusso di materiale (Bagnold, 1966). Le forze di *drag* alla base del flusso, insieme alla perdita di resistenza dovuta ad una condizione non drenata del carico (Hutchinson e Bhandari, 1971), alla conseguente liquefazione del terreno (Sassa, 1985) che costituisce il fondo e alla forza di impatto del flusso stesso, sono alla base del processo di destabilizzazione ed erosione del fondo.

4.3 Approccio teorico sulla stabilità del fondo

In analogia con la teoria del trasporto solido del letto di un fiume, Takahashi (1978) ha sviluppato un'equazione per la previsione dello spessore massimo erodibile in un fondo saturo, omogeneo e granulare soggetto ad un carico drenato in seguito al poggio di un flusso uniforme di materiale (Figura 4.3). La profondità del fondo è assunta illimitata.

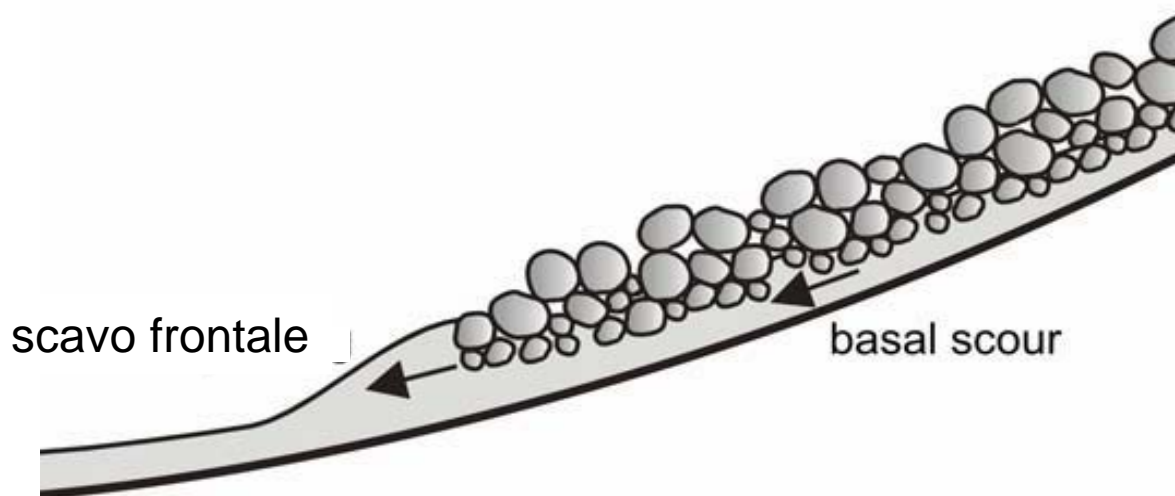


Figura 4.2: processo di erosione ai margini e alla base di una frana (da McDougall, 1998)

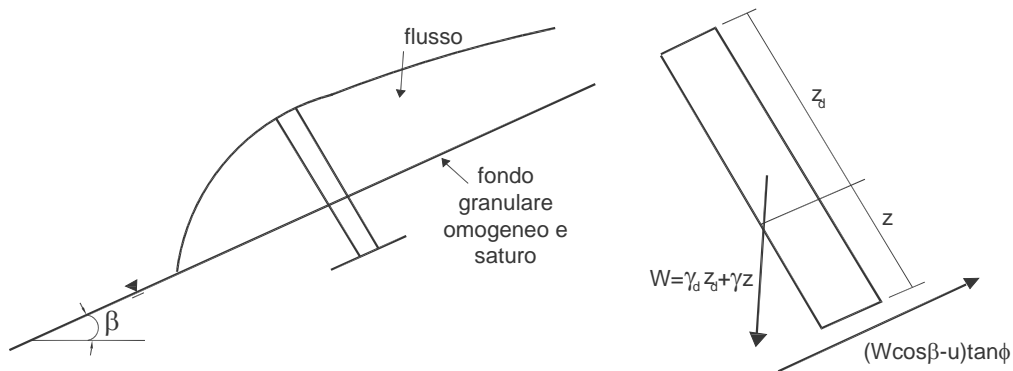


Figura 4.3: rappresentazione schematica di un fondo saturo percorso da un flusso uniforme

Sulla base della teoria di stabilità di un pendio indefinite (Morgenstern e Sangrey, 1978), si considera solo l'equilibrio di una colonna di materiale di lunghezza unitaria lungo la direzione del flusso (Figura 4.3), il cui peso è espresso da:

$$W = \gamma_d z_d + \gamma z \quad (4.1)$$

dove γ e γ_d sono il peso di volume del materiale del fondo (tipicamente $20 \div 23 \text{ kN/m}^3$) e del flusso rispettivamente (tipicamente $18 \div 20 \text{ kN/m}^3$), mentre z è lo spessore massimo eroso e z_d è lo spessore del flusso iperconcentrato.

Inoltre la tensione normale e tangenziale alla base della colonna di materiale considerato sono:

$$\begin{aligned} \sigma &= W \cos \beta \\ \tau &= W \sin \beta \end{aligned} \quad (4.2)$$

con β inclinazione del fondo.

Considerando un flusso di filtrazione uniforme e parallelo al pendio, combinato con un drenaggio istantaneo da parte del fondo, in modo da essere sempre in condizioni idrostatiche e in regime stazionario, la pressione neutra alla base della colonnina è:

$$u = \gamma_w (z_d + z) \cos \beta \quad (4.3)$$

La resistenza offerta dal fondo, caratterizzato da un angolo d'attrito ϕ , segue la relazione di Mohr-Coulomb:

$$S = (\sigma - u) \tan \phi \quad (4.4)$$

che, per aver equilibrio, uguaglierà lo sforzo tangenziale alla base τ :

$$(W \cos \beta - u) \tan \phi = W \sin \beta \quad (4.5).$$

Sostituendo le 4.1 e 4.3 nella 4.5 si ottiene:

$$z = z_d \left[\frac{\frac{\gamma_d}{\gamma} \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \right) - \frac{\gamma_w}{\gamma}}{\frac{\gamma_w}{\gamma} - \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \phi} \right)} \right] \quad (4.6)$$

I risultati di quest'ultima equazione sono rappresentati dalle linee tratteggiate rappresentate in Figura 4.4 , considerando un γ di 20 kN/m³: il rapporto $\tan\beta/\tan\phi$ dev'essere minore di 0.5, altrimenti il fondo stesso è intrinsecamente stabile. Il diagramma inoltre mostra che si ha erosione fin quando γ_d è minore di $\gamma_w/(1 - \tan\beta/\tan\phi)$, sottolineando come flussi più diluiti causano una maggior erosione al fondo. Infine per flussi molto densi, il cui peso di volume è approssimabile a quello del fondo ($\gamma_d/\gamma=1$), sulla base delle assunzioni poste da Takahashi, non è possibile prevedere nessuna erosione.

Una colata è caratterizzata da velocità rilevanti, dell'ordine dei metri al secondo, per cui è improbabile che si instauri un moto di filtrazione stazionario durante il rapido passaggio del flusso. Ne segue che l'ipotesi di condizione drenata assunta in precedenza è poco realistica, mentre è più ragionevole presumere che la forza peso esercitata da un *mudflow* sia trasferita al fondo in condizioni non drenate, generando quindi sovrappressioni neutre all'interno del fondo stesso. Per cui la relazione 4.3 sarà:

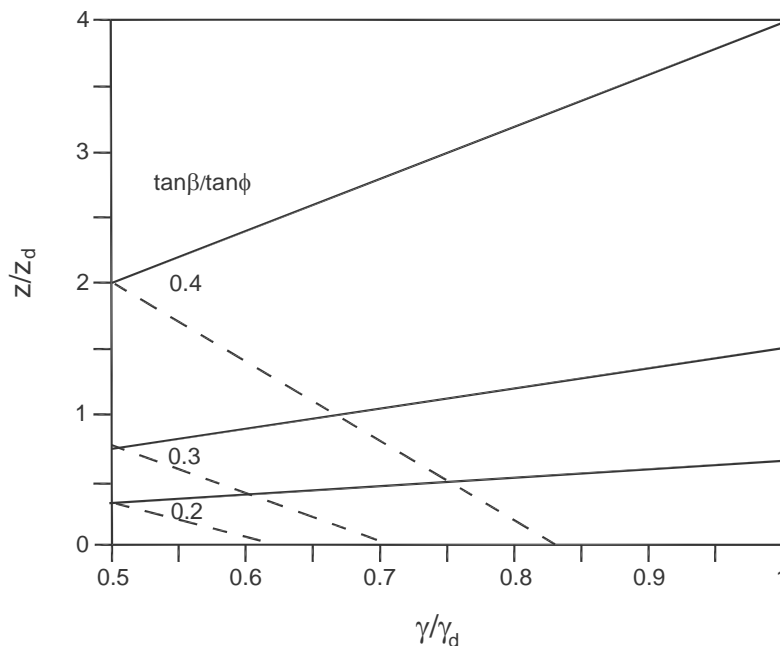


Figura 4.4: massima profondità d'erosione prevista dalle equazioni 4.6 e 4.8 (da M.Jacob, O.Hungr, 2005)

$$u = (\gamma_d z_d + \gamma_w z) \cos \beta \quad (4.7)$$

e la profondità massima d'erosione z diventerà:

$$z = z_d \left[\frac{-\frac{\gamma_d \tan \beta}{\gamma \tan \varphi}}{\frac{\gamma_w}{\gamma} - \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \varphi}\right)} \right] \quad (4.8)$$

le cui soluzioni sono rappresentate dalle linee continue del grafico riportato in Figura 4.4. Come si può notare il trend è completamente diverso dal caso precedente: la profondità d'erosione aumenta all'aumentare della densità globale del flusso e il processo di trasporto di materiale al fondo è previsto per qualsiasi valore di γ_d e β , fino a quando il fondo non risulta orizzontale.

E' doveroso sottolineare come i risultati appena discussi siano molto interessanti da un punto di vista concettuale, anche se non sono molto utilizzabili nelle applicazioni pratiche. Innanzitutto perché non si conosce l'andamento dello sforzo di taglio del fondo con la profondità, senza contare che, spesso, è presente uno strato superficiale incoerente, privo di coesione, al di sopra di un substrato glaciale o colluviale. Inoltre è difficile definire con precisione e anticipatamente le pressioni interstiziali, a causa di possibili attenuazioni di gradienti alla base dei più ripidi tratti del fondo oppure a causa di eccessi di gradiente generati dai rapidi passaggi del flusso con le conseguenti vibrazioni. Infine sono importanti anche gli effetti tridimensionali, quali la resistenza offerta dalle superfici laterali del canale di scorrimento del flusso.

In ogni caso le equazioni 4.6 e 4.8 sono d'aiuto per la previsione delle condizioni per cui si verifica un processo d'erosione, mentre la velocità a cui avviene tale processo e la quantità finale trasportata non sono purtroppo desumibili da queste relazioni, che devono essere considerate come semplici linee guida concettuali. Di conseguenza l'approccio a questo tipo di problema resta ancora di tipo empirico come sarà discusso nei prossimi paragrafi.

4.4 Leggi di erosione

Ad oggi ci sono purtroppo pochi studi atti a quantificare il processo di erosione durante la propagazione di un flusso perché l'erosione può essere stimata attraverso indagini di campo. E' infatti complicato relazionare questa grandezza ad altri parametri fondamentali

che caratterizzano i flussi di colata, quali velocità, altezze, volumi, anch'essi di difficile determinazione. Così in letteratura sono disponibili poche leggi di erosione, per di più di natura empirica; le più utilizzate sono quelle di Hungr (1995) e di Egashira (1993).

4.4.1 *La legge di Hungr (1995)*

Questa legge definisce il tasso di erosione e_r (§ 7.11) in maniera del tutto empirica, sebbene utilizzi relazioni intuitive fondate su base fisiche. Il tasso di erosione e_r , con riferimento alla Figura 4.5, è definito come:

$$e_r = -\frac{\partial z}{\partial t} \quad (4.9)$$

dove appunto $\frac{\partial z}{\partial t}$ rappresenta la variazione dell'altezza del fondo nel tempo.

La relazione proposta da Hungr prevede che e_r cresca proporzionalmente all'altezza h (Figura 4.5) del flusso. Infatti le variazioni dello stato tensionale, in seguito alla rottura in cui potrebbe incorrere il terreno che costituisce il fondo, e il conseguente processo erosivo, dipendono dalla tensione totale normale al fondo e quindi dall'altezza dell'onda di colata.

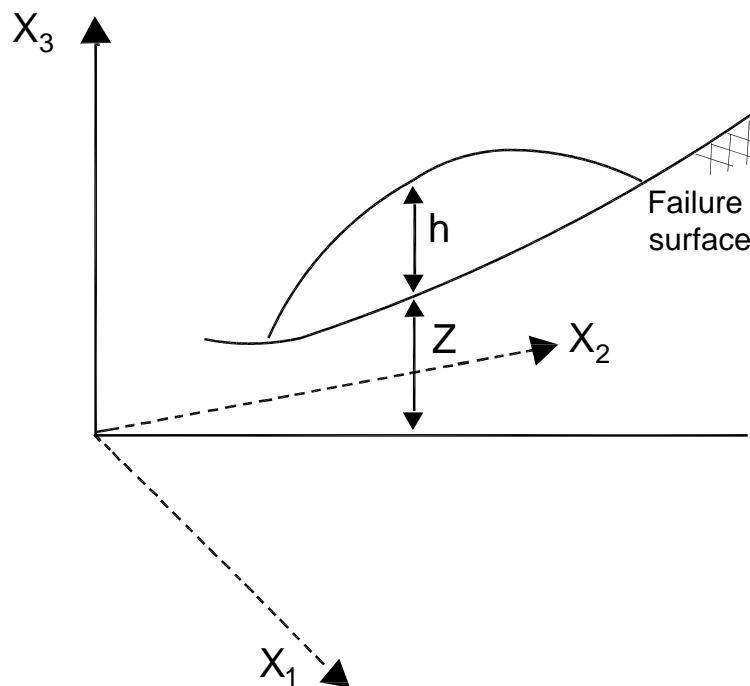


Figura 4.5: sistema di riferimento per definire il tasso d'erosione e_R

La legge risulta quindi essere:

$$e_r = E_s \times h \times v \quad (4.10)$$

con v velocità del flusso mediata lungo la profondità (§ 7.7) e E_s , tasso di crescita, definito come:

$$E_s = \frac{\ln(V_{finale}/V_0)}{d} \quad (4.11)$$

con V_{finale} volume di materiale mobilizzato finale dalla colata, V_0 volume iniziale della massa che frana, e d distanza percorsa dal fronte di colata. Esso rappresenta la profondità erosa normale al fondo per unità d'altezza di flusso e per unità di spostamento dello stesso. La dimensione di questo parametro è L^{-1} ; è importante sottolineare la differenza tra il tasso di erosione, e_r , che è un parametro che dipende dal tempo, mentre E_s dipende dallo spazio.

4.4.2 La legge di Egashira (1993)

La legge di Egashira è di tipo sperimentale in quanto si basa su prove di laboratorio in canaletta, i cui risultati sono stati poi rielaborati con analisi numeriche e dimensionali.

L'ipotesi principale che sta alla base di questa relazione è l'assunzione che l'inclinazione del fondo tende sempre ad assestarsi in una configurazione di equilibrio nel caso in cui il fondo stesso sia soggetto ad un processo erosivo da parte di una frana.

Con riferimento alla Figura 4.6, la legge di conservazione della massa erosa prevede:

$$e_r \Delta_s = e_r v \Delta t = c_* v \Delta h \quad (4.12)$$

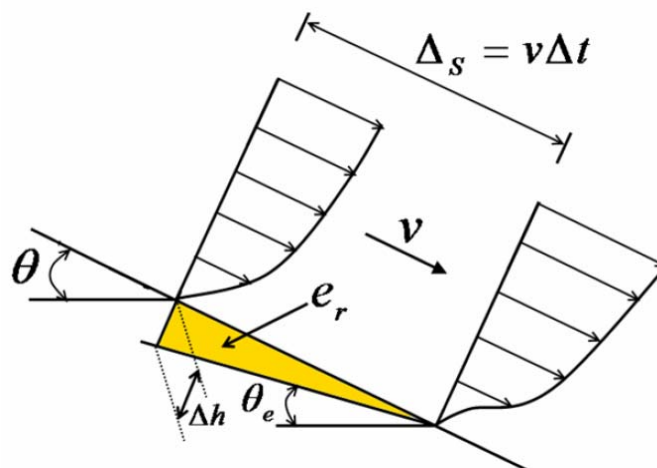


Figura 4.6: illustrazione schematica della legge di Egashira

e quindi:

$$\frac{e_r}{v} = c_* \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (4.13).$$

Da quest'ultima relazione Egashira ha derivato la sua legge d'erosione, sostituendo nella 4.13

il termine $\theta - \theta_e = \arctan\left(\frac{\Delta h}{\Delta s}\right)$:

$$e_r = c_* v \tan(\theta - \theta_e) \quad (4.14)$$

con:

$$\theta_e = \tan^{-1} \left\{ \frac{(\rho_s - \rho_w)c}{(\rho_s - \rho_w)c + \rho_w} \tan \phi \right\} \quad (4.15)$$

dove:

- c_* è la concentrazione solida volumetrica del fondo;
- θ è l'angolo d'inclinazione del fondo;
- θ_e l'angolo d'equilibrio del fondo;
- ρ_s densità dei sedimenti del fondo;
- ρ_w densità dell'acqua;
- c concentrazione solida volumetrica del flusso iperconcentrato;
- ϕ angolo d'attrito interno del fondo.

A differenza della legge di Hungr, che richiede l'input di un solo parametro (E_s), quella di Egashira invece prevede l'utilizzo di due parametri: c e c_* . Sperimentalmente Takahashi *et al.* (1992) ha provato che la concentrazione solida, c , di un debris flow non può eccedere il valore di $0.9c_*$, quindi è necessario che sia sempre verificata:

$$c < 0.9c_* \quad (4.16)$$

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E REOLOGICA DEI TERRENI UTILIZZATI NELLA SPERIMENTAZIONE

Allo scopo di capire e interpretare i test di laboratorio su modelli fisici descritti nel capitolo 6 è necessario, innanzitutto, descrivere la natura e le proprietà meccaniche dei terreni coinvolti nella sperimentazione. Tale caratterizzazione risulta fondamentale per garantire la ripetibilità degli esperimenti, nonché per poter effettuare una significativa correlazione tra le caratteristiche specifiche del terreno e il suo comportamento nel corso delle prove.

I terreni utilizzati nei test sperimentali sono stati tre:

1. terreno proveniente dal bacino del Tessina;
2. argilla limosa da cava;
3. sabbia dell'Adige.

Di seguito sono descritte le diverse prove di laboratorio a cui sono stati sottoposti i diversi materiali, al fine di identificarne le proprietà fisico-chimiche.

5.1 Bacino del Tessina

Un'ampia campagna di indagini in sito e di laboratorio fu eseguita, subito dopo l'aprile del 1992, dalla Regione Veneto, in seguito all'evento parossistico che ha mobilitato il maggior volume di terreno nella storia della frana del Tessina (Figura 5.1) ed ha anche rappresentato una seria minaccia per i paesi a valle del bacino stesso. Sono state realizzate diverse campagne di indagini geognostiche al fine di definire gli spessori della colata detritica, l'andamento e la litologia del substrato. Nel corso di tali campagne sono stati eseguiti 50 sondaggi meccanici, la maggior parte dei quali è ubicata a monte della scarpata principale al di sopra di quota 1078 m s.l.m., 8 nell'accumulo superiore al di sopra di quota 994m s.l.m., 3 sul versante sinistro esternamente all'area in frana e 3 nell'abitato di Funés. Nella planimetria riportata in Figura 5.2 è indicata l'ubicazione dei punti di indagine.

L'area in oggetto è caratterizzata da una grande varietà di dissesti, sia di carattere gravitazionale (crollo e scivolamento di masse rocciose e lembi di terreno) che idrogeologico (vale a dire per erosione dei corsi d'acqua). La successione stratigrafica affiorante è riportata in Figura 5.3.

Lungo la scarpata principale la copertura detritica è rappresentata dal detrito di falda, prevalentemente calcareo con matrice limo-sabbiosa. La formazione del *Flysch* è costituita da alternanze di arenarie, marne e argille azzurrognole e calcareniti. Lo spessore della coltre detritica mostra andamento crescente da monte, con valore variabile tra i 4 e gli 8 m, verso valle, dove si raggiungono i 17-18 m. L'esame delle colonnine stratigrafiche non rileva alcuna presenza di un livello di alterazione della formazione del *Flysch*, che si troverebbe quindi a diretto contatto con il detrito di falda.

A monte della scarpata principale la copertura detritica presenta spessori che variano tra i 93 e i 47 m, proseguendo da ovest verso est come riportato nella; mentre per quanto riguarda il profilo longitudinale esso conferma l'andamento ondulato del substrato, con presenza di un substrato flyschoidale e uno spessore della coltre detritica decrescente da monte



Figura 5.1: ortofoto del bacino del Tessina

verso valle. Nella zona di accumulo superiore, tra le quote 1065 e i 1044 m s.l.m., il *Flysch* si trova ad una profondità tra i 17 e i 19 m, al di sotto del detrito di falda e di una copertura detritica costituita da ciottoli in matrice limo-sabbiosa, di probabile origine morenica. Più a valle, l'esame dell'allineamento di perforazioni eseguite tra le quote 1002 e 974 m s.l.m., mostra un lieve approfondimento del tetto del substrato (*Flysch*), che è trovato ad una quota variabile tra i 6 e i 27 m dal piano campagna, al di sotto di un livello di ciottolame grossolano in argilla giallognola.

Nella zona di Funés i sondaggi effettuati sono stati 3, a quota circa di 800 m s.l.m.. Qui è stato solo intercettato lo strato alterato del substrato flyschoidale a profondità comprese tra i 42.5 e i 50 m dal p.c., dopo aver attraversato 20 m circa di deposito morenico e altrettanti di limi argillose e argille limose contenenti ciottoli arrotondati e a spigoli vivi.

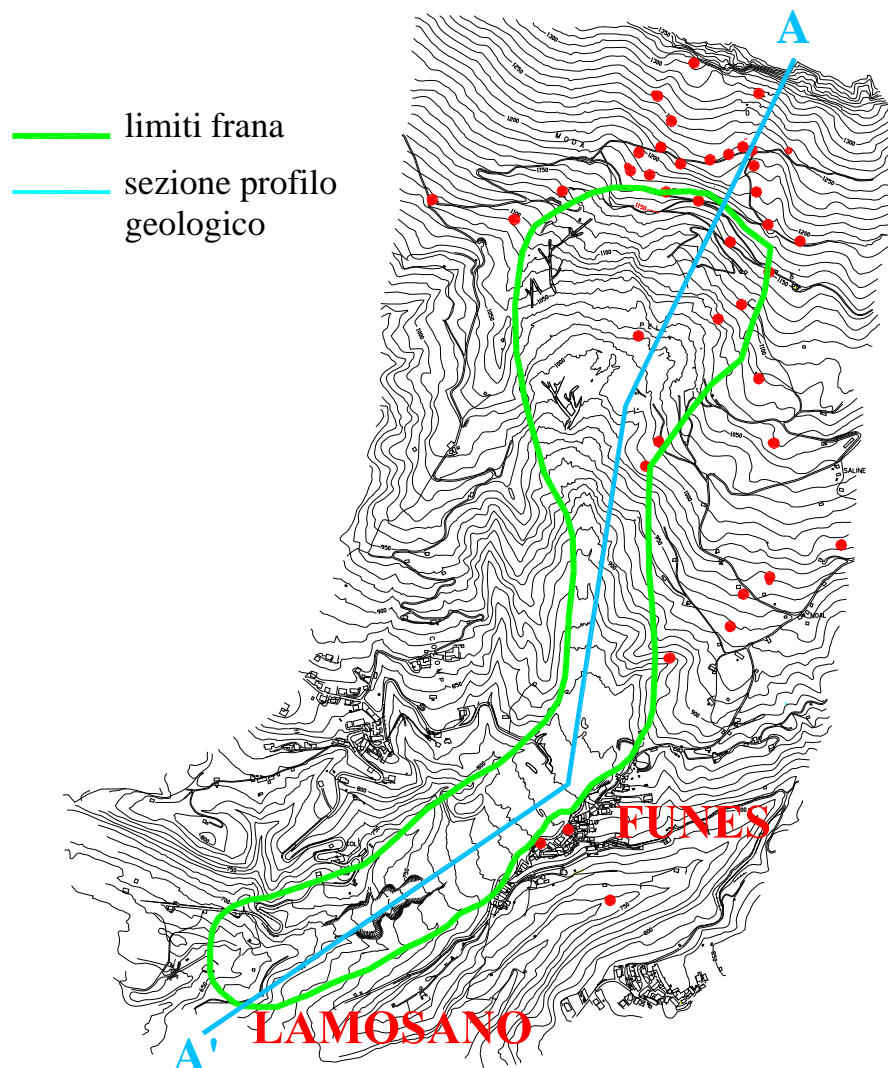
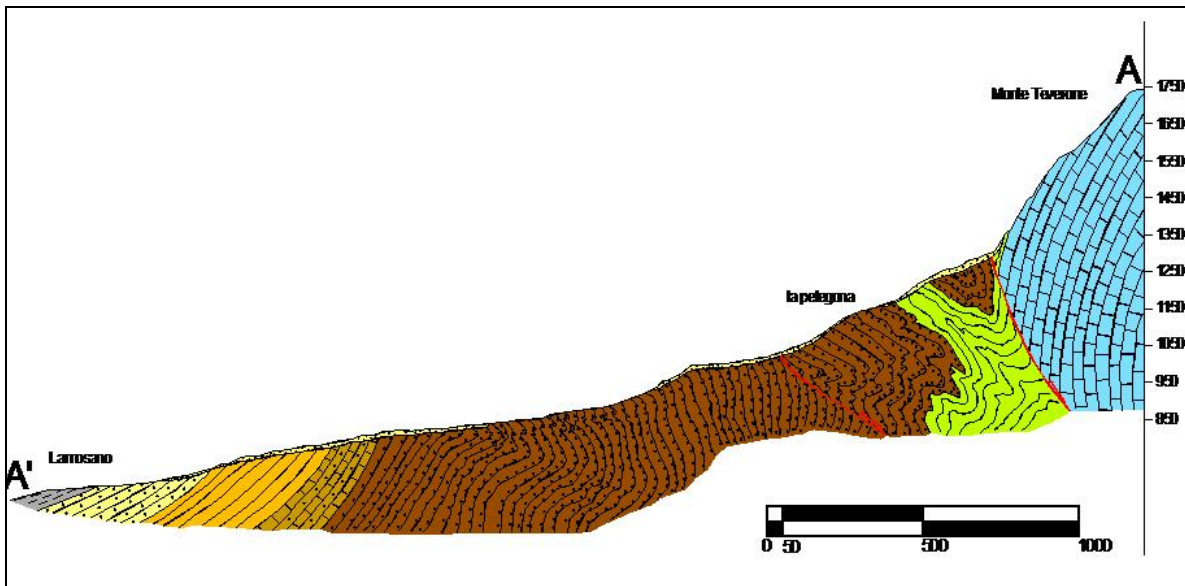


Figura 5.2: Ubicazione dei sondaggi meccanici



Legenda:













-  **Siltiti e marne scagliose:** accumuli detritici di versante, depositi morenici e complessi
-  **Arenarie:** quarzose e grigiastre con lenti conglomeratiche
-  **Siltite di Bastia:** arenaria siltose e siltiti marnose (color grigio cenere) con sottili intercalazioni glauconitiche ad ostreidi alla base.
-  **Calacarenite dell'Alpago:** calcareniti grigioscure ad operculine, echinidi e bivalvi in banchi, alternate a siltiti micacee; alla base, arenarie grigiastre leggermente glauconitiche e fossilifere
-  **Flysch dell'Alpago:** alternanza di strati arenaci gradati e laminati, grigi e nocciola, e marne grigie di spessore in genere prevalente su quelle dei livelli grossolani.
-  **Scaglia Rossa:** calcari marnosi, marne e siltiti ben stratificate di color rosso mattone.
-  **Calcare del Fadalto:** calciruditi bioclastiche biancastre o nocciola, in grossi banchi, con intercalazioni di calcareniti e calcilutiti grigio – verdi nettamente stratificate.
-  Giacitura degli strati
-  Strati rovesciati
-  Faglia certa
-  Faglia presunta
-  Limite di formazione e affioramento

Figura 5.3: profilo geologico della zona lungo la sezione A-A'

Il comportamento dei materiali utilizzati dipende dalle caratteristiche reologiche delle miscele solido-liquido; esse, a loro volta, sono influenzate principalmente dalla granulometria e dalle caratteristiche mineralogiche della componente solida.

Così allo scopo di caratterizzare il materiale in esame sono state condotte delle prove di laboratorio, la maggior parte delle quali eseguite presso il dipartimento GEOMAR dell'università degli studi di Padova, riguardanti 5 campioni di terreno disturbato, prelevato superficialmente dalla colata nei pressi di Funès lungo la pista che unisce il paese a S. Martino (Figura 5.4): 4 campioni, di circa 3 kg ciascuno, sono stati prelevati in marzo del 2007 mentre l'ultimo, di 110.2 Kg, in dicembre 2007. Su di essi sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometrica;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove di taglio diretto;
- prove di tipo reologico.

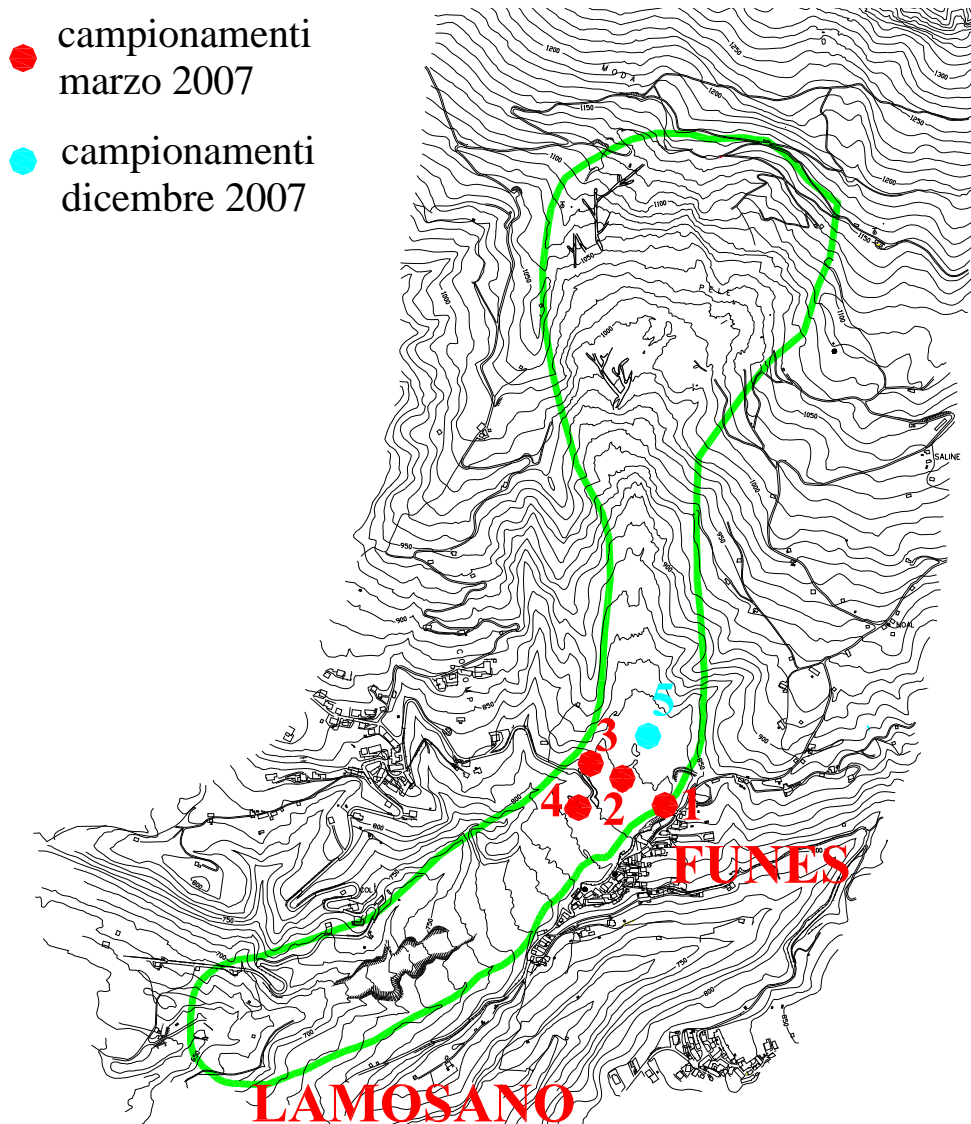


Figura 5.4: ubicazione dei campioni prelevati nel marzo 2007 e dicembre 2007

Per l'analisi granulometrica si è preso come riferimento il 5 campione, perché più rappresentativo in quanto è quello con un volume ed un peso maggiore.

Questa prova è stata effettuata mediante una prima vagliatura umida con setaccio n.7 della serie ASTM ($d = 2.7 \text{ mm}$), il materiale trattenuto è stato in seguito essiccato in forno a $105 \text{ }^\circ\text{C}$ e quindi vagliato; la parte fine (passante al n.200), risultante di gran lunga superiore al 10%, è stata sottoposta alla prova aerometrica. Si ricava una curva (Fig. 5.5) che permette di classificare il materiale come un *tout-venant* di matrice argillosa. La curva rappresenta un terreno eterogeneo composto dal mescolamento di 2 frazioni granulometriche distinte. Si individuano nella curva due tratti ripidi in cui si raccoglie la maggior parte del materiale in un ristretto intervallo di diametri: una parte molto grossolana data dai clasti di roccia calcarea che caratterizza il comportamento attritivo (Fig. 5.6), e una parte limo-argillosa originata dalla disgregazione degli strati più terrigeni del *Flysch* (Fig.5.7), il cui comportamento può essere descritto da un modello viscoso.

In un'analisi di frequenza in cui le classi granulometriche sono i trattenuti dei vari setacci si leggono due picchi di frequenza (moda doppia): il 45% del materiale compreso tra i setacci 1,5" e 3/8" e ben il 53% del materiale è il passante al setaccio n.200.

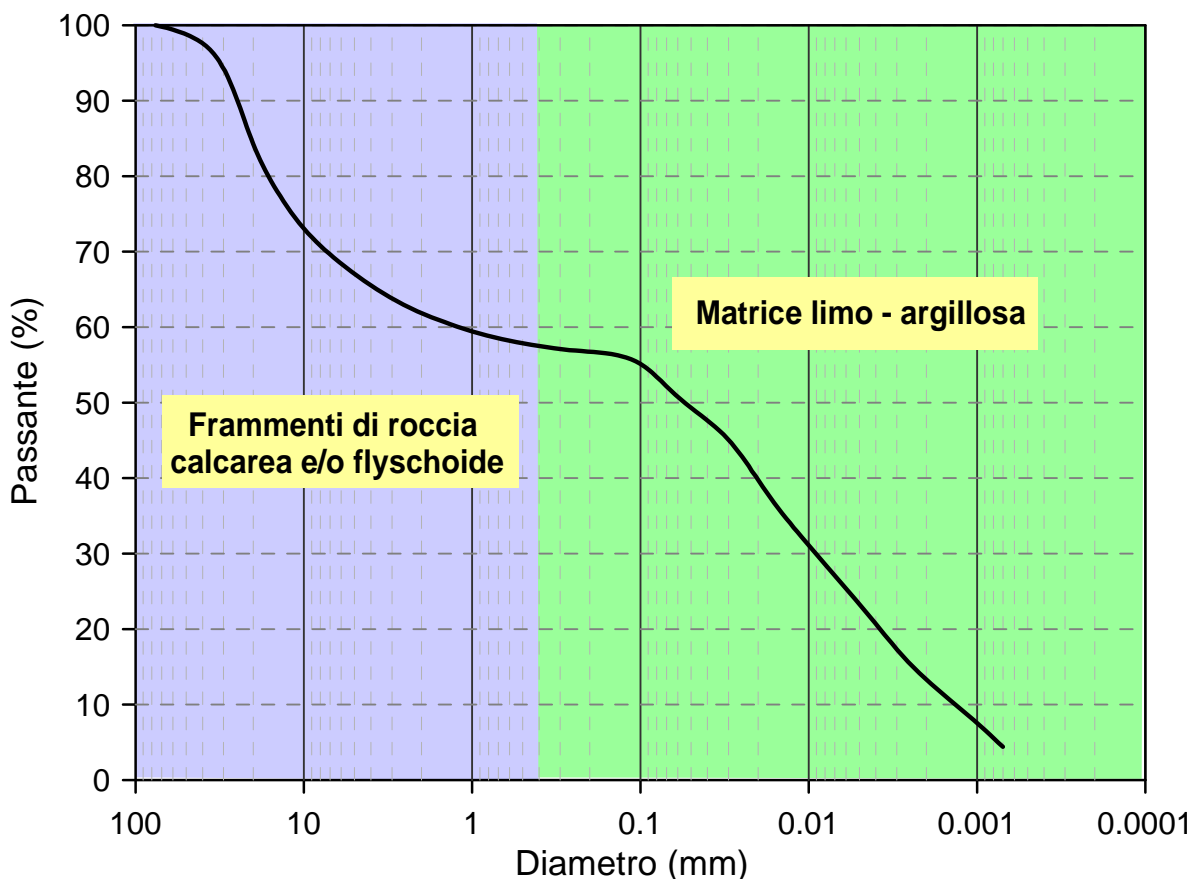


Figura 5.5: curva granulometrica della colata del Tessina



Figura 5.6: emergenza del *Flysch* lungo il canale di frana



Figura 5.7: materiale della colata lungo il canale di frana

L'analisi granulometrica permette di ottenere valutazioni quantitative sulle dimensioni delle particelle componenti un terreno, mentre i limiti di Atterberg danno informazioni sulle caratteristiche dei minerali di argilla. Per tutti e 5 i campioni sono stati determinati il limite liquido e plastico sul passante al setaccio n.40.

I materiali esaminati ricadono tutti nel campo delle argille inorganiche a media plasticità, come conferma l'abaco di Casagrande riportato in Figura 5.8. I limiti di liquidità oscillano infatti tra il 26% e il 40%, mentre gli indici di plasticità sono compresi tra il 7% ed il 22%. I risultati sono riportati nella tabella 5.1 e nella Figura 5.8.

L'indice di plasticità non dipende solo dalla percentuale di argilla presente in un campione, ma anche dal tipo di minerale argilloso e dal tipo di cationi adsorbiti, pertanto può accadere che due argille, a parità di frazione argillosa (FF), presentino due diversi valori di PI . Per tener conto di tali fattori Skempton (1953) ha suggerito l'introduzione di un parametro definito indice di attività A :

$$A = \frac{PI}{\% < 2\mu m} \quad (5.1)$$

Per il campione 5, questo fattore è pari a 1.46 e quindi il materiale risulta essere un'argilla attiva.

Sul campione numero 4 sono state infine effettuate tre prove di taglio diretto del tipo consolidato e drenato: il materiale è stato precedentemente setacciato al passante 40. Le pressioni di consolidazione sono state scelte pari a 25, 50 e 100 kPa e la velocità di taglio applicata è stata pari a 6 micron/min, tale cioè da consentire la completa dissipazione di sovrappressioni interstiziali generate durante il taglio. Durante la prova sono state anche compiute delle letture delle deformazioni verticali per valutare il comportamento contraente o dilatante del provino.

La scatola di Casagrande adottata ha un'area di sezione di 32 cm² per 2.82 cm di altezza, per un volume totale di 72.73 cm³ riempito da 109.1 grammi di terreno secco mescolato con 54 grammi di acqua, pari ad un contenuto d'acqua pari a circa il limite di liquidità (40%). Questa procedura è stata adottata per valutare i parametri di resistenza al taglio in condizioni rimaneggiate.

Tabella 5.1: limiti di Atterberg per i campioni analizzati

N.campione	Limite di liquidità LL (%)	Limite di plasticità PL (%)	Indice di plasticità PI (%)
1	38	22	16
2	26	19	7
3	46	24	22
4	40	22	18
5	39	19	20

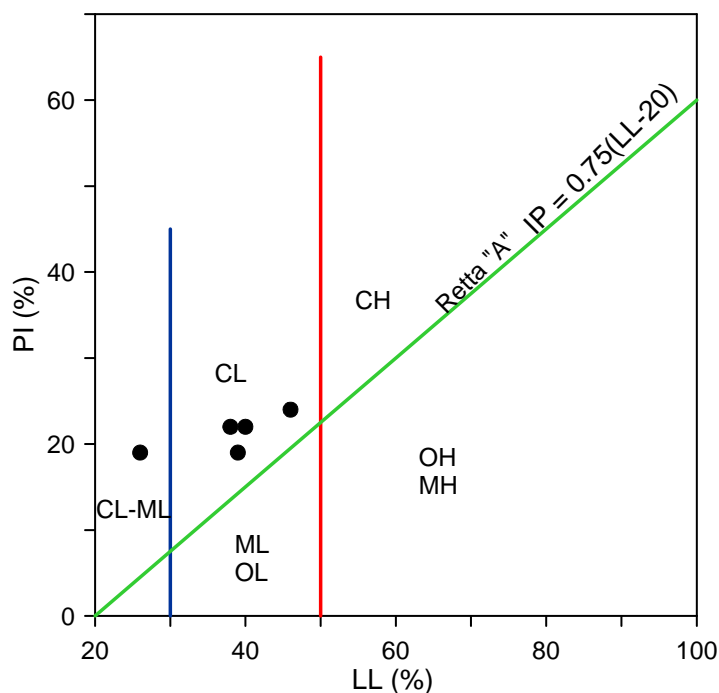


Figura 5.8: carta di plasticità di Casagrande

Alla fine della prova, corrispondente ad uno spostamento trasversale di circa 8 mm si sono ottenuti i risultati riportati in Figura 5.9: la prova indica valori di resistenza di picco del rimaneggiato a 30°. In relazione alle modalità di prova l'angolo d'attrito determinato corrisponde in prima approssimazione all'angolo d'attrito a volume costante (φ_{cv}) determinato mediante prove triassiali. Il valore è relativamente alto ma corrisponde a quanto indicato in letteratura per materiali con la stessa plasticità.

Le prove di taglio diretto non sono prove ideali perché le tensioni e le deformazioni non sono uniformi all'interno del campione di terreno e gli stati di deformazione e di tensione non sono completamente definiti dalla semplice misura delle tensioni e delle deformazioni sul piano di rottura. Quindi sebbene la prova di taglio diretto non sia ideale per la misura delle proprietà di un terreno è, tuttavia, molto utile per illustrarne le caratteristiche di base della resistenza.

Nelle Figura 5.10 e 5.11 sono illustrate le tre curve tensioni-deformazioni per i tre diversi provini e rappresentano terreni il cui stato iniziale è a destra della linea critica (cioè argille normalmente o leggermente sovraconsolidate). Questi tipi di terreno si comprimono mano a mano che lo sforzo di taglio a cui è sottoposto aumenta: le variazioni di volume nei terreni sono dovute soprattutto alla riorganizzazione spaziale delle particelle, in questo caso i grani sono ben distanziati tra loro e, quando il terreno è sottoposto ad una deformazione di taglio, tendono a occupare i vuoti circostanti. Al termine della prova i campioni raggiungono

una condizione in cui lo sforzo di taglio è costante e non ci sono ulteriori variazioni di volume.

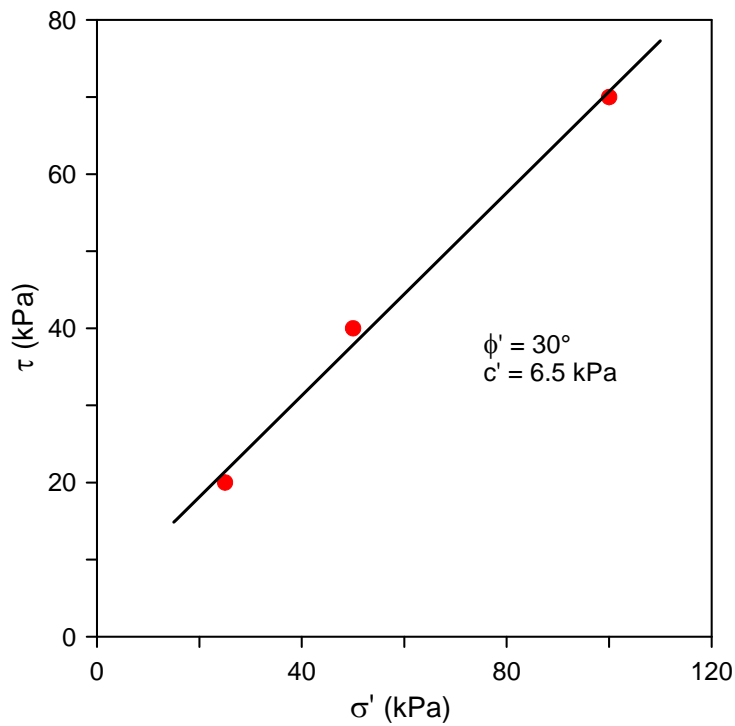


Figura 5.9: involucro di rottura di Mohr-Coulomb per il campione 4.

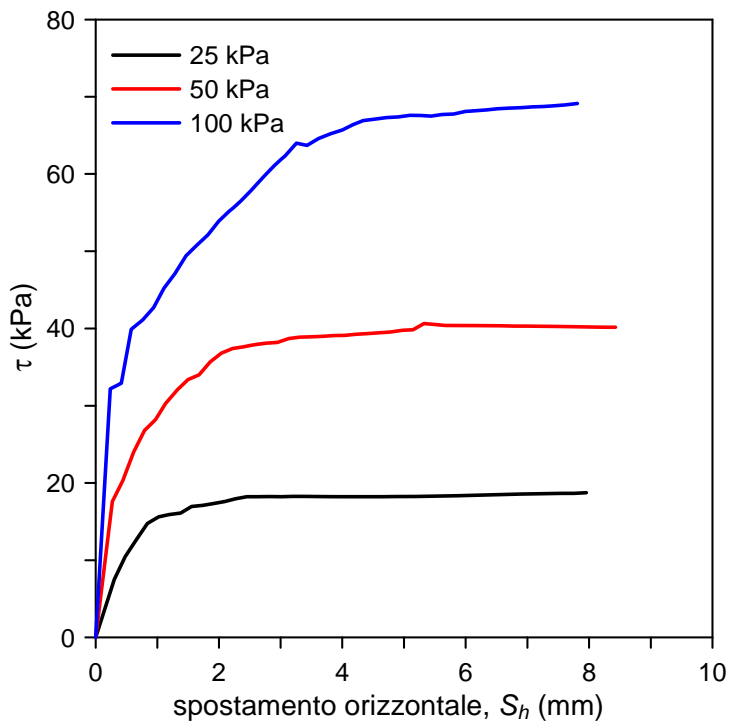


Figura 5.10 : curve di resistenza al taglio

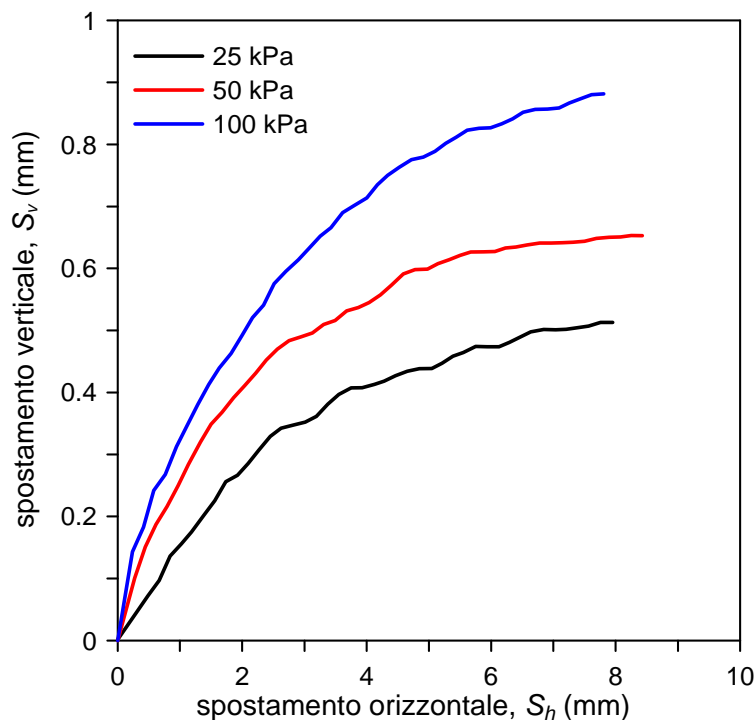


Figura 5.11: curva spostamenti orizzontali- spostamenti verticali

Le prove reologiche in questo caso sono state eseguite tramite un rotoviscosimetro di tipo convenzionale FANN VG 0.42 mm (Figg. 5.12 e 5.13) dal laboratorio di geotecnica dell'ISMES di Bergamo per il campione 5 e dal laboratorio GEODATA di Padova per i campioni 2 e 3. Questo strumento è costituito da una tazza cilindrica contenente un cilindro coassiale. Nell'intercapedine tra i due cilindri va ad interpersi il fluido di cui si vuole misurare la viscosità. Il cilindro interno è quindi messo in rotazione a velocità costante, il fluido è sottoposto a moto di scorrimento tra le superfici dei due cilindri e il cilindro esterno è trascinato dal moto del fluido stesso. Lo sforzo applicato a questo secondo cilindro viene misurato dallo strumento, il quale è poi tarato per determinare, nota la velocità di rotazione e lo sforzo, la viscosità del fluido a quella velocità.

Il campione è stato setacciato a secco al vaglio n.40; è stato portato al limite di liquidità mescolandolo con acqua distillata al fine di ottenere una miscela omogenea per un volume di 400 cc. Le prove sono state condotte facendo variare la concentrazione solida volumetrica, definita secondo la (3.24) come:

$$CS = \frac{V_s}{V_t} \cdot 100 = \frac{1}{1 + G_s W} \quad (3.24)$$

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E REOLOGICA DEI TERRENI UTILIZZATI NELLA SPERIMENTAZIONE

(con V_s volume della frazione solida, V_t il volume totale, G_s peso specifico del solido e W contenuto d'acqua) tra 20.1% e 44.5%. I risultati ottenuti sono riportate nelle Tabelle 5.2, 5.3, 5.4 e nelle Figure 5.14, 5.15, 5.16.

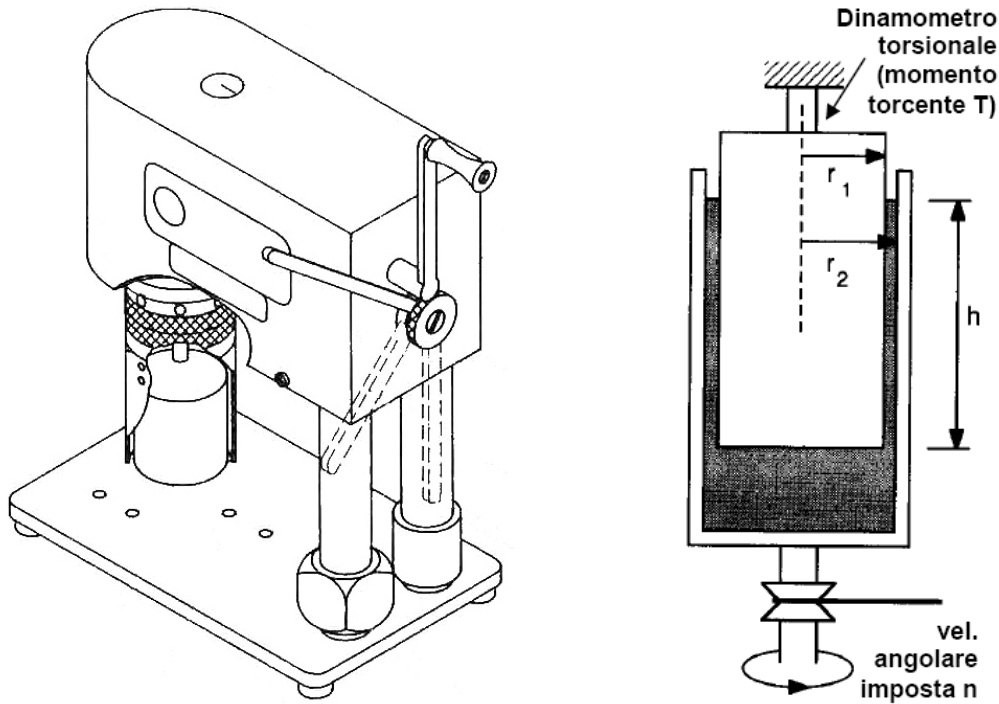


Figura 5.12: schema del rotoviscosimetro e suo funzionamento



Figura 5.13: rotoviscosimetro dell'ISMES di Bergamo

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E REOLOGICA DEI TERRENI UTILIZZATI NELLA SPERIMENTAZIONE

E' evidente come all'aumentare della concentrazione solida della miscela aumenti la resistenza opposta dal campione stesso alla rotazione del rotoviscosimetro. La stessa considerazione vale se si considerano le velocità di rotazione dello strumento. Nel primo caso l'aumento di resistenza è dovuta al fatto che aumentando il volume di solido all'interno della miscela aumentano di conseguenza i contatti tra i grani e il mutuo incastro tra loro; nel secondo all'aumentare della forza impressa aumenta la reazione corrisposta.

Tabella 5.2 : risultati del rotoviscosimetro per il campione 2.

Campione	W (%)	CS (%)	Lecture FANN (cP)	
			300 giri	600 giri
2	46	44.15	154	188
2	50.5	41.86	105	165
2	65.1	35.84	31	43
2	83.1	30.44	15	26

Tabella 5.3 : risultati del rotoviscosimetro per il campione 3.

Campione	W (%)	CS (%)	Lecture FANN (cP)	
			300 giri	600 giri
3	77.6	32.48	145	210
3	88.1	29.60	97	115
3	93.9	28.29	64	88
3	133.9	21.67	19	25

Tabella 5.4: risultati del rotoviscosimetro per il campione 5.

Campione	W (%)	CS (%)	3 giri	Lecture FANN (cP)		
				100 giri	300 giri	600 giri
5	93.8	34.6	49	220	275	300
5	70.0	28.3	15	63	79	100
5	111.1	25	12	34	48	65
5	147.2	20.10	6	15	22	30

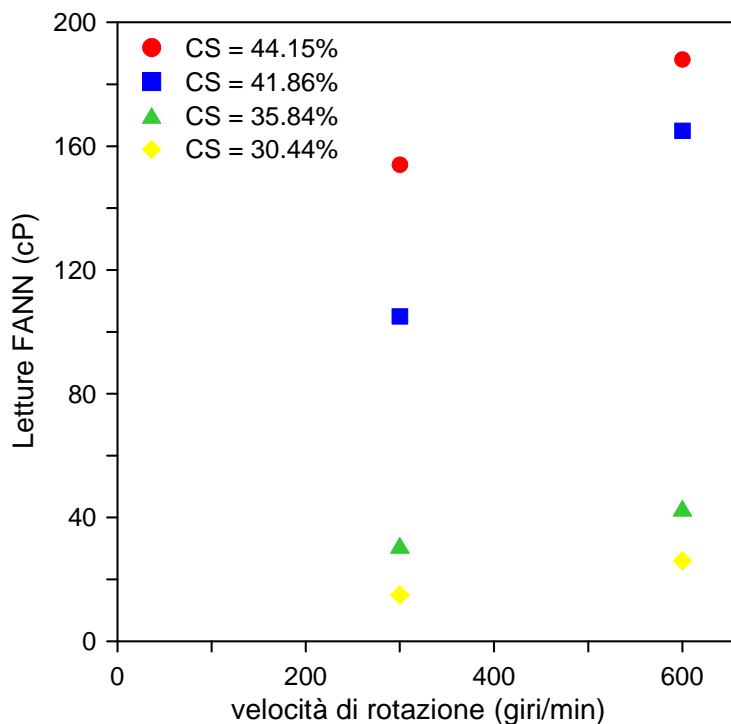


Figura 5.14: letture FANN in funzione di rotazione per il campione 2

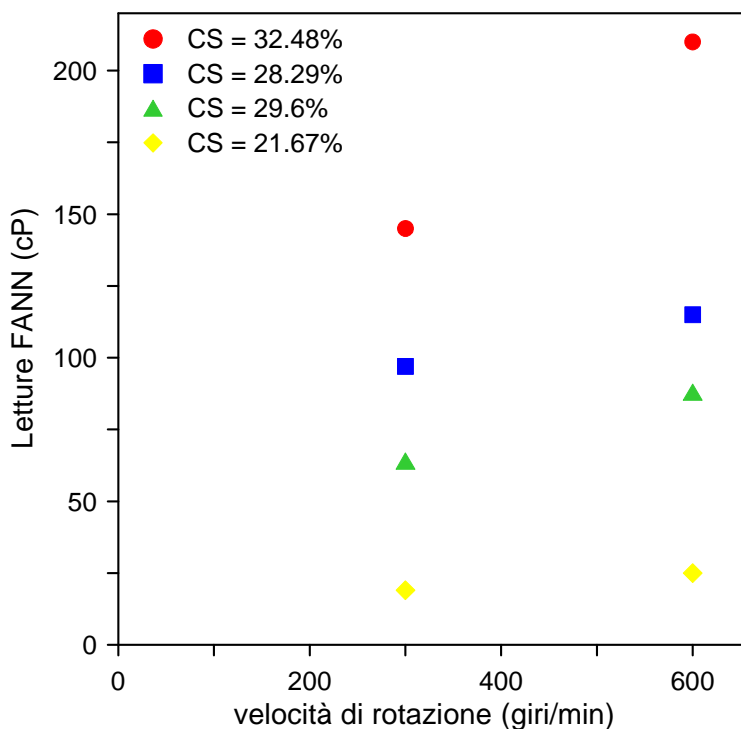


Figura 5.15 : letture FANN in funzione di rotazione per il campione 3

Dalle letture effettuate col rotoviscosimetro è possibile ricavare lo sforzo critico o *yield strength* τ_c , cioè il valore di resistenza critica che dev'essere superato perché la miscela fluisca, e la viscosità dinamica μ . Questi parametri sono fondamentali per definire i modelli

reologici precedentemente descritti (capitolo 3); l'apparecchiatura utilizzata è stata tarata in modo tale che questi parametri siano definiti dalle seguenti relazioni:

$$\mu = \text{lettura a 600 giri} - \text{lettura a 300 giri} \quad (\text{lb/sq ft } 100) \quad (5.2)$$

$$\tau_c = \text{lettura a 600 giri} - \mu \quad (\text{cP}) \quad (5.3)$$

Per i 3 provini analizzati si sono così ottenuti i risultati riportati nelle tabelle 5.5, 5.6, 5.7.

Numerose equazioni, dipendenti dal tipo di materiale utilizzato, sono state presentate in letteratura per caratterizzare l'andamento di τ_c e μ in funzione della concentrazione della fase solida (O'Brien & Julien, 1988; Major & Pierson, 1992; Coussot e Piau, 1994); tutte mostrano un rapido incremento dei due parametri reologici al crescere del volume del solido e delle particelle fini secondo una legge di tipo esponenziale (3.23):

$$\begin{aligned} \mu &= \alpha e^{\beta CS} \\ \tau_c &= \gamma e^{\delta CS} \end{aligned} \quad (3.23)$$

con α , β , γ e δ delle costanti di interpolazione.

Nelle Figure 5.17, 5.18, 5.19, 5.20 sono riportati gli andamenti dei due parametri reologici in funzione della concentrazione solida per i campioni testati.

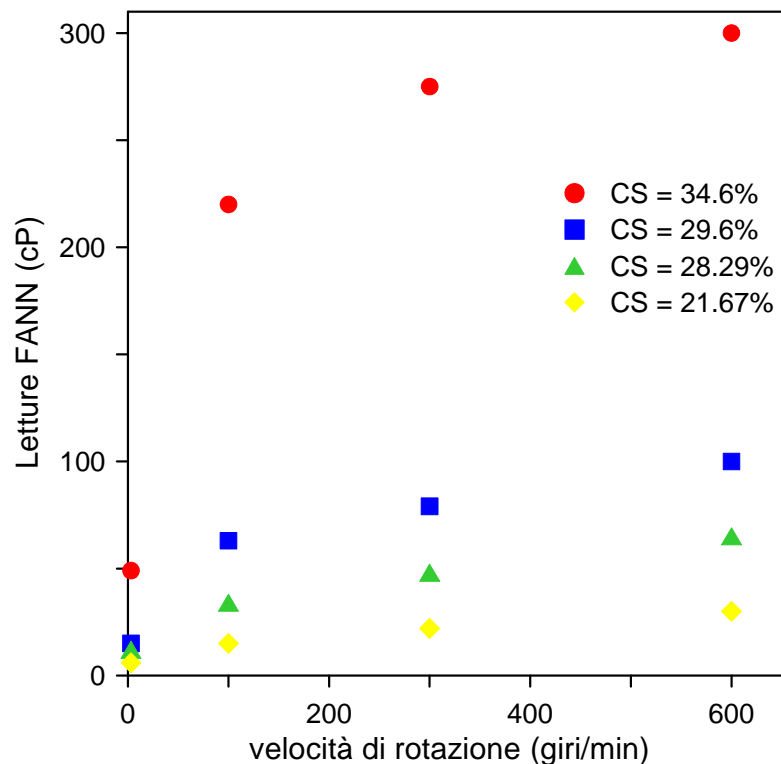


Figura 5.16: letture FANN in funzione di rotazione per il campione 5

Si sono considerati separatamente i campioni 3 e 5 dal campione 2 perché quest'ultimo è quello che presenta concentrazioni solide maggiori mentre le altre due miscele hanno valori di volumi di solido molto simili; di conseguenza come valori di riferimento si sono considerati i parametri ottenuti dall'interpolazione delle misure dei campioni 3 e 5 semplicemente perché i dati sono maggiori e quindi il *fitting* risulta più attendibile.

Bisogna comunque sottolineare come lo sforzo critico τ_c è sottostimato rispetto a quello reale del terreno dato che le prove sono effettuate sulla granulometria inferiore a 0.425 mm e quindi il contributo fornito dalla parte più grossolana non è considerato.

Tabella 5.5: sforzo critico e viscosità apparente per il campione 2

Campione	CS (%)	Lecture FANN (Pa s)		μ (Pa s)	τ_c (Pa)
		300 giri	600 giri		
2	44.15	0.154	0.188	0.034	60
2	41.86	0.105	0.165	0.06	22.5
2	35.84	0.031	0.043	0.012	9.5
2	30.44	0.015	0.026	0.011	2

Tabella 5.6: sforzo critico e viscosità apparente per il campione 3

Campione	CS (%)	Lecture FANN (Pa s)		μ (Pa s)	τ_c (Pa)
		300 giri	600 giri		
3	32.48	0.145	0.210	0.065	72.5
3	29.6	0.097	0.115	0.018	48.5
3	28.29	0.064	0.088	0.024	32
3	21.67	0.019	0.025	0.006	9.5

Tabella 5.7: sforzo critico e viscosità apparente per il campione 5

Campione	CS (%)	Lecture FANN (Pa s)		μ (Pa s)	τ_c (Pa)
		300 giri	600 giri		
5	34.6	0.275	0.300	0.025	137.5
5	28.3	0.079	0.100	0.021	39.5
5	25	0.048	0.065	0.017	24
5	20.10	0.022	0.030	0.008	11

La *yield strength* che ne risulta deriva prevalentemente dalla resistenza coesiva dovuta alla frazione più fine, mentre sono esclusi gli effetti attritivi e inerziali dovuti alla frazione più grossolana. Il contributo alla resistenza al flusso da parte della porzione granulare può essere

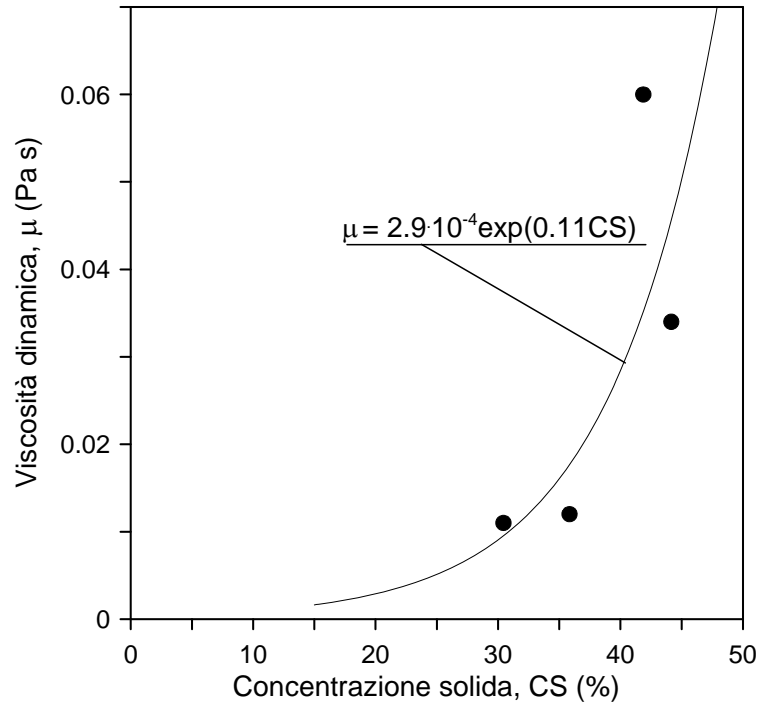


Figura 5.17: viscosità, μ , in funzione della concentrazione solida per il campione 2

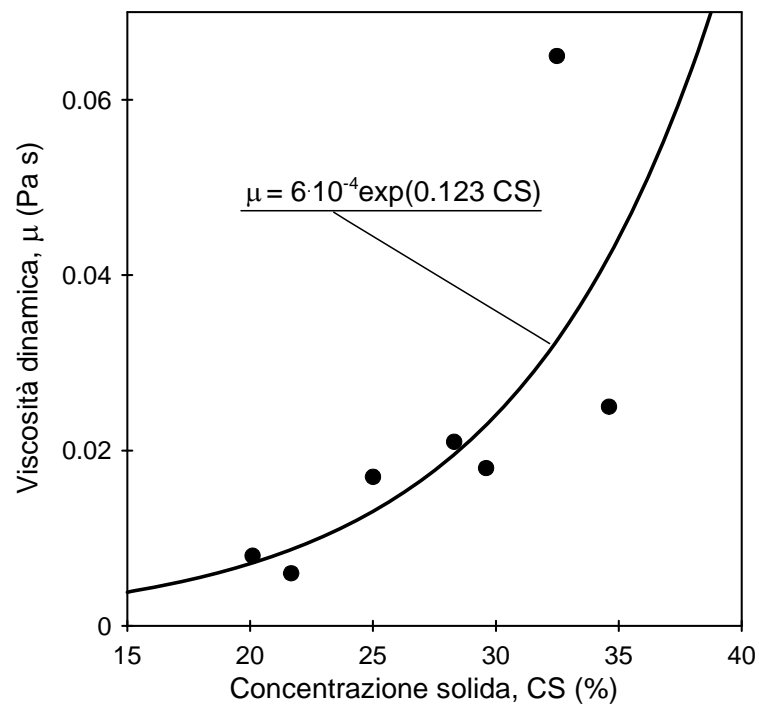


Figura 5.18: viscosità, μ , in funzione della concentrazione solida per i campione 3 e 5

se si considera la tipologia di materiale mobilizzato nel bacino del Tessina. In ogni caso i bassi valori di velocità della colata escludono che il contributo dovuto alle interazioni inerziali sia significativa o comunque preponderante rispetto al contributo della frazione fine.

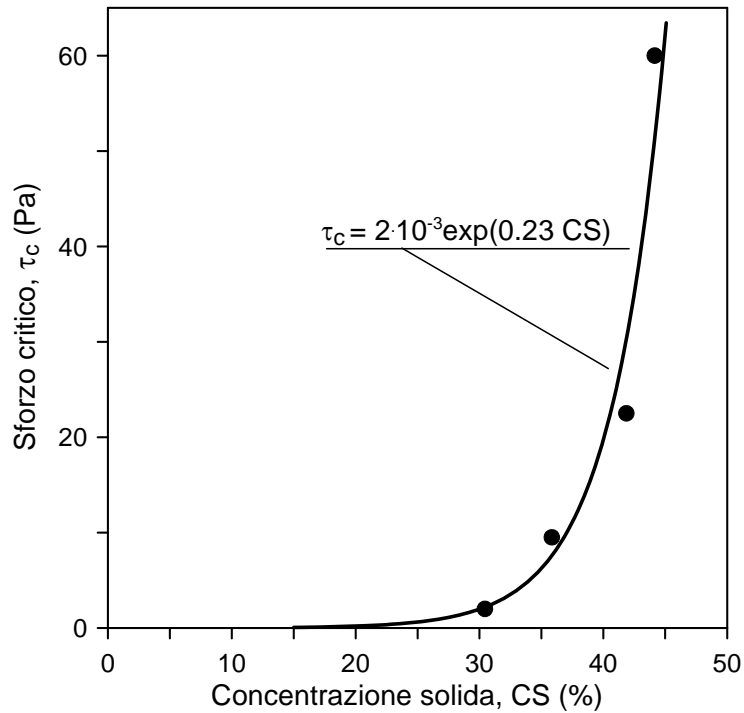


Figura 5.19: sforzo critico, τ_c , in funzione della concentrazione solida per il campione 2

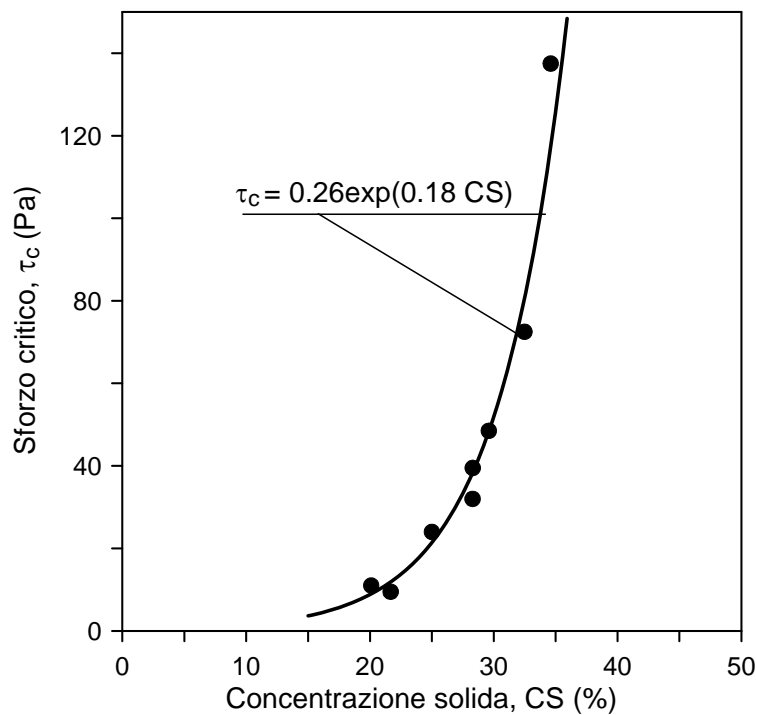


Figura 5.20: sforzo critico, τ_c , in funzione della concentrazione solida per i campione 3 e 5.

5.2 Argilla limosa commerciale

Il materiale, un'argilla di tipo commerciale, si presenta di colore marrone chiaro.

Su di esso sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometrica;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove di taglio diretto;
- prove di tipo reologico.

Le prime 3 prove sono state effettuate presso il laboratorio di geotecnica del dipartimento GEOMAR dell'università degli studi di Padova. Per quanto riguarda invece la caratterizzazione reologica ci si è avvalsi dell'ISTEC del CNR di Faenza e del laboratorio GEODATA di Padova.

Per l'analisi granulometrica è stato sottoposto a vagliatura meccanica per via umida un volume di circa 118.5 grammi; e il passante al vaglio #200 ($d = 0.074$ mm) è stato caratterizzato tramite aerometria. La prova aerometrica permette di determinare indirettamente le dimensioni delle particelle, misurando il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro contenente una dispersione di particelle stesse in acqua distillata. La curva granulometrica ottenuta è mostrata in Figura 5.21.

Il terreno è risultato essere un'argilla limosa. Il materiale è ben selezionato; non si riscontra frazione a grana grossa (trattenuto al vaglio #4, $d = 4.76$ mm, è nullo) e la frazione di sabbia risulta essere molto bassa, inferiore al 5% (trattenuto al vaglio #200, $d = 0.074$ mm).

Molte proprietà meccaniche dei terreni dipendono dal grado di addensamento delle particelle: i terreni sciolti sono in genere meno resistenti e più comprimibili dei terreni densi. Per i terreni a grana fina gli effetti di superficie possono essere significativi, specialmente a bassi livelli tensionali; ne deriva che il massimo volume specifico di un'argilla dipende dalla sua natura mineralogica e dagli elettroliti presente nell'acqua interstiziale. Il volume specifico non può essere misurato direttamente ma può essere calcolato a partire da altre grandezze che si misurano in laboratorio. Uno di questi, di particolare importanza, è la densità specifica dei solidi, $G_s = \gamma_s/\gamma_w$, che è stato determinato su due campione di 28.53 e 26.2 grammi rispettivamente in modo tale da poter affermare la ripetibilità della prova e di conseguenza l'affidabilità del valore trovato. In entrambi i casi è stato riscontrato un valore di G_s pari a 2.7

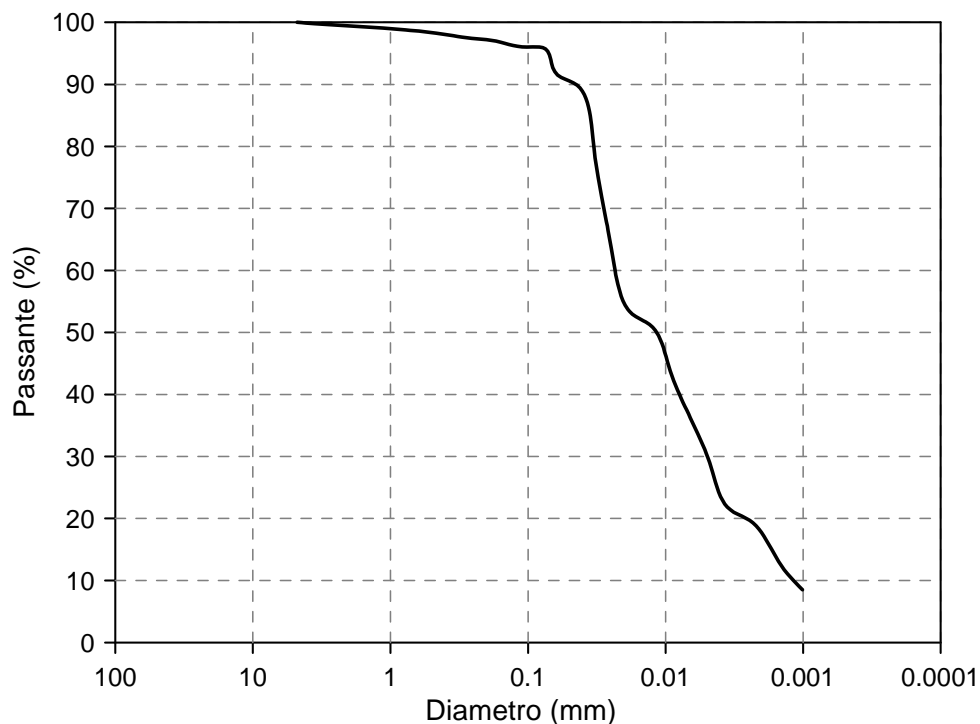


Figura 5.21: curva granulometrica dell'argilla limosa

($G_s = 2.6813$ nel primo caso, $G_s = 2.6802$ nel secondo) mostrando una netta corrispondenza tra le due prove.

Le proprietà meccaniche dei terreni a grana fina dipendono, già come ampiamente descritto in precedenza, dalla forma, dalla tessitura e dalla natura mineralogica delle loro particelle. Il comportamento dei terreni argillosi può essere previsto in base ai valori dei limiti di Atterberg: il limite liquido rappresenta quel valore del contenuto d'acqua per il quale il terreno comincia a scorrere come se fosse un fluido; il limite plastico rappresenta invece quel contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno si comporta in modo fragile. In quest'ottica sono stati determinati per il materiale in esame sia il limite liquido LL che risulta pari a 39, che quello plastico $PL = 25$, da cui poi è stato possibile risalire all'indice di plasticità $PI = LL - PL = 14$.

L'indice di attività A , definito dalla 5.1, in questo caso è pari a 0.85, quindi ne risulta un'argilla mediamente attiva.

La sperimentazione che sarà descritta nel prossimo capitolo ha richiesto la necessità di colorare questa argilla tramite un ossido sintetico nero, per cui si è deciso di misurare di nuovo i limiti di consistenza del terreno mescolato al colorante e acqua in un rapporto in peso, tra acqua e volume, 1:4: questa proporzione di pesi è stata stabilita in seguito a diversi tentativi di omogeneizzazione della miscela terreno, acqua e colore, fino ad ottenere un campione uniformemente colorato. Questa nuova determinazione dei limiti di Atterberg serve

per verificare e stimare le eventuali interazioni del colorante con le proprietà del terreno. Fortunatamente il terreno sembra non risentire della presenza di questa nuova sostanza, in quanto il limite liquido, LL , è risultato pari a 38, e quello plastico, PL , uguale a 25, come nel caso precedente, con un indice di plasticità $PI = 13$.

I dati ottenuti per i due campioni, con e senza colorante, sono riportati nella carta di plasticità di Casagrande riportata in Figura 5.22: come si può notare lo scostamento tra i due campioni è molto piccolo e tale da poter ritenere che il colorante non modifichi le proprietà meccaniche del terreno. Sulla base di questa classificazione grafico il terreno è identificabile come un limo argilloso a bassa plasticità o, alternativamente, come argilla limosa a bassa plasticità in pieno accordo con l'analisi granulometrica.

Allo scopo di avere un'idea del comportamento del materiale quando ha raggiunto grandi deformazioni, si è sottoposto l'argilla ad una prova di taglio diretto. Il campione, di area 36 cm^2 e alto 2.5 cm per un peso secco pari a 122.4 grammi, è stato omogeneizzato con un contenuto d'acqua di circa il 41% (pari a 50.2 grammi), cioè di poco superiore al limite liquido. E' stato consolidato alle pressioni di 25.50 e 100 kPa e portato a rottura con una velocità di scorrimento orizzontale controllata pari a 0.02 mm/min. Si è così ottenuto l'invilup

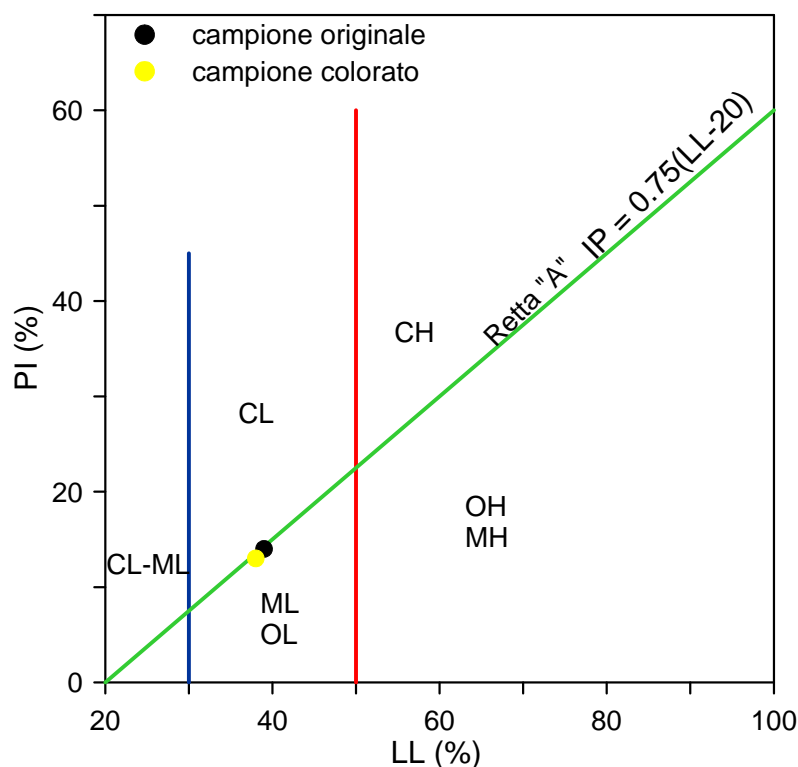


Figura 5.22 : carta di plasticità di Casagrande per il campione originale e colorato

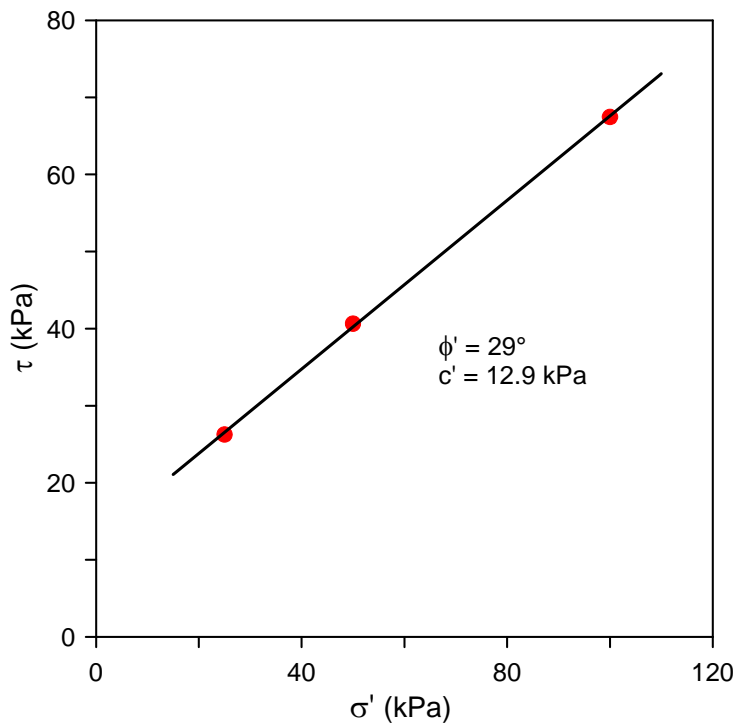


Figura 5.23 : involucro di rottura

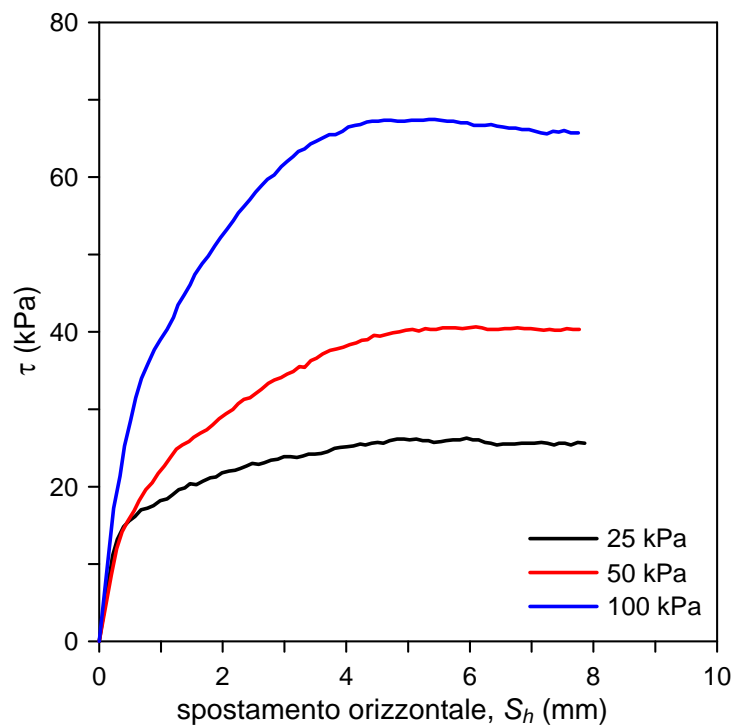


Figura 5.24: curve di resistenza al taglio

po di rottura riportato nella Figura 5.23, il quale indica un angolo d'attrito di 29° e una coesione di 12.9 kPa.

Anche in questo caso si tratta di argilla normalmente o al massimo debolmente sovra consolidata. Infatti la curva della resistenza al taglio (Fig.5.24) presenta andamento asintotico,

senza un'indicazione netta del valore di picco, con una resistenza finale che può essere assunta pari alla resistenza massima.

Per il materiale considerato, le prove reologiche non hanno previsto dei semplici test con rotoviscosimetro FANN VG, le quali permettevano solamente di individuare l'andamento dello sforzo critico, τ_c , e della viscosità dinamica, μ , in funzione della concentrazione solida, CS; ma il materiale in esame è stato sottoposto a prove reologiche atte a capire il comportamento del campione in risposta all'applicazione di uno sforzo esterno (lo sforzo può essere sia una tensione imposta che una deformazione imposta). La reologia, come già dettagliatamente descritto nel capitolo 3, è infatti la scienza che studia le proprietà di scorrimento dei materiali. Da un lato si hanno le deformazioni elastiche dei materiali in fase solida che seguono la legge di Hooke, dall'altro c'è il flusso newtoniano di liquidi e gas. Tra i due estremi ci sono i fenomeni di scorrimento di sostanze quali sospensioni, emulsioni, cioè materiali che mostrano proprietà intermedie tra quelle dei fluidi e quelle dei solidi, come nel nostro caso: colate di argilla.

Allo scopo di meglio comprendere il comportamento dell'argilla durante le prove sui modelli fisici, descritti nel capitolo 6, è stato richiesto all'ISTEC del CNR di Faenza di effettuare una serie di prove reologiche che permettessero di individuare quale modello meglio descriva il rapporto tra la deformazione di flusso del materiale e stato tensionale, visto che la meccanica classica dei fluidi e del continuo risulta insufficiente.

In particolare si è analizzato il comportamento in condizioni di flusso a taglio di sospensioni acquose a diversa concentrazione di argilla in un ampio intervallo di condizioni di velocità di deformazione (5-6 decadi). Inoltre, per una data concentrazione di argilla, si è valutato l'effetto sui parametri reologici d'interesse, τ_c e μ , dell'aggiunta di prefissati quantitativi di sabbia dell'Adige.

L'argilla è stata messa in acqua distillata in quantitativi predefiniti e mescolate in modo da ottenere 50 cm³ di sospensioni al 15, 20, 25, 30 e 35% in volume di argilla. L'omogeneizzazione è stata ottenuta inserendo alcune sferette di allumina all'interno della sospensione e mettendo il tutto in rotazione su un sistema a rulli. I campioni sono stati mantenuti in agitazione anche tra una misura e l'altra per evitare la formazione di sedimenti e l'agglomerazione delle particelle. Le sospensioni preparate in questo modo sono state analizzate a 25°C mediante un reometro rotazionale, di tipo coassiale, a sforzo di taglio controllato (Bohlin C-VOR 120, Malvern) (Figura 5.25), utilizzando un rotore a 4 palette (*vane tool*), di diametro 14 mm e gap 0.7 mm (V14-4b), per evitare problemi di slittamento

alle pareti. Per ridurre l'evaporazione dell'acqua si è utilizzata una guardia idraulica. Le curve di flusso, che permettono di determinare i parametri reologici e la velocità di deformazione in funzione dello sforzo di taglio e, sono state determinate imponendo variazioni continue nel tempo dello sforzo di taglio tra circa 0.1 e 100 Pa, in relazione alla consistenza delle sospensioni.

Nel caso dei reometri di tipo rotazionale la grandezza cinematica è la velocità di rotazione (*angular velocity*) dell'elemento rotante e la grandezza dinamica è il momento torcente (*torque*) da applicare per avere una data velocità di rotazione. Il tipo di moto che si realizza nei reometri rotazionali è un moto a taglio (o di scorrimento o viscometrico) che, date le traiettorie circolari del fluido, ha la possibilità di portarsi in condizioni stazionarie (*steady simple shear flow*). Nel caso particolare si è ricorso ad reometro a palette (o *shear vane rheometer*): tale strumentazione è costruita da quattro palette applicate e centrate su un'asta verticale rotante mediante la quale viene misurato il momento torcente applicato e da un cilindro esterno trasparente che permette la visione del flusso della miscela campione durante lo svolgimento del test geometrico (Fig.5.27). Durante la prova il materiale è trattenuto dalle banderuole rotanti e lo sforzo di taglio si manifesta lungo un cilindro immaginario (avente la medesima scabrezza del materiale) all'interno della miscela. Con questo accorgimento lo slit-



Figura 5.25 : reometro Bohlin C-VOR 120



Figura 5.26 : viscosimetro DV –II+

tamento lungo le superfici sottoposte al taglio è evitato, o per lo meno attenuato. L'asse è poi fatto ruotare a delle prefissate velocità e l'andamento temporale del momento torcente viene misurato da un rilevatore apposito di cui è dotato il reometro.

Partendo dal momento torcente (T), e con riferimento alla Fig. 5.28, è possibile calcolare la resistenza al taglio (τ), mediante la seguente relazione

$$\tau = \frac{T}{2\pi R^2 h} \quad (5.4)$$

dove R è il raggio delle banderuole rotanti. Dalla velocità di rotazione registrata (Ω), è possibile valutare il gradiente di velocità mediante la seguente equazione:

$$\dot{\gamma} = \frac{\Omega R_i}{(R_o - R_i)} \quad (5.5)$$

dove R_o è il raggio del cilindro esterno e R_i invece è quello interno.

Dato che scopo di questa ricerca è anche quello di capire l'influenza che una percentuale di materiale granulare può avere sul comportamento dell'argilla, si sono volute effettuare anche delle prove reologiche di miscele di argilla, sabbia dell'Adige e acqua al fine di verificare se e come la frazione a grana grossa potesse influenzare sia la viscosità che lo sforzo critico del campione. Per questo motivo si sono preparati 500 cm^3 per quattro sospensioni al 25% in volume di argilla contenenti sabbia allo 10, 15 e 20% in peso. Per que-

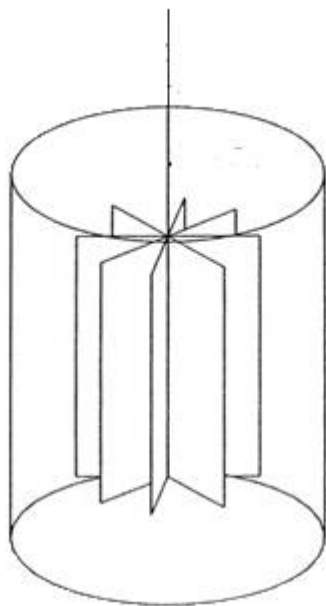


Figura 5.27 : schema di reometro a palette

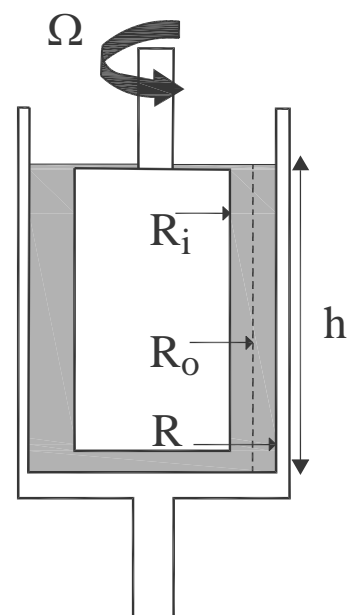


Figura 5.28 : geometria del reometro a palette

ste si è determinata la viscosità a 23-26°C con un viscosimetro Brookfield (RV-DVII+, Brookfield) (Fig. 5.26) equipaggiato con un rotore a disco in un intervallo di velocità di rotazione compreso tra circa 1 e 100 rpm

Poiché per il calcolo delle formulazioni delle sospensioni è richiesta la conoscenza delle densità dell'argilla e della sabbia, queste sono state misurate mediante un picnometro ad elio (Multivolume Pycnometer 1305, Micromeritics). La densità per l'argilla è risultata di 2.68 g/cm³, mentre quella della sabbia di 2.71 g/cm³.

Le prove sono state condotte con gradienti di deformazione angolare compresi fra $2 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ e 1700 s^{-1} , misurando i valori di sforzo di taglio corrispondenti dopo un intervallo di tempo pari a un minuto per permettere l'instaurarsi di condizioni di moto permanente nel campione. I risultati ottenuti, per le diverse concentrazioni di argilla testate, sono riportati nelle Figura 5.29, 5.30 e 5.31.

Le curve di flusso per le sospensioni a diversi contenuti di argilla che si ottengono applicando rampe a sforzo di taglio mostrano un andamento caratterizzato da un plateau newtoniano a basse sollecitazioni, una rapida diminuzione di viscosità in un ristretto intervallo di valori di sforzo e poi la tendenza a raggiungere nuovamente un plateau newtoniano ad alte velocità di deformazione (Fig. 5.29). Le stesse curve possono essere rappresentate mettendo la viscosità in funzione della velocità di deformazione (Fig. 5.30). Dai grafici riportati in queste Figura si può osservare che variazioni di una decade dello sforzo di taglio corrispondono a variazioni in termini di velocità di deformazione di 5 ordini di grandezza e più. Corrispondentemente, con riferimento alla sospensione meno concentrata (15% in volume), la viscosità subisce una diminuzione di oltre 3 ordini di grandezza (da 35 a 0.01 Pa s). Al crescere della concentrazione di argilla la viscosità aumenta progressivamente – ovvero la curva di flusso si sposta sempre più in alto – fino ad arrivare per il campione più denso (al 35% in volume) ad avere valori di viscosità variabili tra 10^5 e 0.1 Pa s.

Poiché si è rilevato un *plateau* newtoniano a basse velocità di deformazione, tali andamenti possono essere definiti come pseudo-plastici: dato che la diminuzione di viscosità è piuttosto rapida il comportamento può essere considerato fortemente pseudo-plastico. Tuttavia, trascurando la regione a basse velocità di deformazione (al di sotto di 0.01 s^{-1}), ipotesi del tutto ragionevole nel nostro caso, visto che nei test su modello fisico (cap. 6) non si scende al di sotto dei 5 s^{-1} , il comportamento del materiale può essere considerato del tutto plastico.

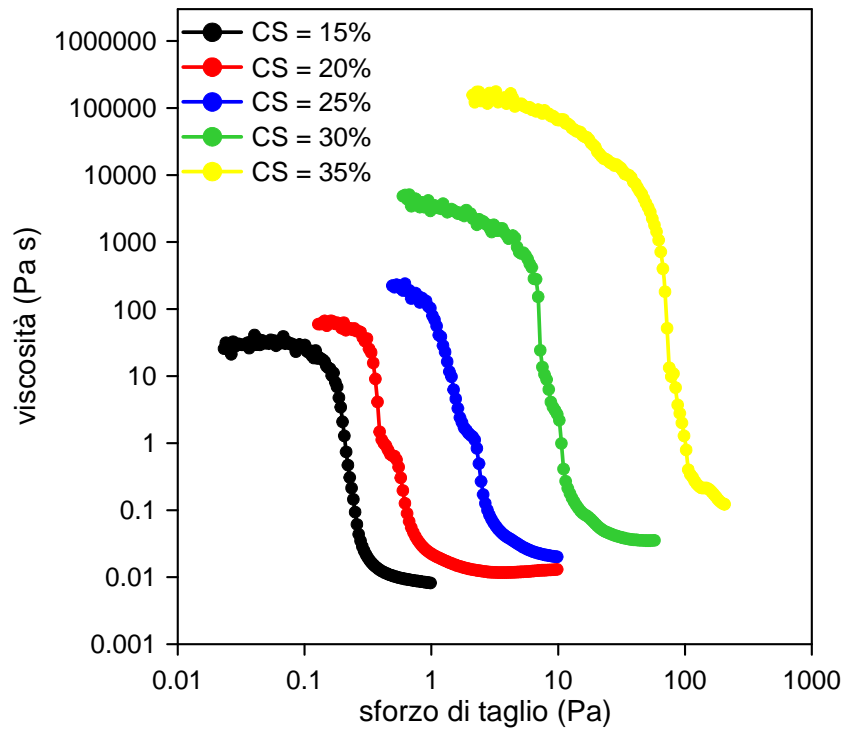


Figura 5.29 : curve di flusso per sospensioni argillose alle diverse concentrazioni solide: viscosità vs. sforzo di taglio.

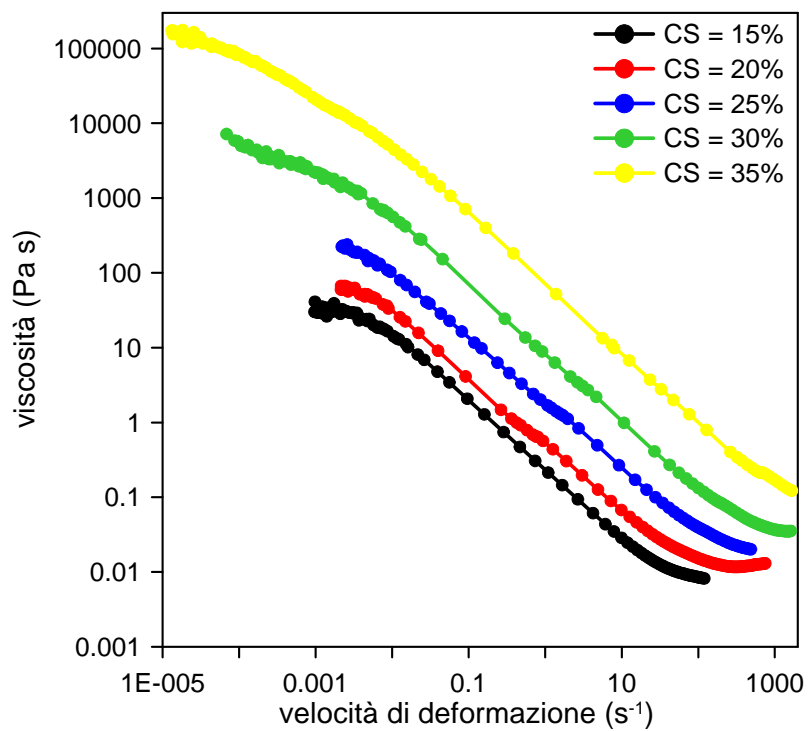


Figura 5.30 : curve di flusso per sospensioni argillose alle diverse concentrazioni solide: viscosità vs. velocità di deformazione.

Dalla Fig. 5.32 risalta l'esistenza di uno sforzo di taglio critico per le miscele di acqua e argilla-limo-sabbia: è necessario superare un certo livello di sforzo affinché ci sia

movimento; ciò è compatibile con diverse osservazioni di carattere sperimentale. La Figura riporta valori di deformazioni inferiori al 15%, non perché le miscele non superino tali grandezze, ma semplicemente perché così è di più facile identificazione il limite di scorrimento τ_c : infatti esso è ben individuabile in corrispondenza del valore di sforzo di taglio per cui la deformazione subisce un rapido aumento.

L'esistenza di uno sforzo critico per le miscele di acqua e terreno sottoposte a prove reologiche è compatibile con diverse osservazioni di carattere sperimentale. Alcuni autori (Coussot, 1997; Coussot et al., 1998) hanno messo in relazione le caratteristiche reologiche delle miscele alla frazione di particelle fini presenti in esse evidenziando che al crescere del contenuto di questi ultimi diminuisce la concentrazione solida necessaria perché si abbia un comportamento non-newtoniano del flusso.

Il più semplice e diffuso modello reologico utilizzato in letteratura per descrivere questo tipo di comportamento è quello visco-plastico alla Bingham. Alcuni autori hanno tuttavia evidenziato come il suddetto modello si adatti alla maggior parte dei dati sperimentali solo in un intervallo del gradiente di deformazione angolare applicato superiore a 5 s^{-1} : questa restrizione ben si adegua alle condizioni di moto che si instaurano nei test sperimentali in canaletta che si vogliono effettuare (capitolo 6), dove appunto il gradiente di velocità varia in un range tra 5 s^{-1} e 70 s^{-1} .

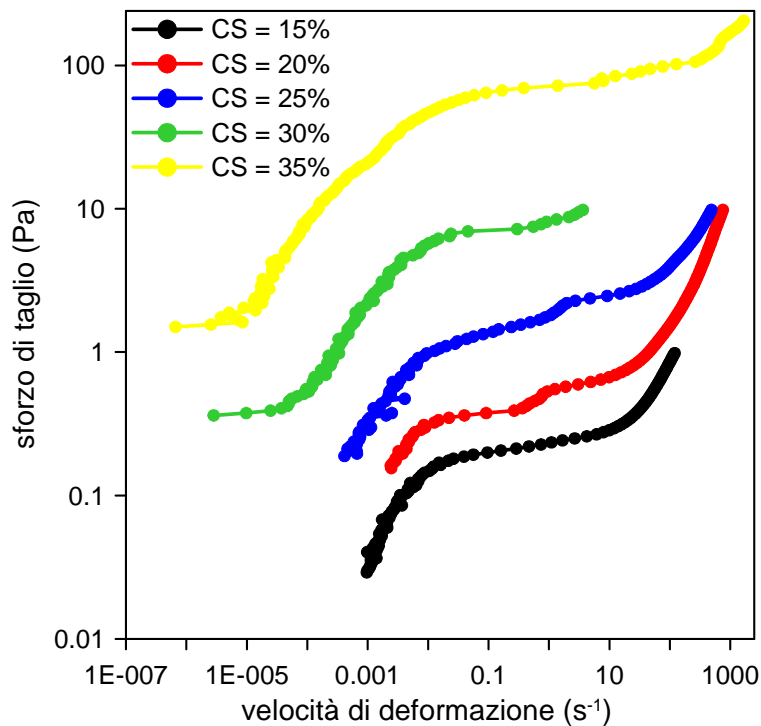


Figura 5.31: curva reologica per le diverse concentrazioni solide di argilla

Bisogna appunto sottolineare come, in questo tipo di prove reologiche, l'intervallo del gradiente di deformazione angolare comprende diversi ordine di grandezze, come appunto dimostra la Figura 5.31. Ma allo scopo di meglio interpretare i risultati acquisiti e soprattutto di meglio relazionare tali risultati con l'oggetto di questa ricerca, cioè le propagazione di colate di fango in modelli fisici di laboratorio, si è scelto di non considerare valori del gradiente di deformazione inferiori a circa 5 s^{-1} . Inoltre numerosi autori hanno evidenziato che l'intervallo più frequente del gradiente di deformazione angolare per miscele di acqua e argilla-limo-sabbia in natura è compreso fra 5 s^{-1} e 50 s^{-1} e che raramente si registrano valori superiori a 100 s^{-1} , in pieno accordo coi nostri dati sperimentali. Così la Figura 5.33 riporta l'andamento dello sforzo di taglio in funzione del gradiente di velocità di trascurando, come già detto in precedenza, le basse deformazioni (al di sotto di 5 s^{-1}): si può notare come il comportamento del materiale sia ben approssimabile da una legge lineare di Bingham, i cui valori di sforzo critico τ_c e viscosità dinamica μ sono riassunti, al variare della concentrazione solida, nella tabella. 5.8

Nelle Figura 5.34 e 5.35 sono riportati i valori dei parametri reologici τ_c e μ reologiche al variare della concentrazione solida, anche qui ben approssimati da una legge esponenziale.

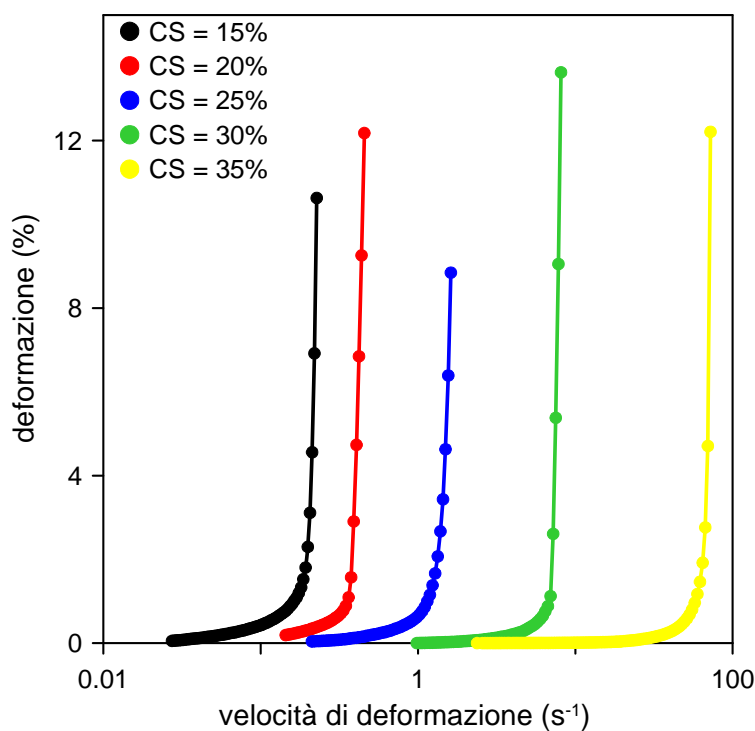


Figura 5.32: andamenti della deformazione in funzione dello sforzo di taglio

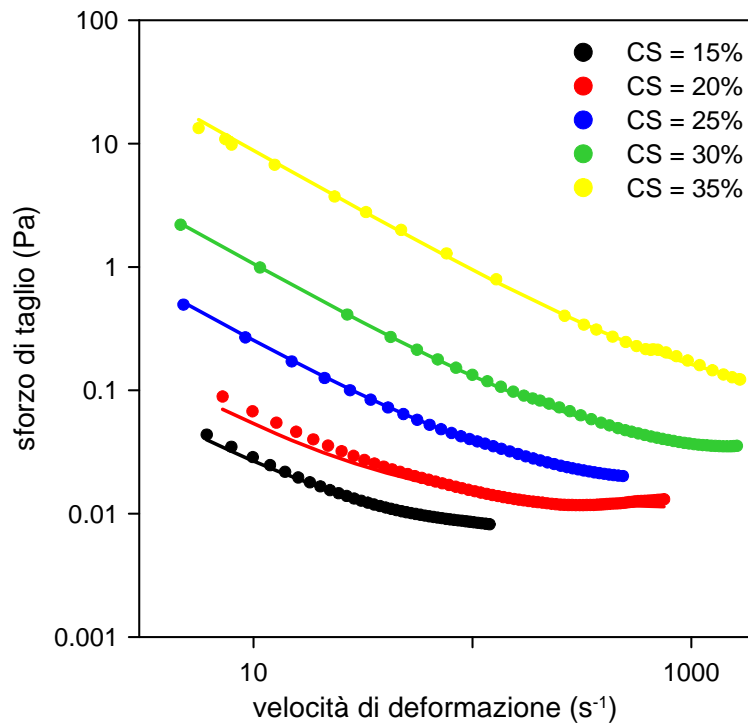


Figura 5.33 : curve di flusso per le diverse sospensioni argillose e interpolazione con la legge di Bingham

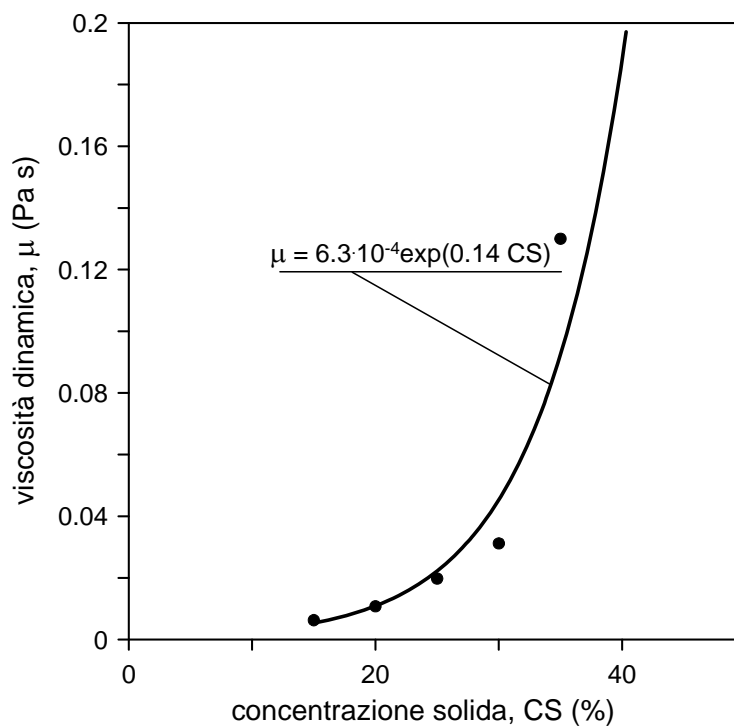


Figura 5.34 : viscosità dinamica, μ , in funzione della concentrazione solida

A causa della granulometria grossolana della sabbia non è possibile utilizzare la geometria ed il reometro rotazionale utilizzati per le sospensioni di sola argilla, pertanto si è

fatto ricorso ad un viscosimetro di tipo empirico (Brookfield) (Fig. 5.26) per il quale le dimensioni delle particelle non costituiscono un problema se comunque la percentuale di sabbia è limitata.

Il principio di funzionamento dello strumento si basa sul fatto che lo scorrimento della miscela nell'intercapedine, provocato dall'imposizione al cilindro interno di una rotazione a velocità angolari fissate mentre il cilindro esterno è mantenuto fermo, richiede una coppia. Le letture che si hanno a disposizione sono quelle del numero di giri al minuto del cilindro interno e della corrispondente misura di viscosità in mPa s. La viscosità Brookfield delle sospensioni al 25% in volume di argilla con contenuti di sabbia paria a 10, 15 e 20% in peso sono state determinate applicando variazioni continue di velocità di rotazione del rotore tra cir

Tabella 5.8. Sforzo critico τ_c , e viscosità μ

CS (%)	τ_c (Pa)	μ (Pa s)
15	0.209	0.0063
20	0.428	0.0108
25	1.452	0.0198
30	7.913	0.0312
35	63.02	0.1300

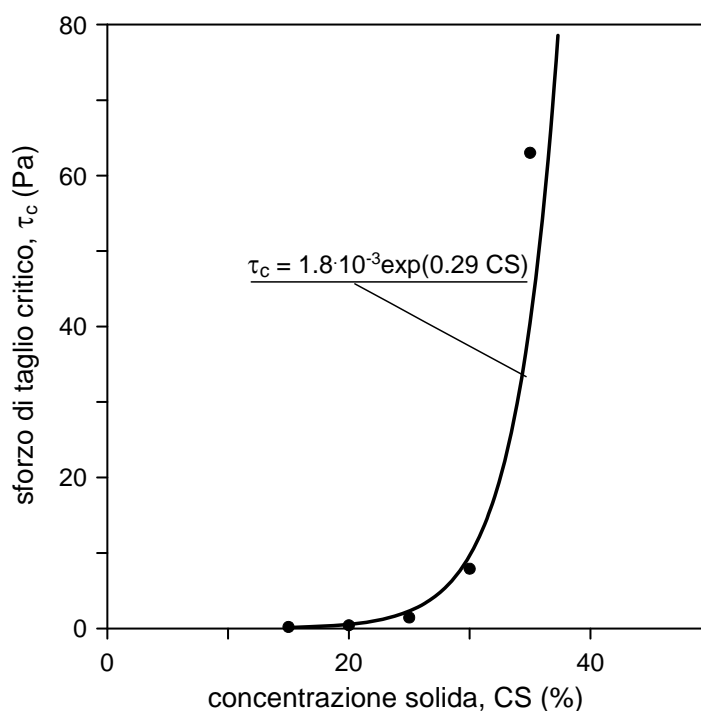


Figura. 5.35: sforzo critico, τ_c , in funzione della concentrazione solida

ca 1 e 100 rpm. Gli andamenti di viscosità Brookfield ottenuti mostrano andamenti pseudoplastici con viscosità crescenti al crescere del contenuto di sabbia (Fig.5.36): la frazione grossolana aumenta i fenomeni di attrito nel moto di scorrimento dei fluidi, quindi aumenta la resistenza che la miscela argilla - sabbia - acqua oppone ad un suo possibile moto.

Per avere un confronto con le viscosità ottenute per le sospensioni di sola argilla si possono convertire i dati di momento torcente e velocità di rotazione in, rispettivamente, sforzo di taglio e velocità di deformazione. Ma a causa della geometria del viscosimetro Brookfield i campi di velocità e degli sforzi che si generano all'interno del fluido sono complessi da descrivere matematicamente. E' stato così necessario risolvere il problema con approcci più semplici e quindi ricorrere a metodi approssimativi (P. Mitschka, 1982).

Il metodo di Mitschka (1982) consente di effettuare la conversione in modo semplice e pare con buoni risultati: sostanzialmente ha individuato dei fattori di conversione, k_T e k_N , tra le proprietà macroscopiche e quelle locali:

$$\tau(Pa) = k_T(No.Spindle) \cdot \%Torque \quad (5.6)$$

$$\dot{\gamma}(s^{-1}) = k_N(No.Spindle, n) \cdot N(rpm) \quad (5.7)$$

dove $\%Torque$ e $N(rpm)$ sono le grandezze misurate dal viscosimetro, cioè la viscosità di

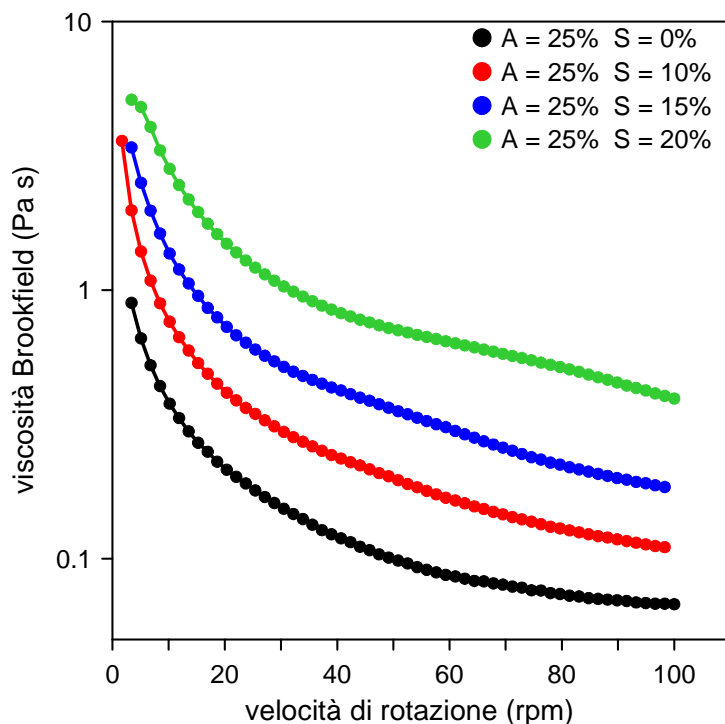


Figura 5.36: viscosità Brookfield in funzione della velocità di rotazione per le sospensioni al 25% in volume di argilla con contenuti di sabbia pari a 0, 10, 15 e 20% in peso.

Brookfield da una parte e il numero di giri dall'altra. Mentre k_T dipende solo dal numero della girante utilizzata, k_N dipende anche dal parametro n che rappresenta l'esponente della legge di potenza che, si suppone, segue il materiale:

$$\tau = k\dot{\gamma}^n \quad (5.8)$$

La Tabella 5.9 riporta i valori dei fattori di conversione k_T e k_N .

Le curve di flusso che si ottengono per le sospensioni di argilla a diversi contenuti di sabbia sono riportate in Fig. 5.37 e 5.38. Anche questi grafici confermano come l'aggiunta di sabbia contribuisca ad aumentare la resistenza meccanica del terreno, infatti maggiore è la percentuale di sabbia presente nel campione maggiore è lo sforzo di taglio registrato dal viscosimetro (Fig. 5.37). Lo stesso concetto vale anche per la viscosità (Fig. 5.38).

E' necessario sottolineare come lo scostamento tra comportamento della sola argilla e della miscela argilla-sabbia tende a crescere all'aumentare della percentuale di sabbia, anche se dal punto di vista qualitativo l'andamento è simile in tutti e quattro campioni testati. Questo è confermato da precedenti studi (O'Brien *et al.*, 1988, Major e Pierson, 1992), i quali avevano appunto affermato che la concentrazione di sabbia non superava il 20% il comportamento reologico del terreno era dominato appunto dalla matrice fine, mentre se la percentuale di materiale granulare aumentava il contributo attritivo diventava via via più importante fino a dominare e di conseguenza il materiale non era più governato da una legge viscosa, ma si comportava come un flusso visco-granulare (paragrafo 3.8.). Purtroppo non è stato possibile

Tabella 5.9: fattori di conversione per il viscosimetro di Brookfield (Mitschka, 1982)

Spindle number	1	2	3	4	5	6	7	
k_T	0.035	0.119	0.279	0.539	1.05	2.35	8.4	
k_N $n =$	0.1	1.728	1.431	1.457	1.492	1.544	1.366	1.936
	0.2	0.967	0.875	0.882	0.892	0.907	0.851	1.007
	0.3	0.705	0.656	0.656	0.658	0.663	0.629	0.681
	0.4	0.576	0.535	0.530	0.529	0.528	0.503	0.515
	0.5	0.499	0.458	0.449	0.445	0.442	0.421	0.413
	0.6	0.449	0.404	0.392	0.387	0.382	0.363	0.346
	0.7	0.414	0.365	0.350	0.343	0.338	0.320	0.297
	0.8	0.387	0.334	0.317	0.310	0.304	0.286	0.261
	0.9	0.367	0.310	0.291	0.283	0.276	0.260	0.232
	0.1	0.351	0.291	0.270	0.262	0.254	0.238	0.209

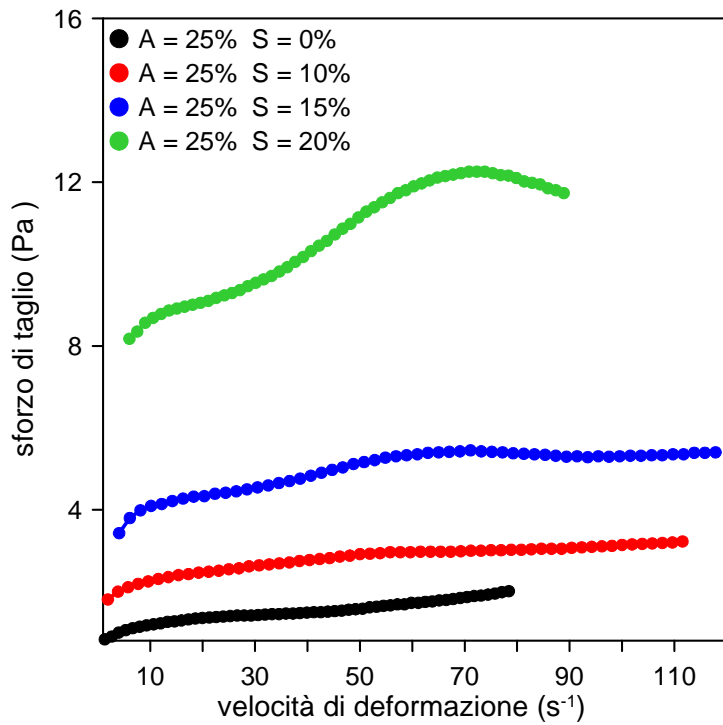


Figura 5.37: curva reologica per le diverse miscele

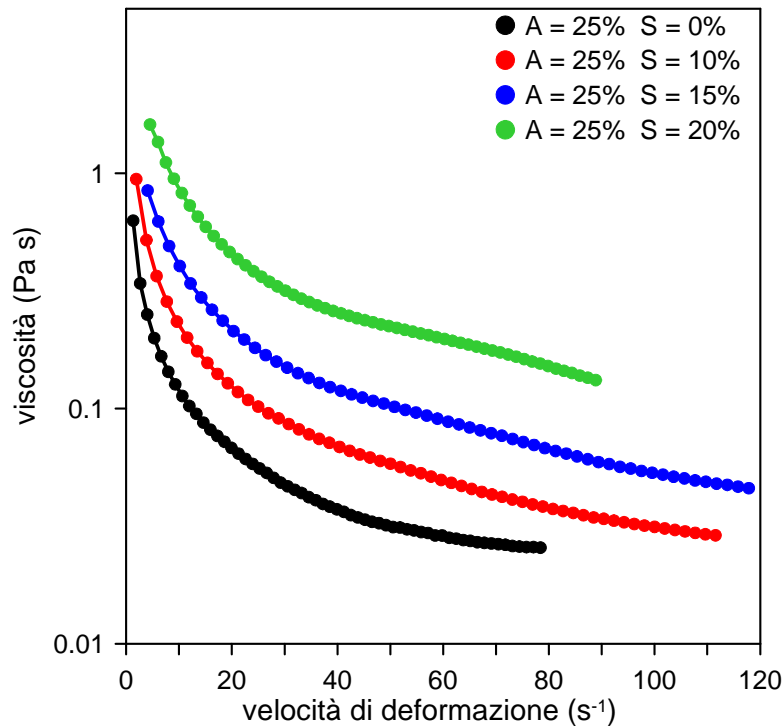


Figura 5.38: curve di flusso per le diverse miscele di sabbia, argilla e acqua

effettuare prove con percentuali maggiori di sabbia a causa delle caratteristiche dei reometri utilizzati: la geometria di tali strumenti non permette misurazioni di miscele grossolane, in

quanto le dimensioni dei grani non permettono alcun scivolamento della miscela all'interno del dell'apparecchio stesso.

Si è già detto in precedenza che questo tipo di miscele mostrano un comportamento di tipo pseudo-plastico (Fig. 5.37), soprattutto quando aumenta la quantità di sabbia presente nel campione. Infatti dalla Fig. 5.39 si nota come un'interpolazione con la legge di Bingham ben approssima le prime due sospensioni testate (quelle con 0 e 10% di sabbia rispettivamente) mentre per le altre due il *fitting* risulta meno accurato. Infatti, a conferma di quanto già detto sopra, probabilmente la presenza di una significativa frazione grossolana va ad influenzare l'aspetto viscoplastico dell'argilla, fornendo un contributo frizionale. Ma se si considera un range di velocità di deformazione compreso tra 5 e 70 s⁻¹, che sono poi i valori con cui si lavora nei modelli fisici di laboratorio (capitolo 6), allora l'approssimazione di Bingham risulta più che soddisfacente, come appunto dimostra la Fig. 5.40.

Confrontando le curve di flusso ottenute da questa conversione con la curva di flusso per il campione privo di sabbia ottenuto con il reometro rotazionale BOHLIN si vede che, tutto sommato, c'è sufficiente accordo tra i dati (Fig.5.41). Nell'intervallo di velocità di deformazione applicato dal viscosimetro Brookfield, la curva relativa al campione privo di sabbia testato con il reometro rotazionale si colloca più in alto rispetto a quanto si ottiene dalla trasformazione dei dati Brookfield con il metodo Mitschka. In pratica è vicina alla curva per la sospensione con il 10% in peso di sabbia. Tuttavia questo scostamento può essere giustificato tenendo conto che il viscosimetro Brookfield (nella configurazione utilizzata) è comunque uno strumento di tipo empirico, che nella trasformazione dei dati sono state fatte delle approssimazioni e, soprattutto, che i dati sono affetti da una scarsa riproducibilità

In ogni caso si può concludere affermando che l'introduzione di sabbia nel campione con il 25% in volume di argilla produce un aumento di viscosità, e quindi di resistenza, tanto maggiore quanto maggiore è il contenuto di sabbia: queste considerazioni ovviamente valgono per percentuali di sabbia inferiori o al limite uguale al 20%, sarebbe stato interessante per percentuali maggiori valutare la risposta del materiale in termini di viscosità e sforzo tangenziale. Purtroppo ciò non è stato possibile a causa dei limiti tecnici dell'apparecchiatura utilizzata, ciò nonostante si possono ritenere più che sufficienti i dati fin qui ottenuti visto che le prove in canaletta (capitolo 6) riguardano, nella maggior parte dei casi, percentuali di sabbia al di sotto del 20%.

In aggiunta alle prove sopra descritte, l'argilla commerciale è stata sottoposta ad ulteriori prove reologiche tramite il FANN –VG *rheometer* (presso il laboratorio GEODATA di Padova), come era stato precedentemente effettuato per il materiale proveniente dal bacino

del Tessina (paragrafo 5.1). Le letture che si hanno a disposizione sono ancora quelle del numero di giri al minuto del cilindro interno e del corrispondente segnale S emesso dal misuratore elettrico di coppia (lettura FANN).

In particolare sono state eseguite due tipologie di test:

- prove AA: 4 campioni di argilla vagliata al passante 40 con diversi contenuti d'acqua;
- prove AS: 5 campioni (400 cc ciascuno) contenenti sospensioni miste di argilla (a diverse concentrazioni volumetriche), vagliata al passante 40, e sabbia (a diverse percentuali in peso rispetto all'argilla).

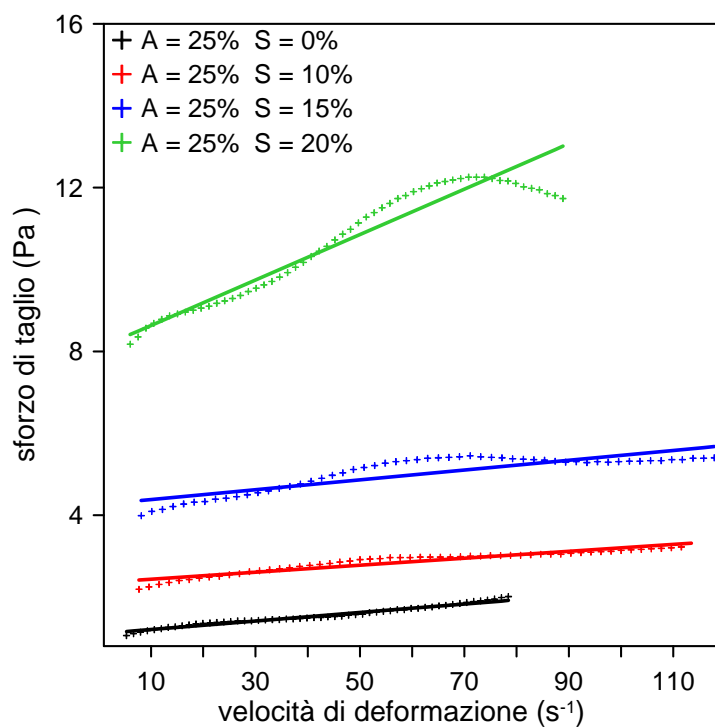


Figura 5.39: curve di flusso per le diverse miscele argilla - sabbia e interpolazione con la legge di Bingham

Tabella 5.10: sforzo critico e viscosità apparente per le prove AA

Campione	W(%)	CS _{tot} (%)	Lecture FANN (Pa s)		μ (Pa s)	τ_c (Pa)
			300 giri	600 giri		
AA 1	119.8	23.75	9	15	0.006	29.43
AA 2	97.7	27.64	12	22	0.01	19.62
AA 3	85.1	30.48	23	37	0.014	88.29
AA 4	77.8	32.41	37	50	0.013	235.44

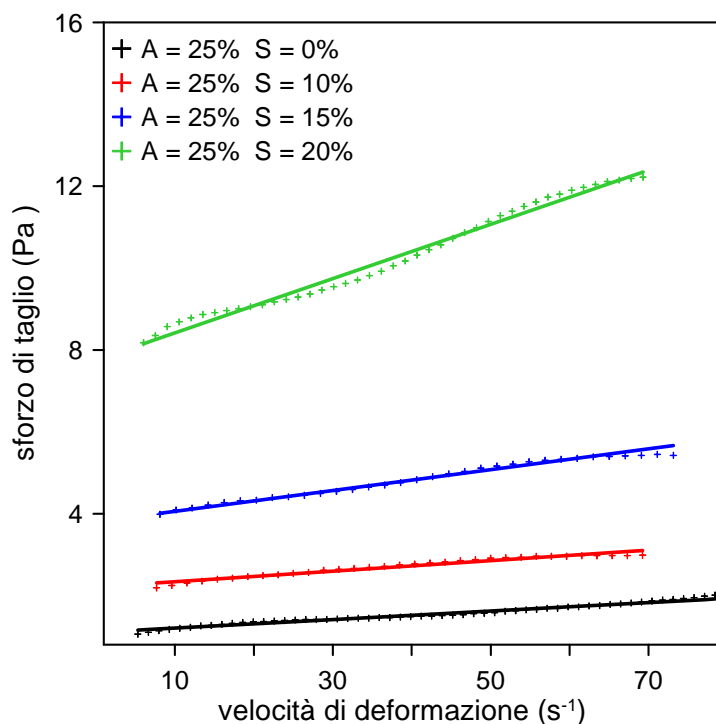


Figura 5.40: curve di flusso per le diverse miscele argilla-sabbia e interpolazione con Bingham in un intervallo di $\dot{\gamma}' = 5 : 70 \text{ s}^{-1}$

I risultati ottenuti sono riassunti nelle tabelle 5.10 e 5.11, e nelle Figure 5.42, 5.43 e sono state elaborate seguendo le relazioni (3.23). Sia la viscosità dinamica, μ , che lo sforzo critico, τ_c , mostrano un rapido incremento al crescere della concentrazione solida, sia per i campioni con solo argilla che per quelli con percentuali di sabbia.

Dalla Figura 5.42 a) appare evidente come, a parità di concentrazione solida totale, i campioni con sabbia presentino valori di viscosità maggiori rispetto a quelli con sola argilla: la differenza maggiore si riscontra per percentuali di sabbia maggiori al 20%; infatti i valori di viscosità per i campioni con percentuali di sabbia compresi tra il 5 e il 20% sono di poco mag-

Tabella.5.11: sforzo critico e viscosità apparente per le prove AA

Campione	% sabbia	CS_{tot} (%)	CS_{sabbia} (%)	Lecture FANN (Pa s)		μ (Pa s)	τ_c (Pa)
				300 giri	600 giri		
AS 1	5	33.87	1.69	24	46	0.04	9.81
AS 2	10	32.76	3.24	20	39	0.027	33.1
AS 3	15	35.06	5.13	26	49	0.023	29.43
AS 4	20	37.42	7.17	31	58	0.021	50.02
AS 5	25	38.24	8.98	45	84	0.019	58.86

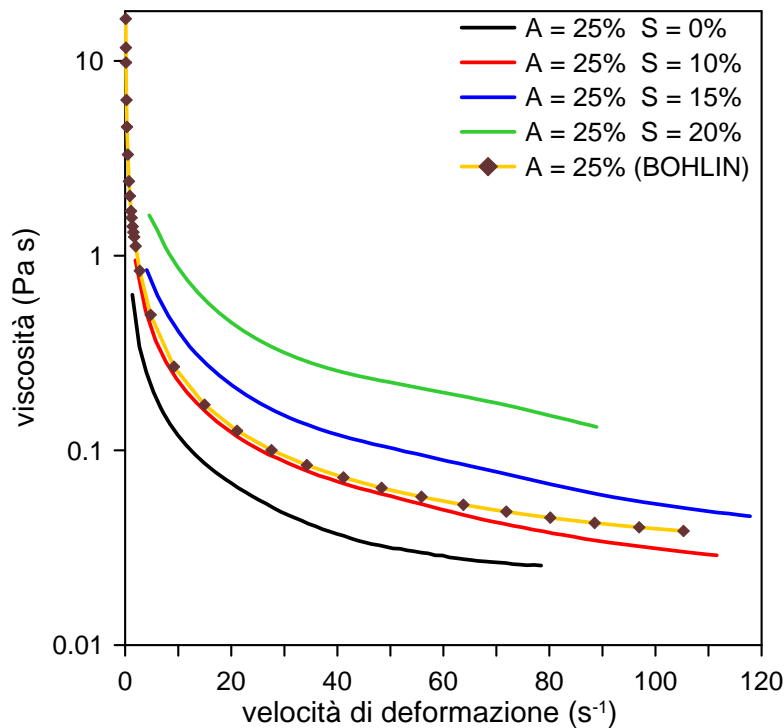


Figura 5.41 : confronto tra le curve di flusso per le sospensioni argilla e sabbia, ottenute col metodo Mitschka, con la curva di flusso per la sospensione A25, ottenuta col reometro BOHLIN.

giori rispetto ai campioni con solo argilla, mentre, superata la soglia del 20%, i valori di μ_b subiscono un notevole aumento. Ciò è confermato anche dalla Figura 5.42 b), dalla quale si può notare come si ha un rilevante incremento di μ per una concentrazione solida di sabbia C_{sabbia} , definita come V_{sabbia}/V_{tot} , pari a 8.98% (corrispondente appunto al 25% di sabbia rispetto al peso dell'argilla); è da sottolineare comunque che la viscosità aumenta in maniera esponenziale con l'aumento di C_{sabbia} , così come succedeva per la concentrazione solida totale, anche se in maniera meno pronunciata.

Per quanto riguarda invece lo sforzo critico τ_c , invece la situazione è esattamente opposta, nel senso che, a parità di concentrazione solida totale, oppone più resistenza un campione con solo argilla piuttosto che quello con presenza di sabbia: quindi affinché ci sia movimento la sospensione di sabbia e argilla necessitano di una concentrazione solida minore rispetto ad una sospensione pura di argilla (Fig. 5.43). In sostanza per mobilizzare la miscela di sabbia – argilla è richiesto un contenuto d'acqua minore rispetto ad una miscela di solo argilla: in riferimento alla Fig. 5.44, il limite di scorrimento per le prove AA è caratterizzato da contenuti d'acqua rispetto alla matrice fine W_f (calcolato rispetto alla quantità della sola argilla, paragr. 6.2.3) superiori rispetto alle prove AS. Quindi minore è la quantità di matrice

fine presente in un campione, minore è il contenuto d'acqua necessario perché esso si mobiliti. Questo aspetto conferma l'ipotesi per cui è la frazione fine a governare il comportamento reologico del materiale, infatti, sempre in relazione alla Fig. 5.44 (curva AS), maggiore è la quantità di argilla presente nel campione maggiore è il contenuto d'acqua richiesto per superare il limite di scorrimento e maggiore è la sua resistenza. Quindi il comportamento non-newtoniano di una miscela dipende oltre che dalla mineralogia del materiale, anche dalla sua granulometria.

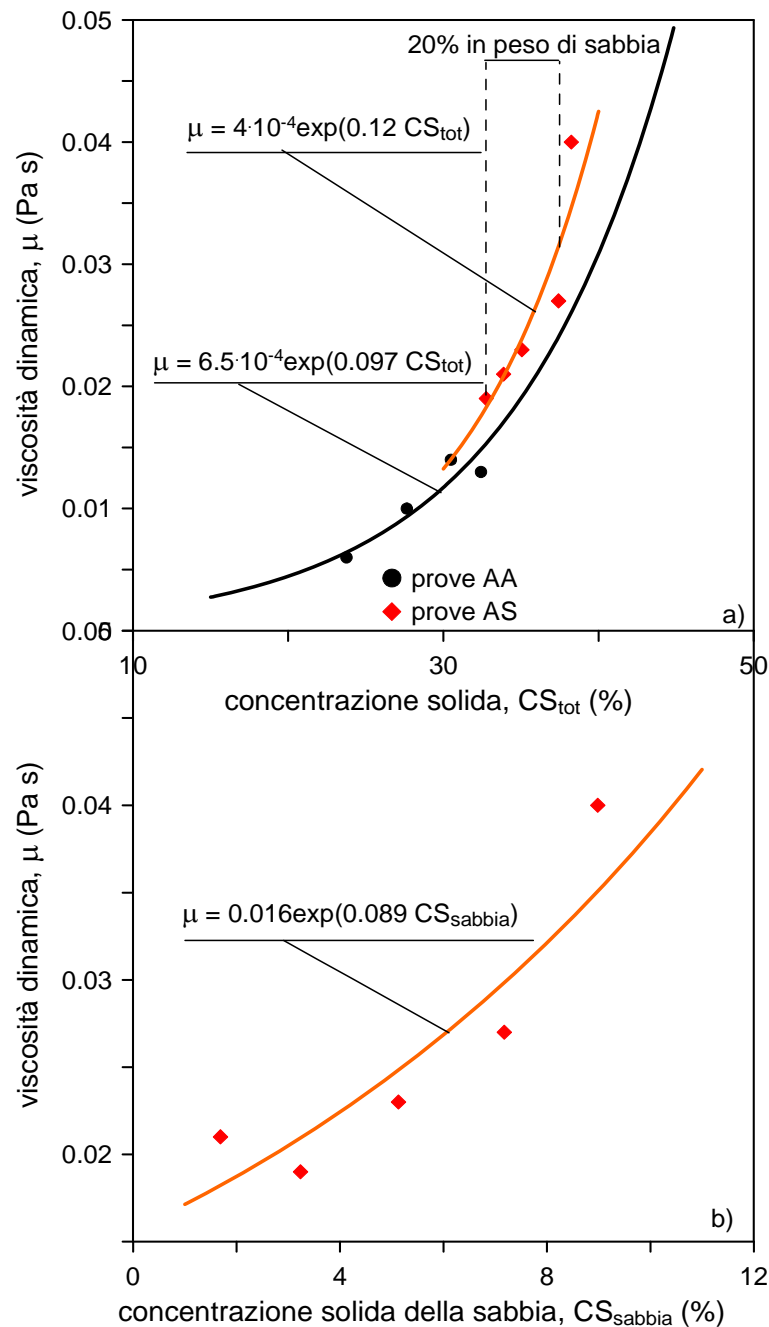


Figura 5.42: viscosità dinamica, μ , in funzione a) della concentrazione solida totale b) della concentrazione solida di sabbia per le prove AA e AS

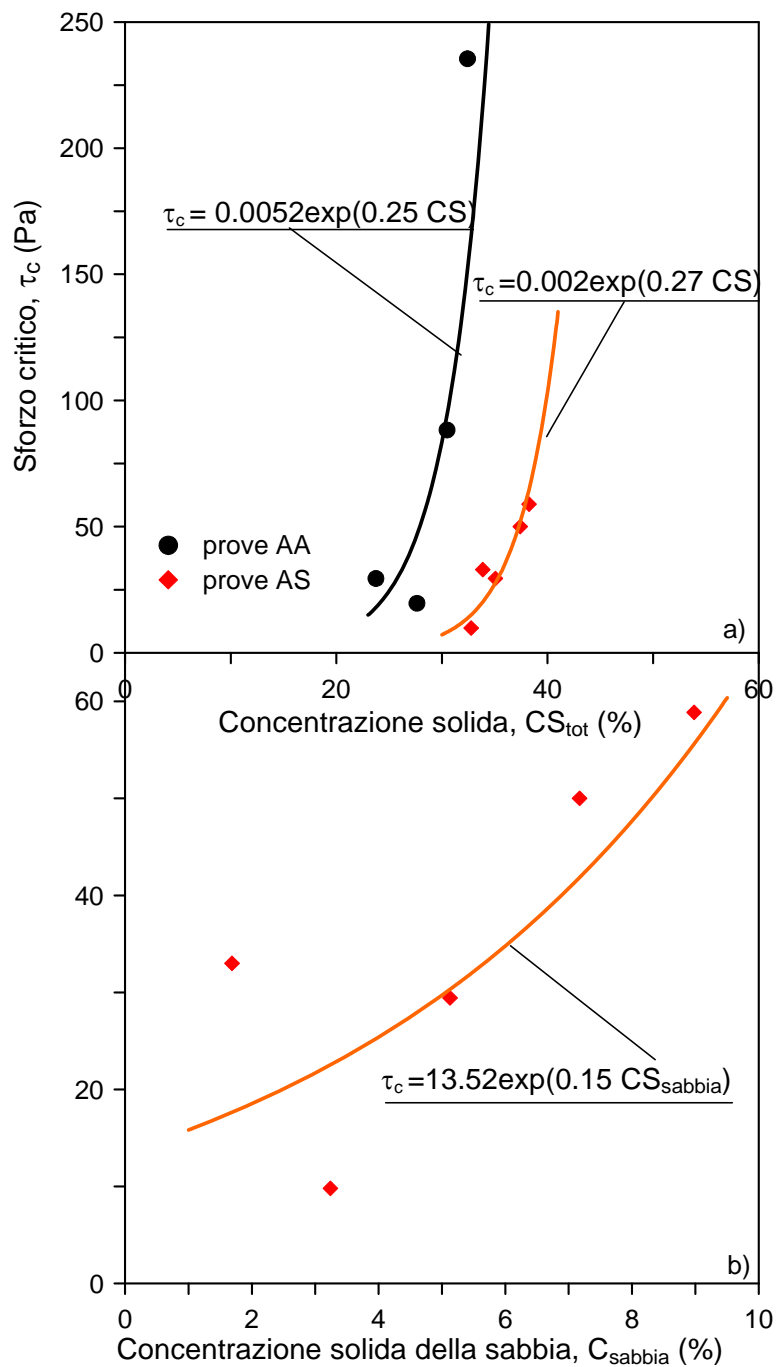


Figura 5.43: sforzo critico, τ_c , in funzione a) della concentrazione solida totale b) della concentrazione solida di sabbia per le prove AA e AS

Bisogna comunque sottolineare che al diminuire del contenuto d'acqua della matrice argillosa l'andamento dello sforzo critico del campione AS tende ad avvicinarsi a quello del campione AA, anzi un certo valore limite di contenuto d'acqua W_f^* oltre il quale lo sforzo critico risulta maggiore di quello del campione AA, anzi tende a infinito: probabilmente in

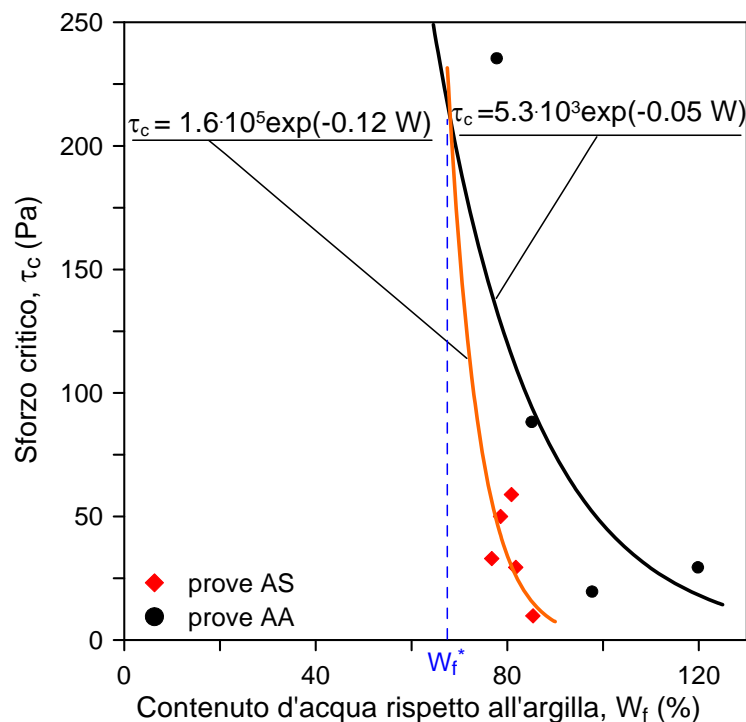


Figura 5.44: sforzo critico, τ_c , in funzione di W_f per le prove AA e AS.

questo caso la quantità di sabbia nella miscela, rispetto all'argilla, è tale che il volume d'acqua presente non è sufficiente a far muovere il campione

5.3 Sabbia dell'Adige

Nella sperimentazione su modelli fisici è stata infine utilizzata la sabbia dell'Adige, di cui si riporta la curva granulometrica in Figura 5.45, ottenuta per vagliatura meccanica del materiale secco. E' una sabbia medio-fine, poco graduata, infatti presenta un coefficiente di uniformità $Cu = D_{60}/D_{10} = 2.04$ e un diametro medio $D_{50} = 0.42$ mm. Il suo peso specifico $G_s = 2.71$. La determinazione dell'indice dei vuoti minimo e massimo per la valutazione della densità relativa Dr è stata effettuata utilizzando la procedura standard ASTM n D4253 e n. D4254 del 1983; i risultati espressi in termini di peso dell'unità di volume del terreno secco γ_d sono:

- $\gamma_{d,min} = 13.58 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{d,max} = 16.51 \text{ kN/m}^3$;

I grani della sabbia secondo analisi mineralogico-morfologica, eseguita presso l'Istituto di Mineralogia della Facoltà di MM. FF. NN. dell'Università di Padova, hanno un indice di sfericità medio pari a 0.8 (secondo la classificazione di Rittenhouse, 1943), e si

presentano mediamente sub-angolosi (secondo Powers, 1953). La frazione carbonatica è uguale al 19-20%, mentre la percentuale di quarzo è variabile tra il 30 e il 40%. L'angolo di resistenza di picco, determinato attraverso semplici prove di taglio diretto su campioni ricostituiti, varia tra 44.3° e 40.6° quando il range di sforzo verticale applicato varia tra 30 e 500 kPa; l'angolo d'attrito critico invece si stabilizza intorno a 35.5° . (Simonini, 1996).

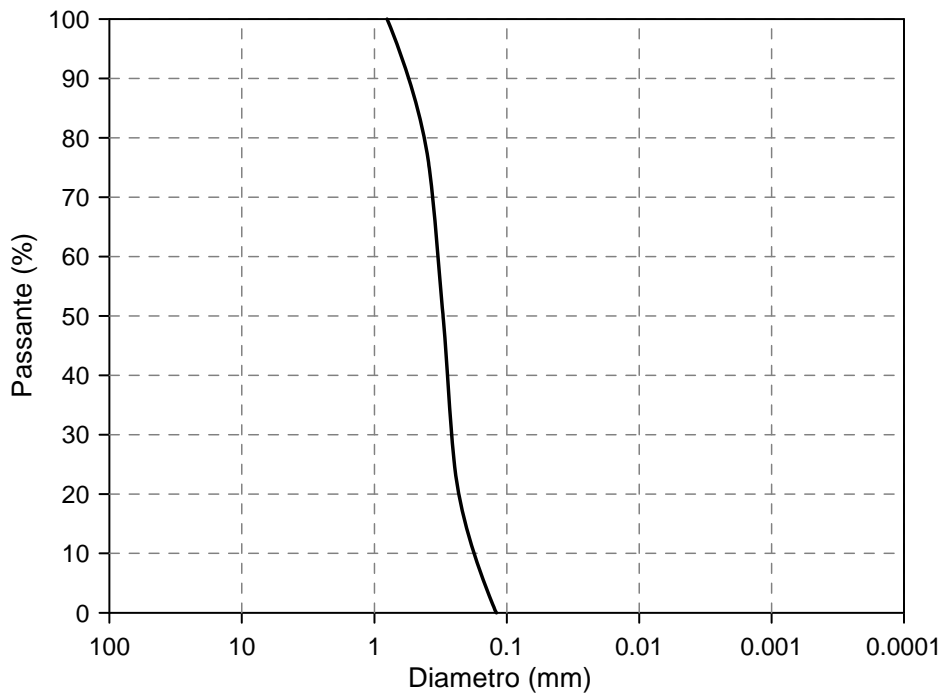


Figura. 5.45: curva granulometrica della sabbia dell'Adige.

6. MODELLAZIONE FISICA DELLA FASE DI PROPAGAZIONE DI UNA COLATA DI FANGO

6.1 Introduzione

La fase di propagazione di un fenomeno di colata ne stabilisce la sua pericolosità, in termini di velocità, volumi trasportati e percorso effettuato. Lo studio di questa fase presenta notevoli difficoltà dovute al comportamento della massa in frana che può essere assimilato ad un fluido equivalente e quindi non è più riconducibile alla meccanica delle terre tradizionale.

Così al fine di capire meglio i meccanismi di evoluzione di una colata sono stati condotti dei test sperimentali su due modelli fisici:

1. piano inclinato su cui è stato fatta scorrere una miscela di terreno e acqua, monitorando prevalentemente l'evoluzione delle caratteristiche geometriche delle colate, quali la distanza di arresto e allargamento laterale.
2. canaletta appositamente strumentata al fine di studiare più approfonditamente lo sviluppo del fenomeno testato sotto due aspetti diversi:
 - l'andamento delle pressioni interstiziali nel tempo;
 - i possibili processi di erosione in seguito al passaggio di una colata.

Entrambi i modelli rappresentano un utile strumento di indagine dei fenomeni di colata in quanto permettono di identificare e valutare i parametri fondamentali che governano il comportamento di questi flussi; inoltre sono fondamentali per verificare e calibrare il codice numerico SPH e quindi accertarne l'affidabilità.

Infatti le prove sperimentali consentono di determinare con molta accuratezza e in condizioni controllate le grandezze fondamentali di un flusso di colata: distanza massima percorsa, velocità, allargamento, altezze di colata, pressioni neutre ed erosione al fondo. Inoltre dall'analisi di queste grandezze è possibile da un lato valutare l'effetto dei parametri reologici e meccanici sul fenomeno stesso e dall'altro stimare l'influenza dei parametri calibrati nella modellazione numerica.

Per analizzare il comportamento di questi flussi è indispensabile progettare e realizzare appositi modelli fisici, che consentano di ricreare il particolare fenomeno che si vuole osservare, e che siano ovviamente strumentati in maniera tale da consentire il monitoraggio delle grandezze di interesse. Gli autori (Eckersley, 1990; Okura *et al.*, 2002;

Wang e Sassa, 2001; Spence e Guymer, 1997; Lacerda *et al.*, 2003) che si sono dedicati a questo tipo di sperimentazione hanno realizzato ed utilizzato apparecchiature alquanto differenti. In particolare, la maggior parte dei modelli fisici e della relativa strumentazione sono stati realizzati, di volta in volta, per indagare un particolare aspetto del fenomeno. Così, ad esempio, Eckart *et al.* (2002) realizzano un canale con pareti trasparenti ed utilizzano un sistema di telecamere per lo studio della cinematica di colate di materiali granulari asciutti. Eckersley (1990) utilizza un canale attrezzato a tergo con un serbatoio per provocare l'innalzamento della falda ed innescare in tal modo la rottura; il modello è strumentato con trasduttori di pressioni neutre e celle di carico per misurare lo stato di sforzo in alcuni punti alla base del deposito. Wang e Sassa (2001) mettono a punto un sistema artificiale di riproduzione della pioggia su di un deposito realizzato in un canale inclinabile con pareti trasparenti strumentato con un unico trasduttore di pressione neutra sul fondo ed una telecamera laterale per individuare le possibili correlazioni tra entità delle pressioni neutre a rottura e cinematisimo della frana. In alcune esperienze (Spence e Guymer, 1997; Eckart *et al.*, 2002) lo studio del meccanismo di rottura è completamente tralasciato, ponendo maggiore attenzione alla fase di propagazione di colata, con particolare riferimento all'andamento delle velocità e delle sovrappressioni nel tempo.

La finalità della sperimentazione qui sviluppata è stata proprio quella di indagare i meccanismi sviluppo di un flusso di materiale coesivo saturo e gli effetti che questa può avere su una colata precedente oppure su un fondo erodibile. Per questo motivo, sono stati realizzati i test su due diversi modelli fisici descritti nel seguito.

6.2 Test sperimentali sul piano inclinato

6.2.1 Descrizione del modello

Propedeutici alle prove in canaletta, sono stati effettuati dei test preliminari su un piano inclinato in cui si vuole riprodurre in piccola scala un fenomeno di colata. Questa risulta essere più un'analisi qualitativa del fenomeno che ha permesso di effettuare una prima indagine del comportamento del materiale testato, e in particolar modo delle caratteristiche di mobilità e sensibilità all'acqua dello stesso.

L'apparato sperimentale è costituito da due piani metallici rettangolari (dimensioni 50x100cm) disposti in serie, sui quali viene fatto colare il terreno di prova (Figure 6.1 e 6.2). Il primo è inclinato di 30°, ed è reso scabro da una sabbia medio-fine incollata sul piano

mediante resina epossidica; il secondo è liscio ed è disposto orizzontalmente a consentire l'arresto del materiale. Alla sommità del piano inclinato è fissata una vaschetta in plexiglass per il contenimento del materiale colante. Tale scatola è costituita da due sponde triangolari (con cateto minore = 7cm e ipotenusa=14 cm) e una paratoia antistante (larghezza = 15 cm) per un volume pari a circa 640 cm³; è riempita per ogni prova con una miscela di terreno e acqua in diverse percentuali. Al fine di garantire un volume costante dei provini, le sponde triangolari sono provviste sul lato interno di un piccolo gradino parallelo al piano orizzontale che permette di livellare il materiale.

Il sollevamento della paratoia per lo scivolamento è rapido e manuale. Per minimizzare l'adesione del materiale alle superfici di plexiglass queste sono lubrificate con olio al teflon.

I dati di spostamento del fronte e di allargamento dell'ammasso a valle della paratoia sono acquisiti attraverso una fotocamera digitale (che riesce a catturare un massimo di 60 fotogrammi al secondo) posta sopra il piano inclinato in posizione perpendicolare al piano stesso.

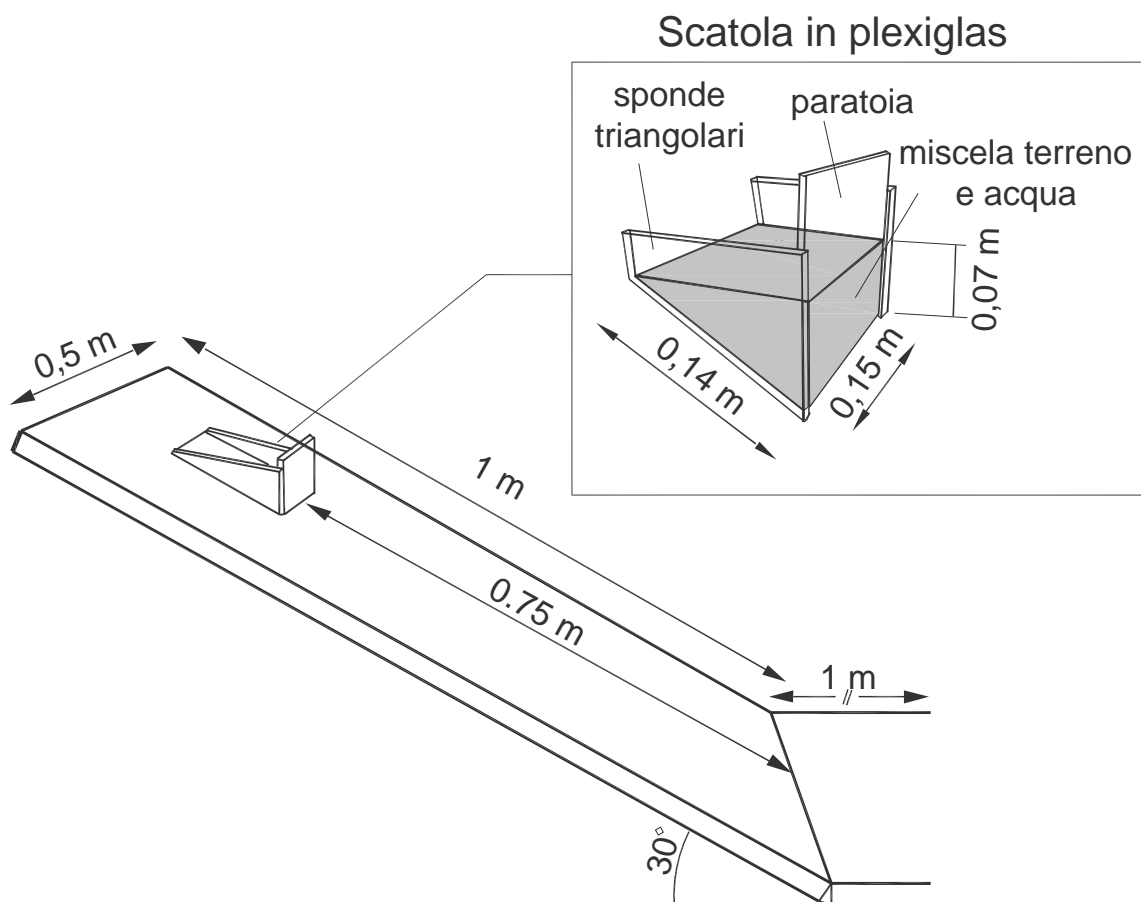


Figura 6.1: schema del piano inclinato



Figura 6.2 : modello di piano inclinato: prospetto frontale, laterale e particolare della paratoia

6.2.2 Sperimentazione

Il programma sperimentale, come già detto in precedenza, ha lo scopo di riprodurre in scala ridotta lo sviluppo di un flusso di colata a diversi contenuti d'acqua e di individuare i fattori che controllano il fenomeno stesso.

A tale scopo sono stati testati due tipi di materiale:

- A. terreno prelevato nel bacino del Tessina, già descritto nel paragrafo 5.1
- B. argilla limosa caratterizzata precedentemente nel paragrafo 5.2.

E' da sottolineare come i due materiali testati rappresentano proprio due scopi principali della ricerca:

- i test con il materiale proveniente dalla colata del Tessina sono serviti a prevedere il comportamento dei flussi reali, in quanto distanza massima percorsa, larghezza e velocità del flusso sono solo alcune delle grandezze caratteristiche che, in un'ottica di previsione, andrebbero valutate.

- Le prove invece con materiale proveniente dalla cava servono invece per avere un'idea più generale del fenomeno di colata e quindi riuscire a descrivere i parametri fondamentali in un contesto globale. Ed è proprio per questo che le prove in canaletta saranno effettuate proprio con questo materiale, a sottolineare come un'indagine di questo tipo possa portare ad avere una conoscenza maggiore di un fenomeno che fin'ora, data la sua elevata complessità, non è stato più di tanto approfondito.

Al di là di questi aspetti puramente formali della ricerca, si sono voluti analizzare gli effetti che la composizione granulometrica del terreno ha sullo sviluppo dei *mudflows*.

In particolare per il terreno proveniente dalla frana del Tessina (Figura 6.3) si è identificata una matrice argillo-limoso (frazione fine) con diametro D minore di 0.42 mm (frazione di terreno passante al vaglio n. 40), e una parte sabbiosa (frazione grossolana) con un diametro D compreso tra $2.7 \div 0.42$ mm. (frazione di terreno passante al vaglio n. 7 e trattenuta al vaglio n. 40).

Così per il materiale A sono stati testati 3 campioni, sempre con riferimento alla Figura 6.3:

1. campione A1: 100% di matrice limo-argillosa;
2. campione A2 : 90.5 % di matrice limo-argillosa e 9.5% di porzione sabbiosa;
3. campione A3: 57% di matrice limo-argillosa e 43% di porzione sabbiosa.

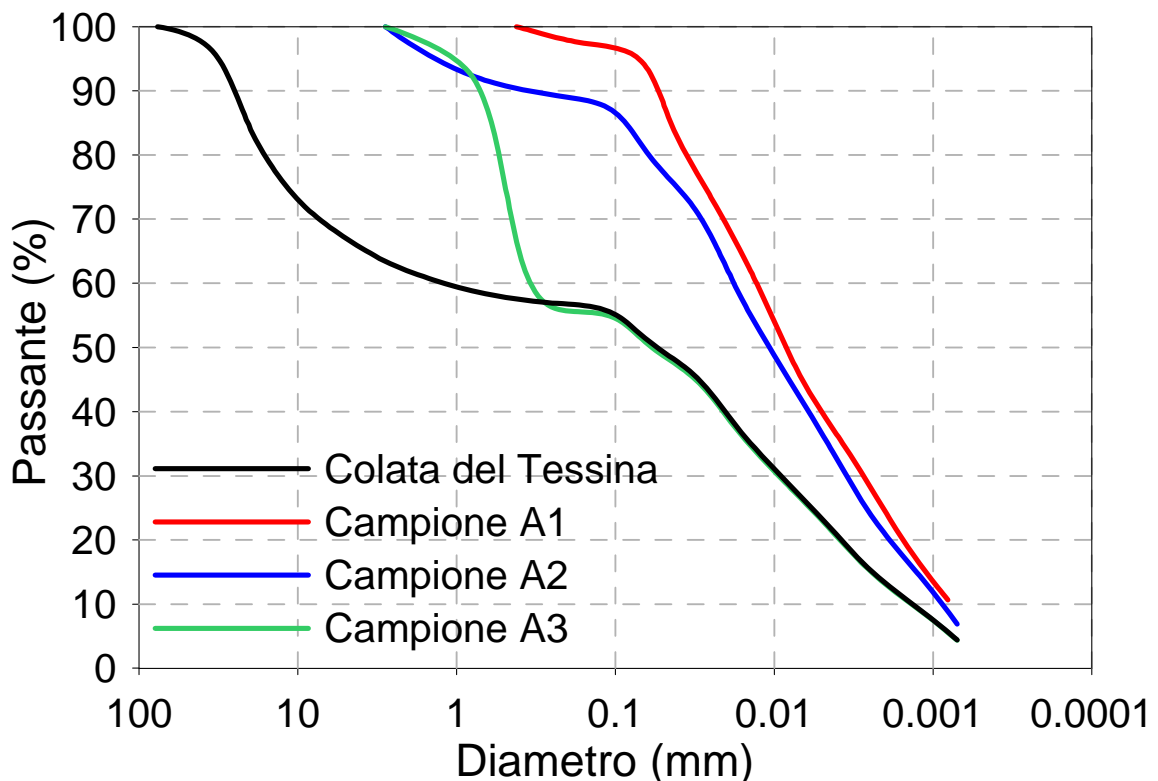


Fig. 6.3: curva granulometrica dei 3 campioni testati per il materiale A.

Anche per il materiale B sono state effettuate prove con diverse percentuali di frazione fine e grossolana; ma dato che il materiale è abbastanza uniforme dal punto di vista granulometrico (Fig 5.21), per la porzione sabbiosa si è fatto riferimento alla sabbia dell'Adige (paragrafo 5.3). Così in questo caso i campioni esaminati risultano:

1. campione B1: 100% di matrice limo-argillosa;
2. campione B2: 90% di matrice limo-argillosa e 10% di sabbia dell'Adige
3. campione B3: 80% di matrice limo-argillosa e 20% di sabbia dell'Adige

Tutte le prove sono state eseguite imponendo una pendenza di 30°.

La scelta di questo tipo di campioni nasce con l'obiettivo di studiare l'effetto delle due frazioni, fine e grossolana, su un fenomeno di colata.

La frazione fine è sempre preponderante rispetto alla porzione sabbiosa proprio perché caratteristica intrinseca dei *mudflow* è proprio quella di avere una matrice fine e plastica prevalente sulla frazione granulare (Hungar 2001). Tale caratteristica fa sì che la fase di propagazione di un fenomeno di colata sia assimilabile al moto di un fluido equivalente in quanto la porzione limo-argillosa è responsabile dell'assorbimento dell'acqua e quindi del comportamento reologico del flusso stesso. Come si è visto in precedenza (paragrafo 5.2) il materiale testato rispecchia il comportamento di un fluido di Bingham, caratterizzato appunto da un campo di velocità di un fluido viscoso indotto proprio dalla frazione fine.

L'aggiunta di una percentuale grossolana è stata dettata dalla necessità di osservare quanto incida sul comportamento di colata in termini di velocità, spostamento e tempi di arresto un contributo frizionale, che ovviamente non superi mai la quantità di frazione altrimenti non si sarebbe più in presenza di un *mudflow*, bensì di un *debris-flow*.

Per ogni prova è ci si è serviti più o meno di circa 1,3 kg di materiale secco miscelato, in maniera più omogenea possibile, al contenuto d'acqua previsto per ciascuna prova effettuata.

Il contenuto d'acqua è un parametro fondamentale per i test effettuati, visto che è da questo che dipende la propagazione della colata, il cui comportamento però è dominato dalla matrice fine.

Quindi allo scopo di evidenziare l'effetto del contenuto d'acqua e quello della matrice fine si è deciso di fare riferimento a due contenuti d'acqua diversi:

$$- \text{contenuto d'acqua globale} : W = \frac{P_w}{P_{s,TOT}} \cdot 100 \quad (6.1)$$

con P_w = peso dell'acqua;

$P_{S,TOT}$ = peso secco totale

$$- \text{ contenuto d'acqua della matrice fine : } W_f = \frac{P_W}{P_{s,FF}} \cdot 100 \quad (6.2)$$

con P_W = peso dell'acqua;

$P_{s,FF}$ = peso secco della frazione fine.

Ovviamente per ciascuna tipologia di campione è stato dapprima necessario individuare il contenuto minimo che consentisse alla massa di terreno di muoversi sul piano inclinato.

Come primo *step* si è partiti da un contenuto d'acqua iniziale globale, superiore al limite liquido, pari a circa il 50%; questo è stato poi progressivamente aumentato fino ad individuare quello minimo di innesco della colata e quello che invece permetteva di raggiungere le massime estensioni, corrispondenti allo scorrimento sul piano orizzontale.

6.2.3 Prove di tipo A

Questo prove hanno previsto quattro serie di esperimenti per ogni tipo di campione (campione 1, campione2, campione3) con quattro contenuti d'acqua diversi, in modo tale che per ogni set di prove il contenuto d'acqua della matrice si mantenesse costante per tutti e tre i campioni:

$$W_{f,j}^i = \frac{P_{W,j}}{P_{s,FF,j}} = \text{cost} \quad \begin{array}{l} i = 1, \dots, 3 (\text{campioni testati}) \\ j = a, \dots, d (\text{serie test}) \end{array} \quad (6.3)$$

Il calcolo dei contenuti d'acqua si riduce quindi ad una semplice proporzione:

$$\begin{aligned} W_j^1 : 100 &= W_j^2 : 90.5 \\ W_j^2 : 90.5 &= W_j^3 : 57 \end{aligned} \quad (6.4)$$

La Tabella 6.1 riassume per ciascun campione e per ogni serie di prove, il contenuto d'acqua globale W , quello della matrice fine W_f e la concentrazione solida.

Si è scelto di far variare il contenuto d'acqua della matrice fine di $\Delta W_f = 3-4\%$, cioè il 10% del limite liquido medio che per il terreno in esame è del 38%. Alla fine di ogni prova va comunque prelevato parte del materiale colato per la verifica del contenuto d'acqua, pesato e messo su un vetrino in forno a 105°C.

Tabella 6.1 : concentrazione solida, CS , contenuto d'acqua globale, W , della matrice fine, W_f , di ciascun campione per ogni serie di test

Serie test	Campione	Concentrazione solida CS (%)	Contenuto d'acqua globale W (%)	Contenuto d'acqua della matrice fine W_f (%)
a	A1-a	39.83	57	57
	A2-a	42.05	52	57
	A3-a	54.11	33	57
b	A1-b	38.61	61	61
	A2-b	40.69	55	61
	A3-b	52.60	34	61
c	A1-c	37.09	64	64
	A2-c	39.42	58	64
	A3-c	51.18	36	64
d	A1-d	36.03	67	67
	A2-d	38.22	61	67
	A3-d	50.49	37	67

E' importante per la buona riuscita dei test che ogni set di prove sia condotto nell'arco della stessa giornata per l'estrema sensibilità del materiale ai contenuti d'acqua e quindi all'umidità e alla temperatura dell'ambiente. Basta una variazione di pochi punti percentuali a cambiare notevolmente la forma, gli spostamenti e la velocità della colata.

Inoltre è necessario che il terreno sia il più omogeneo possibile dato che una miscelazione stentata può inficiare il risultato desiderato, come è illustrato nelle successive immagini (Figura 6.4).

6.2.3.1 Risultati

Come già detto in precedenza, lo scopo principale di queste prove è quello di valutare, dal punto di vista qualitativo, gli effetti della composizione e del contenuto d'acqua sulla propagazione del fenomeno testato; perciò è stata studiata l'evoluzione nel tempo di alcune grandezze fisiche, quali: spostamenti velocità di avanzamento del fronte di colata, allargamento della colata.

Tutte e tre queste quantità sono ricavate dalla rielaborazione delle foto digitali tramite un codice, implementato *ad hoc*, in MATLAB: su ciascuna foto si evidenziano manualmente

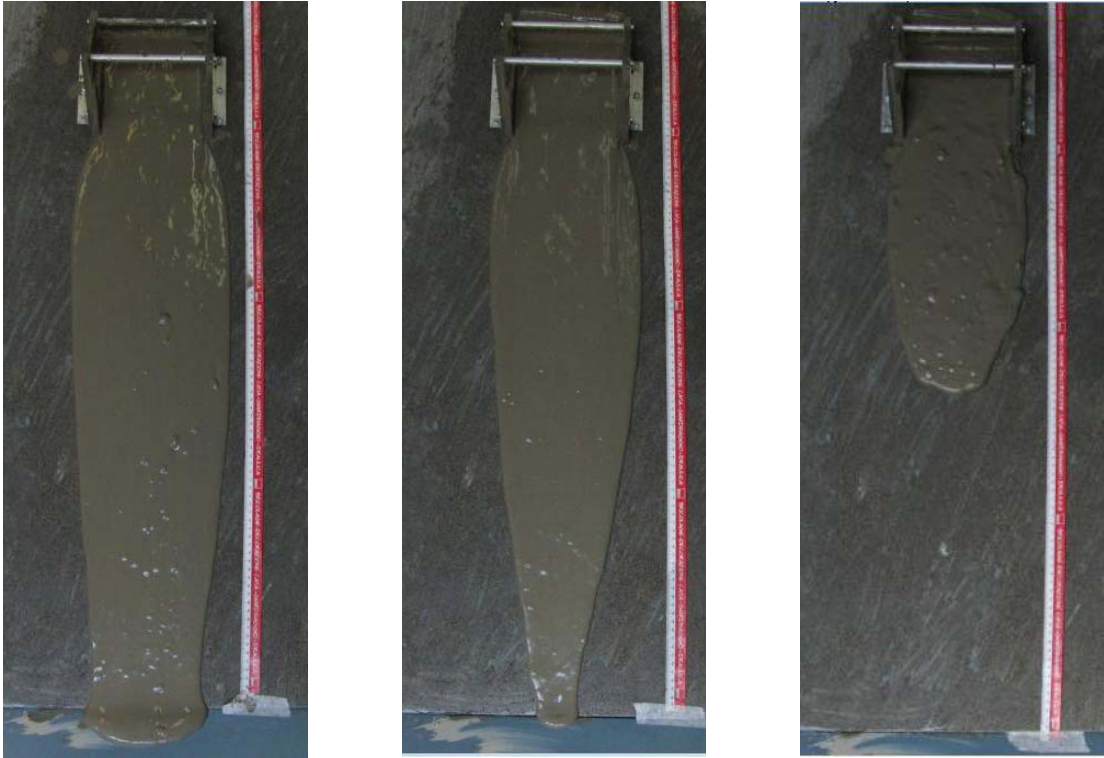


Figura 6.4 : effetti indesiderati per scarsa miscelazione e inadeguato tempo di assorbimento.

dei punti significativi di cui il codice fornisce le coordinate spaziali nel piano (X,Y) per ciascun istante di tempo considerato, da cui è poi possibile ricavare la distanza percorsa, la velocità istantanea e lo *spreading* della colata. Questa procedura, in quanto manuale, è sicuramente affetta da errori, che però noi consideriamo contenuti e soprattutto poco rilevanti visto che lo scopo di questa analisi è una conoscenza qualitativa del fenomeno più che quantificarlo.

Non è stato possibile ricorrere all'analisi delle foto tramite PIV perché il materiale usato ha una composizione omogenea sia dal punto di vista granulometrico che del colore. Infatti il PIV necessita di particelle facilmente riconoscibili nei fotogrammi, che invece non è possibile individuare nel nostro materiale perché privo di tessitura e variazione cromatica.

Le prove sono molto rapide, perché tutte le colate testate si arrestano generalmente in un paio di un secondi. La Figura 6.5 mostra la tipica configurazione finale di una colata in due esperimenti diversi

La Figura 6.6 riporta l'andamento tipico dello spostamento del fronte di colata. Si riconosce un tratto iniziale ad andamento parabolico con convessità verso l'alto, contraddistinto cioè da una accelerazione iniziale pressoché costante, seguito da una fase di decelerazione, con convessità verso il basso, che procede fino all'arresto del materiale. Il punto di flesso della curva individua l'istante di velocità massima.



Figura 6.5 : tipica configurazione finale della colata: a) campione 1, W=58% ;
b) campione 3, W=36%.

In Figura 6.7 è riportato il massimo allargamento o *spreading* della colata valutato per ogni istante di tempo. L'andamento è qualitativamente identico a quello dello spostamento del fronte con la sola differenza che il campo di variabilità è molto più ristretto e quindi

Le Figure 6.8, 6.9 e 6.10 riportano lo spostamento e l'allargamento massimo del fronte di colata per tutti e tre i campioni ai diversi contenuti d'acqua testati; si può osservare come il tempo d'arresto, il *run-out* e lo *spreading* massimi crescono con l'aumentare del contenuto d'acqua : maggiore è la quantità d'acqua del campione maggiore è la sua deformabilità. Questo aspetto è confermato dalla Figura 6.12 a) in cui è riportato lo spostamento massimo del fronte in funzione del contenuto d'acqua globale: i dati si dispongono lungo una curva di tipo esponenziale a parte gli ultimi due punti per il campione A1, i quali si discostano leggermente dall'andamento teorico della curva forse perché con quei contenuti d'acqua la colata ha raggiunto il piano orizzontale. Il buon *fitting* che si ottiene attraverso una legge esponenziale sottolinea come il contenuto d'acqua (e di conseguenza la concentrazione solida) governa il flusso allo stesso modo di come controlla i parametri reologici (viscosità μ e sforzo critico τ_c): quindi il comportamento del flusso è strettamente dipendente dalla frazione fine, anche per il campione A3, che ha una percentuale significativa di materiale granulare. Le curve dei campioni A1 e A2 delle miscele n. 1 sono quasi sovrapponibili dato che la percentuale materiale fine è molto simile (100% nel primo caso, 90.5% nel secondo). Il campione A3 invece è molto più sensibile alle variazioni di contenuto d'acqua come dimostra

l'andamento più ripido della curva. Infatti data la minor quantità di materiale coesivo è necessaria una minor quantità d'acqua per raggiungere una determinata distanza. La Tabella 6.2 riassume gli spostamenti massimi per ciascun campione ai diversi contenuti d'acqua. Il campione A1 raggiunge gli spostamenti massimi rispetto ai campioni A2 e A3. Singolare invece risulta il comportamento del terzo campione che, pur avendo la minor quantità in percentuale di materiale fine, consegue spostamenti maggiori rispetto al secondo. Quindi se per il campione A2 la piccola quantità di sabbia frena lo sviluppo della colata, per il campione A3 invece l'elevata percentuale di materiale granulare da un contributo inerziale al moto (Fig.

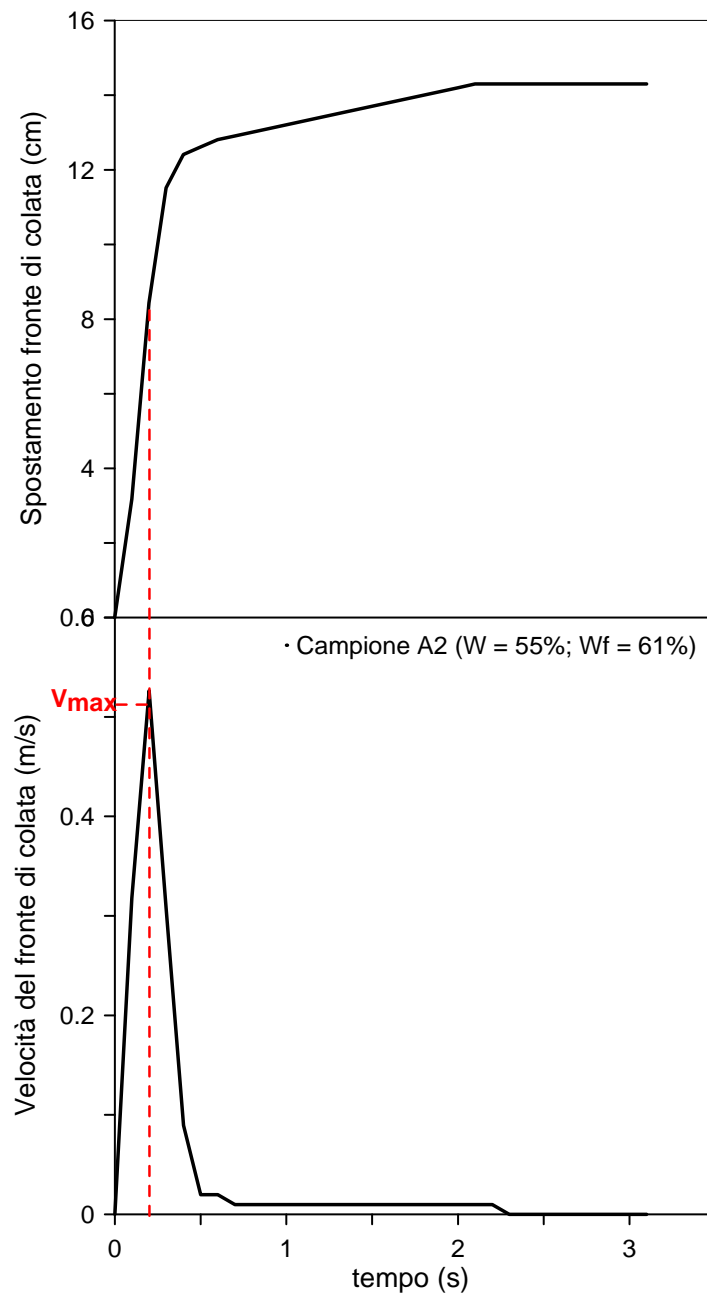


Figura 6.6: spostamento e velocità del fronte di colata per il campione A2 serie2

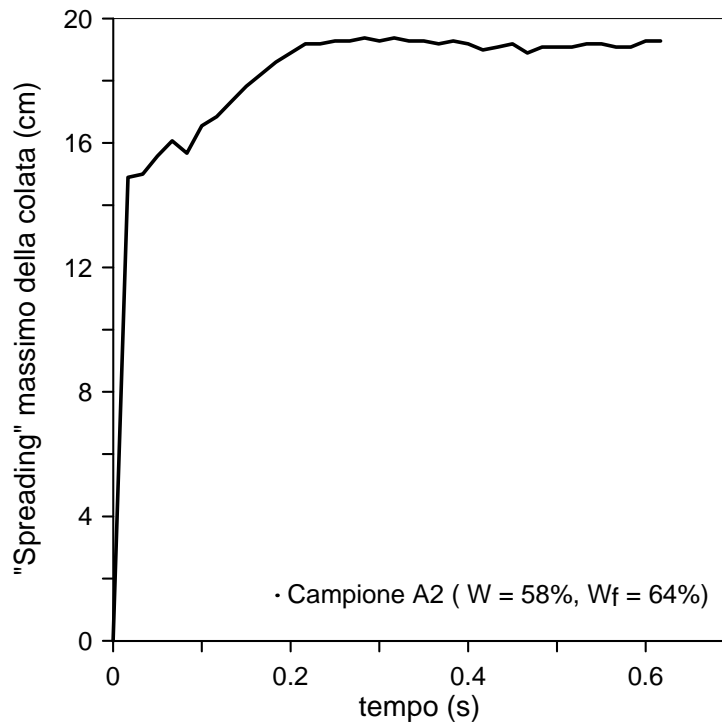


Fig. 6.7 : allargamento della colata nel tempo per il campione A2 serie3

6.12). Infatti prendendo come riferimento la Fig. 6.12 a), a parità di contenuto d'acqua globale il campione A3 percorre distanze maggiori rispetto agli altri due, pur avendo la minor percentuale di frazione fine. Mentre se si relaziona la distanza massima con il contenuto di acqua della matrice fine (Figura 6.12b) appare evidente come a parità di W_f il maggior *run-out* è raggiunto dal campione A1, sottolineando ancora una volta come la deformabilità della massa è principalmente controllata dalla matrice limo-argillosa. Le maggiori differenze si notano tra il campione A1 e A2, in quanto a parità di W_f le distanze percorse dal primo sono 2÷3 volte maggiori di quelle realizzate dal secondo; mentre tra A1 e A3 questo divario risulta minore: gli spostamenti nel primo caso sono 1.2÷1.3 più grandi che nel secondo. Anzi al di sopra di un certo valore del contenuto d'acqua della matrice fine (W_f^*) il campione A3 potrebbe raggiungere distanze superiori ad A1 (Figura 6.13.): evidentemente in questo caso, data la consistente presenza di materiale granulate, le interazioni tra le particelle non sono più trascurabili e quindi il flusso non è completamente dominato dalla matrice fine, ma assume di più le caratteristiche di un “*viscous debris flow*” (paragrafo 3.8.). Questo porterebbe a pensare l'esistenza di una soglia al di sotto della quale è la matrice fine che governa il fenomeno, mentre al di sopra anche la frazione granulare caratterizza la dinamica del flusso. Purtroppo questa ipotesi, per altro già avvalorata in passato (O'Brien e Julien, 1988; Major e Pierson, 1992), non può essere ulteriormente approfondita in quanto i campioni analizzati sono pochi (sicuramente sarebbe stato

interessante lo studio di miscele con percentuali di sabbia diverse per individuare eventualmente questa possibile soglia) e inoltre non sono stati condotti studi *ad hoc* visto che non era lo scopo principale della ricerca.

In ogni caso le Figure 6.12 a) e b) sono due aspetti duali di un medesimo concetto: prendendo come riferimento la Fig. 6.12 a) appare evidente come per il campione A3 è necessaria meno acqua rispetto agli altri due campioni per raggiungere la stessa distanza perché effettivamente ha meno quantità di materiale fine e quindi necessita di meno acqua per mobilizzarla; d'altro canto la Figura 6.12 b) sottolinea come in realtà sia il campione A1

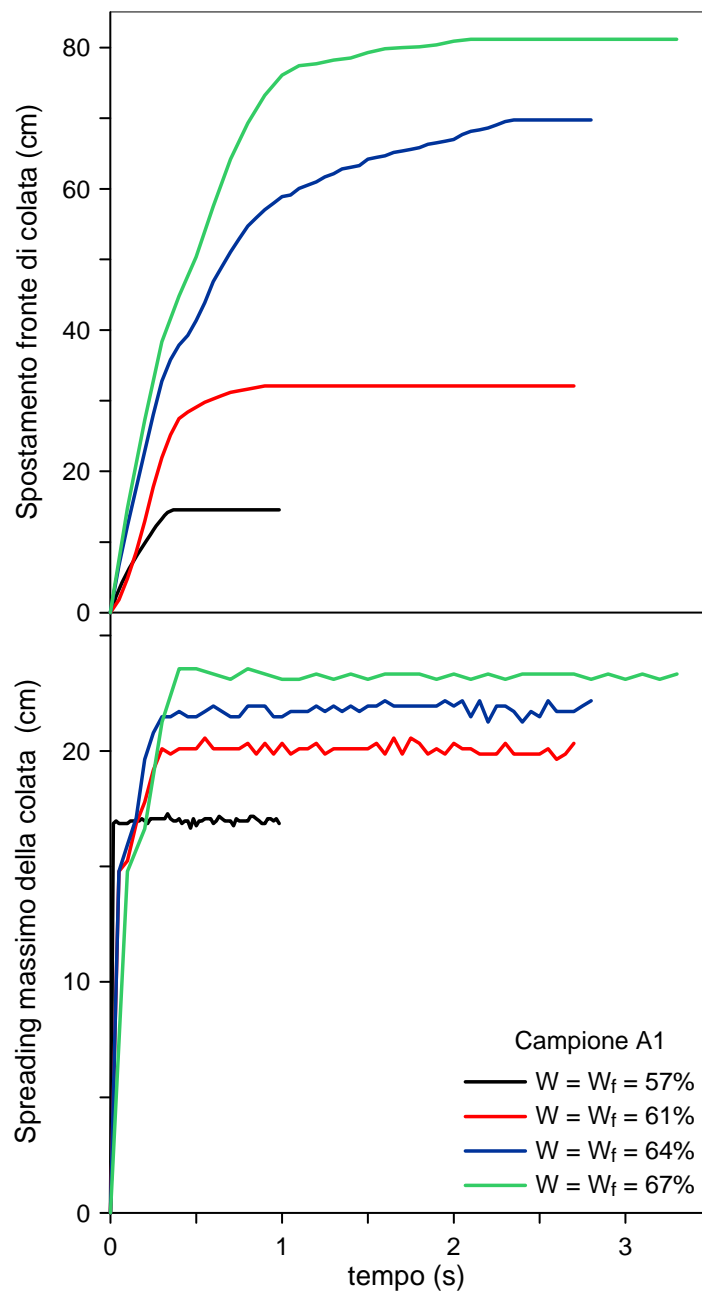


Figura 6.8 : spostamento del fronte di colata e allargamento massimo per il campione A1

Tabella 6.2 : spostamenti massimi per i 3 campioni A1, A2 e A3

	Spostamenti massimi del fronte di colata (cm)			
Campione A1	14.5 ($W=57\%$)	32.1 ($W=61\%$)	77.2 ($W=64\%$)	81.2 ($W=67\%$)
Campione A2	2.1 ($W=52\%$)	14.3 ($W=55\%$)	28.6 ($W=58\%$)	56.9 ($W=61\%$)
Campione A3	15.6 ($W=33\%$)	28.2 ($W=35\%$)	55 ($W=36\%$)	76.3 ($W=37\%$)

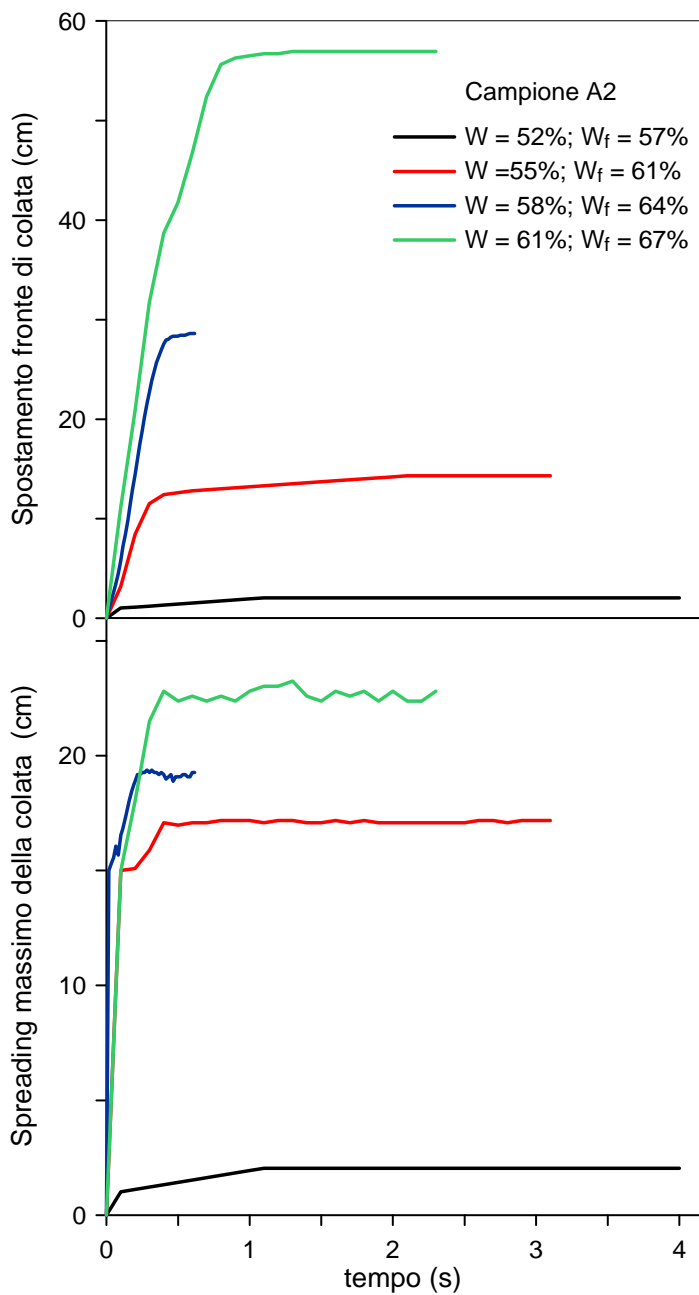


Figura 6.9 : spostamento del fronte di colata e allargamento massimo per il campione A2.

a compiere i maggiori spostamenti in quanto è al 100% una matrice limo-argillosa e quindi ha una capacità di deformazione, quest'ultima imputabile proprio alle particelle fini, maggiore rispetto alle altre due miscele testate. In altre parole più un campione ha percentuale fine più deformabile è, a parità di contenuto d'acqua W_f ovviamente.

Anche per quanto riguarda gli allargamenti massimi si possono fare le medesime considerazioni valide per gli spostamenti del fronte. Esso raggiunge il suo massimo valore in circa un secondo e poi si mantiene più o meno costante per tutta la durata del fenomeno (Figg.

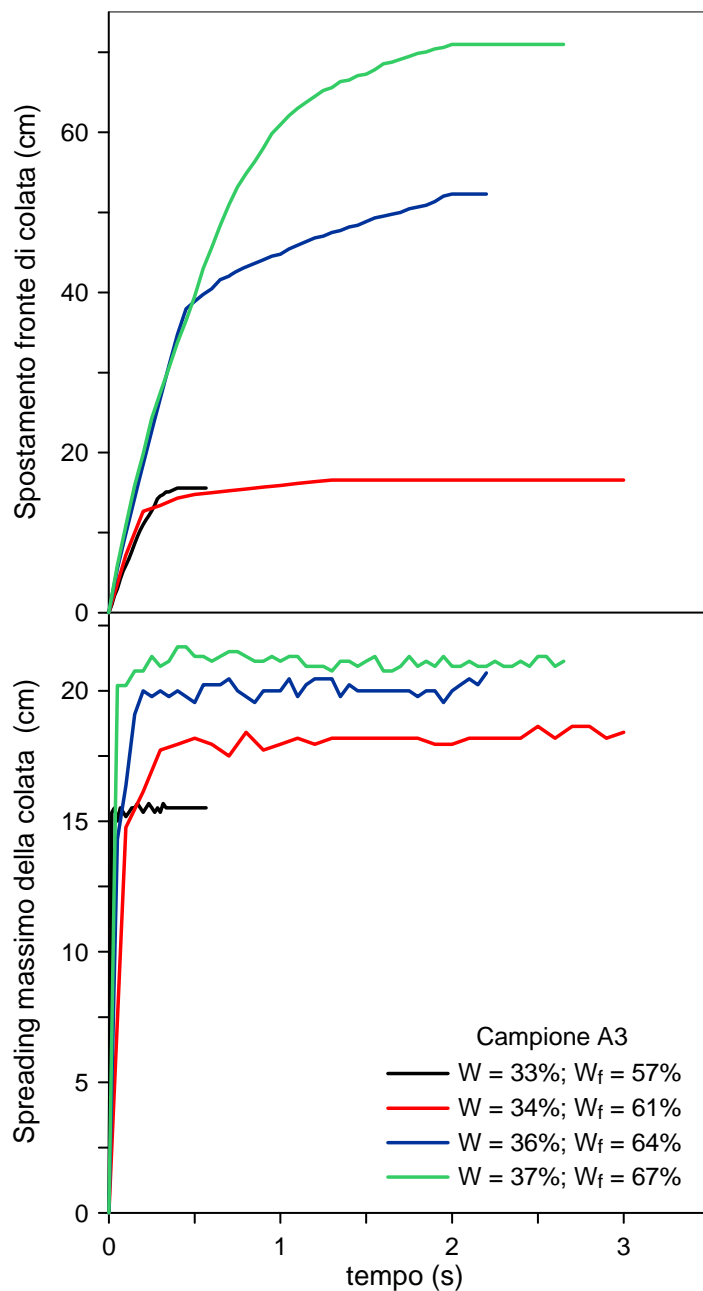


Figura 6.10 : spostamento del fronte di colata e allargamento massimo per il campione A3

6.8, 6.9, 6.10).

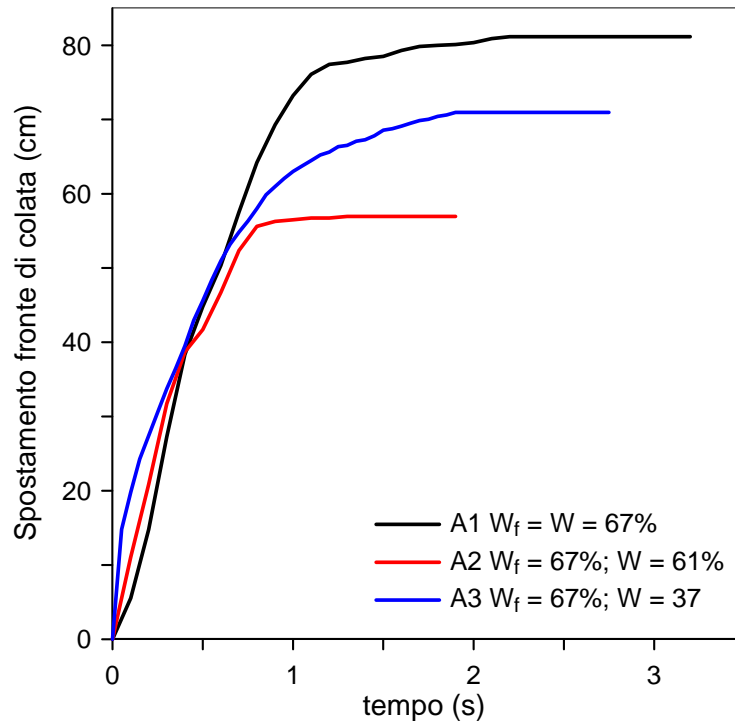


Figure 6. 11: confronto tra gli spostamenti del fronte di colata per i 3 campioni per lo stesso contenuto d'acqua della matrice fine

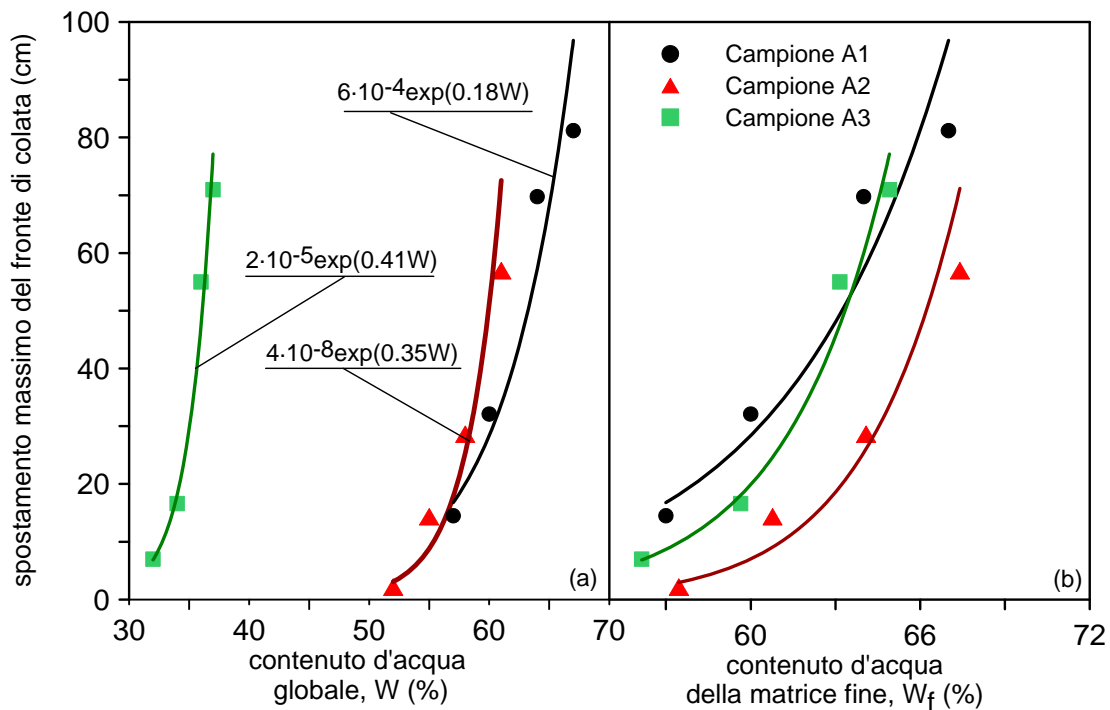


Figura 6.12 : spostamento massimo del fronte di colata in relazione: a) al contenuto d'acqua globale, W , e b) al contenuto d'acqua della matrice fine W_f , per i campioni A1, A2 e A3

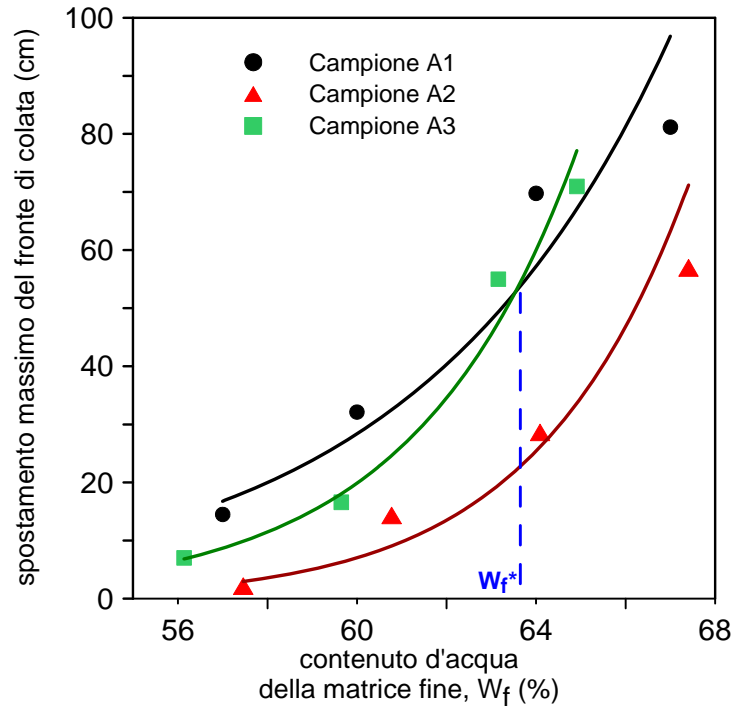


Figura 6.13: spostamento massimo del fronte di colata in relazione al contenuto d'acqua della matrice fine W_f e identificazione di W_f^*

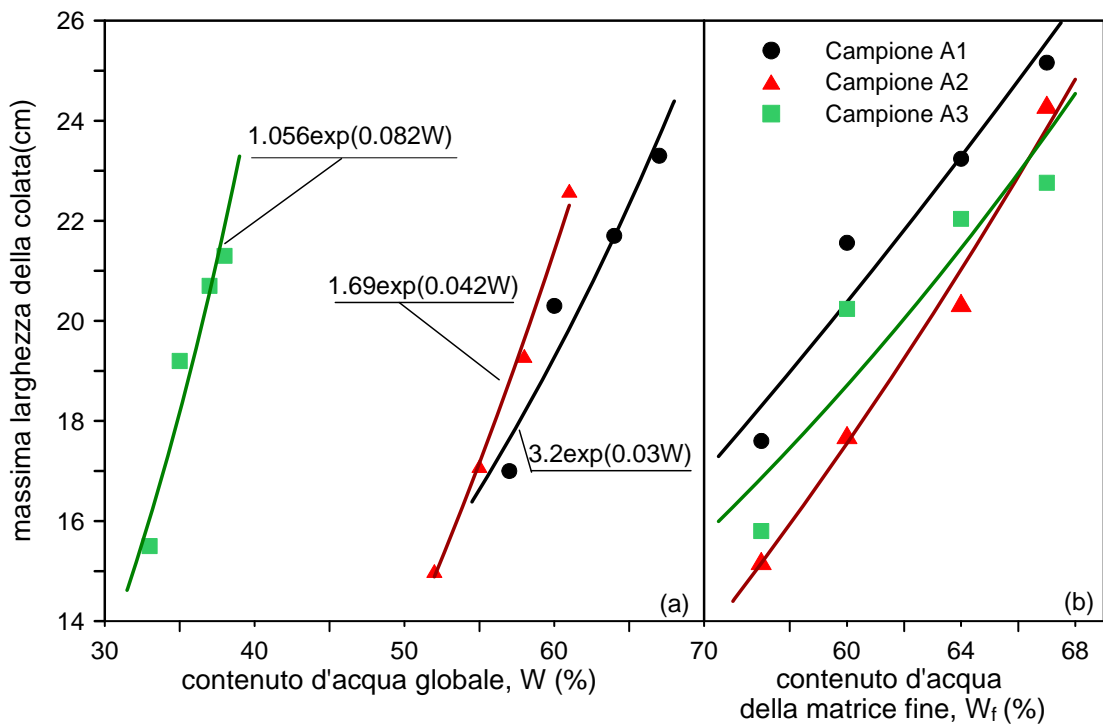


Figura 6.14 : *spreading* massimo del fronte di colata in relazione: a) al contenuto d'acqua globale, W , e b) al contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , per i campioni A1, A2 e A3.

Come in precedenza, questa caratteristica geometrica varia con il contenuto d'acqua, sia globale che riferito alla matrice fine, alla stessa maniera dello spostamento del fronte di

colata, anche se pure un'approssimazione lineare sembrerebbe ben adattarsi ai dati di Figura 6.14.

Di nuovo, il campione A1 presenta lo *spreading* massimo (Tabella 6.3) in colata, anche se pure un'approssimazione lineare sembrerebbe ben adattarsi ai dati in Figura 6.14. tutte le serie di prove testate, quasi a voler sottolineare come la presenza di materiale granulare tenga più unita la miscela di terreno e acqua. Il minimo allargamento, per le prime 3 serie, invece appartiene al campione A2; mentre nell'ultima serie di esperimenti, caratterizzata dai contenuti d'acqua maggiori, il minimo allargamento è per il campione A3

Di particolare interesse risulta la differenza tra allargamento massimo e minimo per ogni tipologia di campione:

$$\Delta B^i_{MAX} = spreading(W_4^i) - spreading(W_1^i) \quad (6.5)$$

con $i = 1 \dots 3$ (numero campione)

W_4 = contenuto d'acqua globale massimo per il campione considerato;

W_1 = contenuto d'acqua globale minimo per il campione considerato.

che permette di valutare l'incremento massimo dell'allargamento massimo in funzione dell'aumento massimo di contenuto d'acqua. Esso risulta:

- $\Delta B^1_{MAX} = 23.6 - 15.9 = 7.6$ cm per il campione A1;
- $\Delta B^2_{MAX} = 22.3 - 15.4 = 6.9$ cm per il campione A2;
- $\Delta B^3_{MAX} = 21.3 - 15.5 = 5.8$ cm per il campione A3;

Da questi dati si evince come l'incremento di allargamento massimo diminuisca con l'aumentare della quantità grossolana, proprio a voler sottolineare come la frazione granulare confini lateralmente la forma della colata, mentre la frazione fine tende a spalmarla di più sul piano inclinato (Figura 6.15).

Tabella 6.3: allargamenti massimi per i 3 campioni

	Allargamenti massimi della colata (cm)			
Campione A1	15.9 (W=57%)	20.3 (W=61%)	21.7 (W=64%)	23.6 (W=67%)
Campione A2	15.4 (W=52%)	17.1 (W=55%)	19.3 (W=58%)	22.3 (W=61%)
Campione A3	15.5 (W=33%)	19.2 (W=35%)	20.7 (W=36%)	21.3 (W=37%)

Queste considerazioni portano ad analizzare la forma che la colata assume alla fine di ogni esperimento, mettendo appunto in relazione spostamenti e *spreading* massimi (S_{max}/B_{max}). Se il rapporto è uguale a 1 è ragionevole supporre che la forma sia pressoché circolare; se inferiore all'unità l'allargamento è maggiore dello spostamento sul piano e questo accade per contenuti d'acqua bassi; infine per valori superiori all'unità la colata assume una forma ovale allungandosi e stringendosi sempre di più all'aumentare del contenuto d'acqua (Figura 6.15c).

Con riferimento alla Figura 6.16 anche qui l'andamento dei dati è di tipo esponenziale. Le tre curve confermano che la colata tende ad assumere una forma allungata e appuntita all'aumentare del contenuto d'acqua. Tuttavia questo andamento è accentuato per il campione A3 che presenta curva più ripida come se i grani tendessero a mantenere la forma più confinata riducendo l'allargamento laterale. Il campione A1 è quello che presenta rapporti di forma maggiori dimostrando appunto come la colata tenda ad allungarsi mantenendo una forma mediamente più larga rispetto agli altri due campioni.



a) Campione A2, $W = 52\%$
 $S_{MAX}/B_{MAX}=0.14$



b) Campione A3, $W = 33\%$
 $S_{MAX}/B_{MAX}=1.01$



c) Campione A3, $W = 36\%$
 $S_{MAX}/B_{MAX}=2.53$

Figura 6.15: configurazione finale di 3 campioni testati: esempi di variazione del fattore di forma

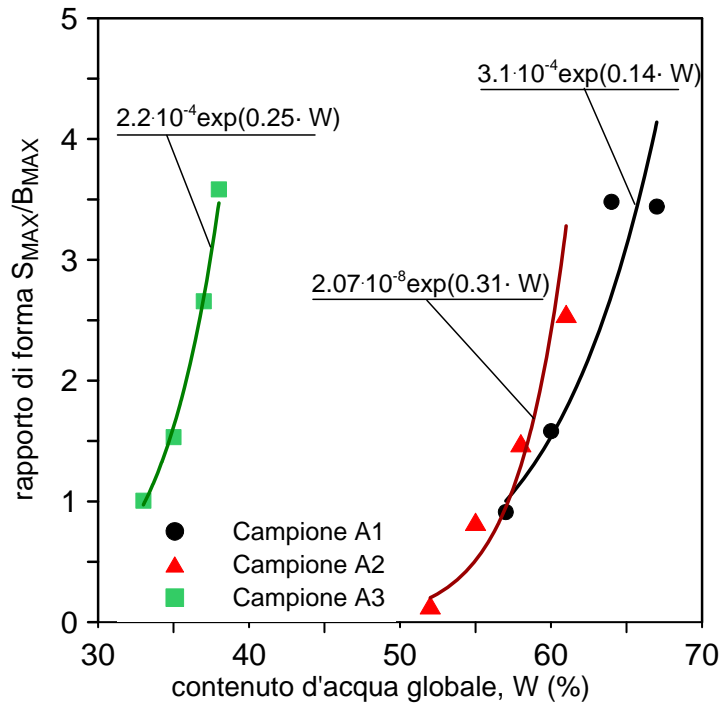


Figura 6.16: rapporto di forma in funzione di W .

Dagli spostamenti nel tempo si può risalire alla velocità mediante derivazione della curva spostamento-tempo. L'andamento della velocità nel tempo è crescente fino ad un picco (che coincide con il flesso della curva degli spostamenti) seguito da un'altrettanto veloce decrescita e un progressivo più lento arresto. Le Figure 6.17, 6.18 e 6.19. riportano gli anda-

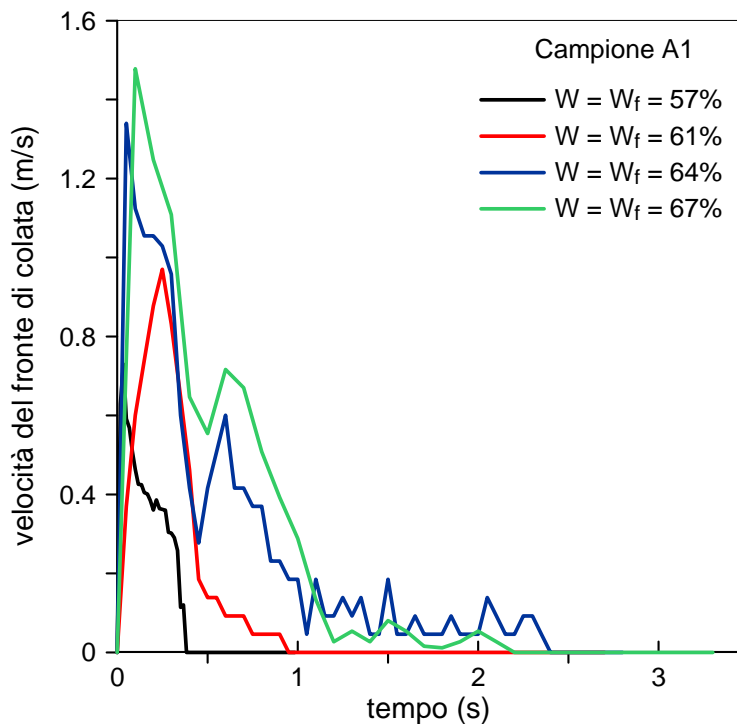


Figura 6.17 : velocità del fronte di colata per il campione A1

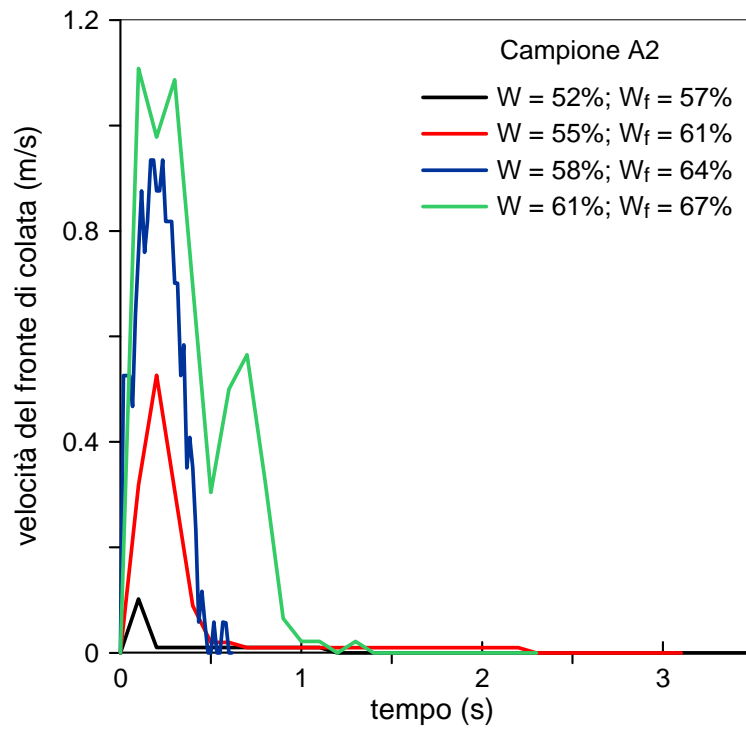


Figura 6.18 : velocità del fronte di colata per il campione A2

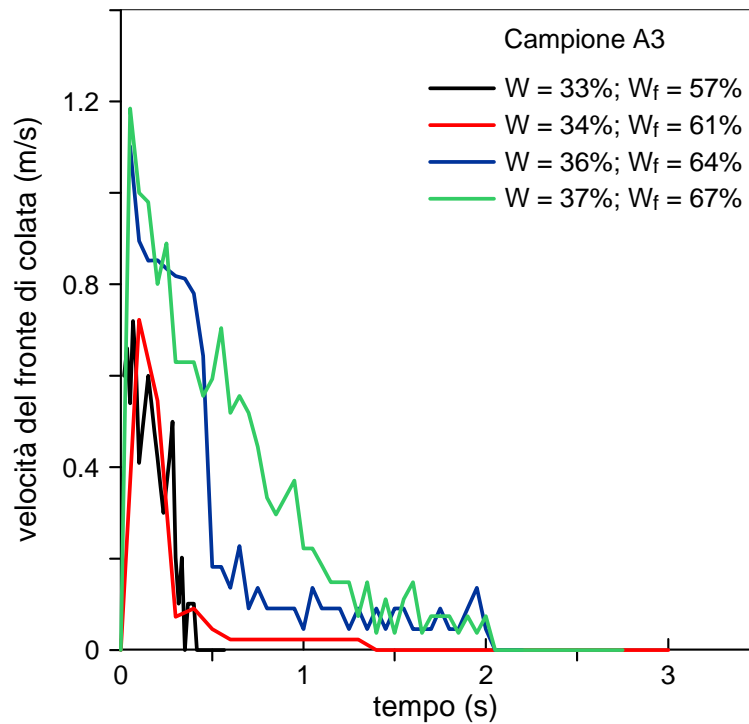


Figura 6.19 : velocità del fronte di colata per il campione A3

menti delle velocità nel tempo per ciascuna tipologia di campione testato a diversi contenuti d'acqua confermando il trend appena descritto. E' comunque significante sottolineare come

per il campione A1 con $W = 64\%$ e 67% , e A2 con $W = 61\%$ la curva di velocità presenta due picchi: al primo, in assoluto il più alto come valore, segue una rapida decelerazione accompagnata poi da un secondo picco, più contenuto rispetto al primo, a cui si accoda il rallentamento finale. Ciò è probabilmente dovuto al fatto che in questi 3 casi il flusso supera il piano inclinato per poi raggiungere e fermarsi su quello orizzontale, di conseguenza il secondo picco è causato, quasi sicuramente, da una seconda ondata di materiale che arriva da monte e spinge in avanti il fronte, giunto ormai sul piano orizzontale, provocando una seconda momentanea accelerazione.

Si nota come per bassi contenuti d'acqua le velocità maggiori sono registrate per il campione A1, mentre quando il volume d'acqua aumenta i dati sono confrontabili per tutti e tre i campioni: la viscosità delle tre diverse masse di terreno testate all'aumentare del contenuto d'acqua risulta più o meno equivalente ed è per questo che le velocità non hanno valori totalmente diversi tra loro. Questo è dovuto essenzialmente alla microstruttura delle miscele che si sono testate: probabilmente l'elevata quantità d'acqua fa sì che nei tre campioni le interazioni e i contatti tra le particelle fini, responsabili della resistenza viscosa del fluido, siano più o meno equiparabili, sebbene la percentuale di materiale coesivo sia diverso proprio, perché l'elevato contenuto di acqua in cui sono immerse le allontana le une dalle altre rendendo le i tre campioni simili dal punto di vista della resistenza viscosa.

Per concludere questa prima serie di prove sono state poi effettuati dei test con diverse inclinazioni del piano θ , in particolare a 20° e 10° . Lo scopo principale di tali esperimenti è stato quello di capire come una diversa condizione al contorno potesse influenzare il comportamento del flusso, visto che oltre alle caratteristiche geomeccaniche, anche quelle geometriche, nella realtà influenzano un fenomeno di colata: in questo caso è come se si fosse considerata una diversa pendenza del fondo.

Questo set di prove ha interessato il campione A1 con un contenuto d'acqua globale W , e quindi della matrice fine W_f , pari al 64% , per un totale di 3 esperimenti che per comodità saranno identificati come : A1-c 10° , A1-c 20° , A1-c 30° .

In Figura 6.20 si riporta l'andamento degli spostamenti del fronte di colata in funzione del tempo per le diverse inclinazioni. Appare evidente come il materiale sia particolarmente sensibile alle diverse pendenze del piano, più o meno alla stessa maniera con cui è sensibile al contenuto d'acqua: con 30° la distanza massima raggiunta è di 69.76 cm, con 20° di 36.99 cm e infine con 10° di 13.59 cm. Anche qui maggiore è l'inclinazione maggiore è il tempo in cui la colata si assesta a valori di spostamenti costante: 1 secondo con

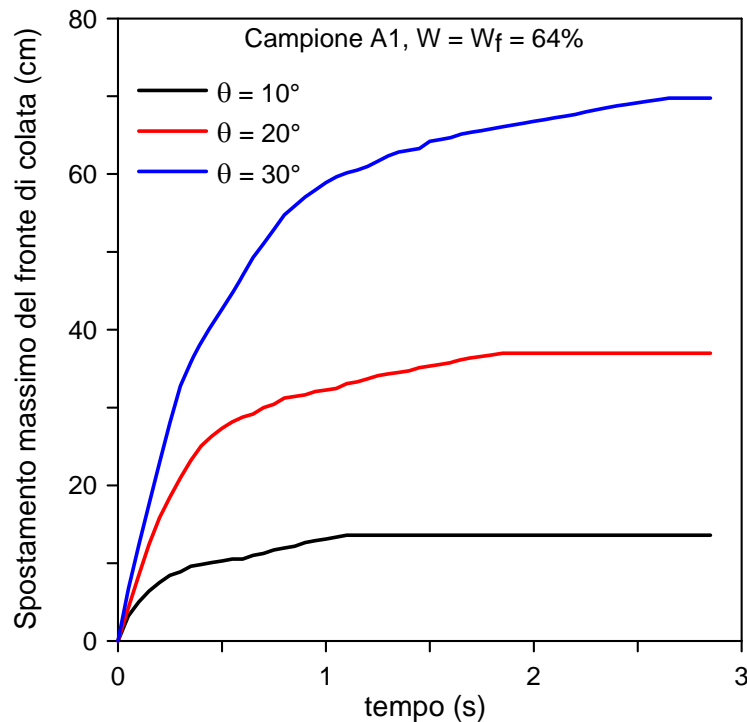


Figura 6.20. : spostamento del fronte di colata per il campione A1-c per le diverse inclinazioni θ del piano

$\theta = 10^\circ$, 1.65 s con $\theta = 20^\circ$ e 2.55 s con $\theta = 30^\circ$. L'unica differenza sostanziale rispetto alle prove precedenti è la pendenza delle curve stesse; infatti il tratto iniziale, è più ripido per il campione A1-c30°, per poi diventare più dolce a mano a mano che l'angolo del piano. Tutto ciò è confermato dall'andamento delle velocità (Figura 6.21a): anche qui è possibile identificare un primo tratto iniziale crescente fino ad un valore di picco seguito da una decelerazione, seppur immediata, ma meno veloce del primo. Sembra proprio che la diversa pendenza del pendenza del piano influisca principalmente sull'accelerazione della massa; infatti in riferimento alla Figura 6.21 b) si nota come il tratto iniziale di accelerazione sia più ripido e più lungo nel caso in cui $\theta = 30^\circ$, mentre diminuisce sia come inclinazione che come lunghezza all'abbassare dell'angolo θ . Inoltre è da sottolineare come varia fortemente anche il picco delle velocità: esso diminuisce di circa il 70% ad ogni variazione di 10° del piano inclinato. Questo è probabilmente condizionato dal fatto che abbassando l'inclinazione del piano il fronte di colata ha un'altezza media ridotta e di conseguenza l'accelerazione che riesce a dare il moto è sicuramente limitata.

Per quanto riguarda gli allargamenti massimi invece essi hanno un trend molto simile in tutti e tre i casi, confermando anche questa volta che lo *spreading* maggiore si ha per l'inclinazione maggiore, anche se le differenze non sono poi così rilevanti, come invece si è registrato per gli spostamenti e le velocità: 19.55 cm per il campione A1-c10°, 20.76 cm per A1-c20° e infine 22.18 cm per A1-c30°. Evidentemente l'espansione laterale dipende molto di

più dal contenuto d'acqua del campione che dalla pendenza del piano, senza considerare poi che il contenitore in plexiglass e l'apertura manuale della paratoia sicuramente confinano in maniera univoca la colata, influenzando non solo questo parametro, ma il fenomeno complessivo, sia dal punto di vista degli spostamenti che delle velocità.

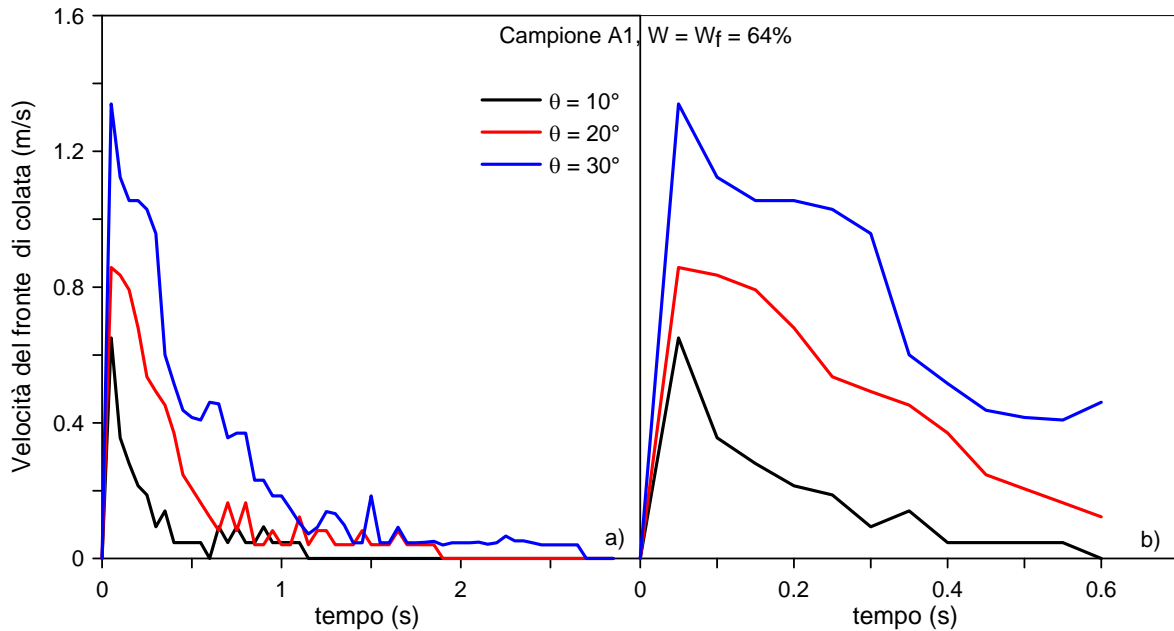


Figura 6.21 : velocità del fronte di colata per il campione A1-c per le diverse inclinazioni θ del piano: a) per tutta la durata del fenomeno, b) nel tratto iniziale della prova

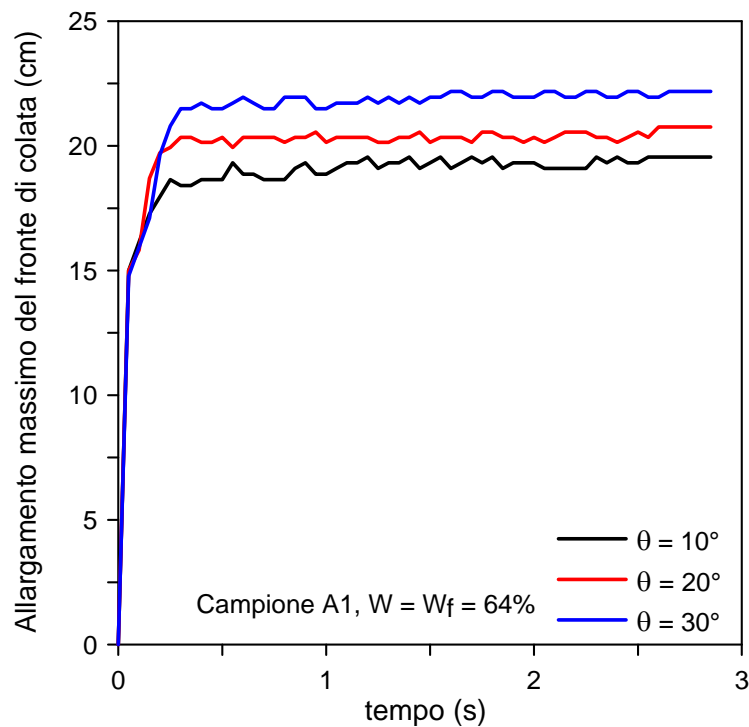


Figura 6.22: allargamento massimo per il campione A1 -c per le diverse inclinazioni θ del piano

6.2.4 Prove di tipo B

In questo caso le serie di test sono state tre, come del resto i campioni studiati, e ciascuna ha previsto quattro prove a quattro contenuti d'acqua diversi.

A differenza delle prove di tipo A, qui il contenuto d'acqua della matrice fine non è stato mantenuto costante per ciascuna serie di test, perché questo è stato uno studio mirato a capire qualitativamente il comportamento del materiale che sarebbe poi stato utilizzato nel modello fisico della canaletta. Quindi si è cercato di far variare il più possibile il contenuto d'acqua globale e quindi anche quello della matrice fine in modo tale da avere un'idea più vasta del terreno che si trattava. La Tabella 6.4. riassume tutte le caratteristiche dei campioni testati per ogni serie di test effettuata.

6.2.4.1 Risultati

Anche qui i parametri studiati sono stati principalmente: distanza massima percorsa dal fronte, allargamento massimo della colata e velocità, con gli stessi strumenti e metodologie utilizzati per le prove di tipo A.

Anche per questi serie di test, come per quelle di tipo A, gli spostamenti maggiori del fronte di colata si registrano per il campione B1, cioè quello composta per intero dalla matrice limo-argillosa. (87 cm). Addirittura questo materiale sembra più deformabile del precedente proprio perché nel primo caso il campione A1 raggiungeva la distanza di 81.2 cm per un contenuto d'acqua globale W pari al 67%, mentre il campione B1 appunto consegue uno spostamento massimo di 87 cm con W pari al 63.3%.

In ogni caso l'andamento degli spostamenti massimi del fronte di colata in relazione al contenuto d'acqua, sia globale che della matrice fine, segue una legge di tipo esponenziale, come dimostra la Figura 6.23. Pure per questi esperimenti si valgono le considerazioni fatte in precedenza. Infatti, la Figura 6.23 a) mette in evidenza come il campione con maggior quantità di sabbia, cioè il campione B3, necessita di minor quantità d'acqua, rispetto ai campioni B1 e B2, per raggiungere una stessa distanza. E' comunque da sottolineare come in questo caso la curva di *fitting* del campione B3, cioè quello con maggior quantità di materiale grossolano, sia meno ripida rispetto alla curva del campione A3. Ciò significa come questa miscela di sabbia-limo e argilla sia meno sensibile alle variazioni di quantità d'acqua, molto probabilmente perché la percentuale di sabbia è minore rispetto alle prove di tipo A (20% contro il 47%) e quindi è ancora la matrice fine a dominare il fenomeno. Questo aspetto è con.

Tabella 6.4 : concentrazione solida totale, CS , concentrazione di sabbia, CS_{sabbia} , contenuto d'acqua globale, W , della matrice fine, W_f , di ciascun campione per ogni serie di test

Serie	Campione	Concentrazione solida totale, $CS(\%)$	Concentrazione di sabbia, $CS_{sabbia}(\%)$	Contenuto d'acqua globale, $W(\%)$	Contenuto d'acqua matrice fine, $W_f(\%)$
<i>100% matrice limo-argillosa</i>					
1	B1-a	39.76	0	55.9	55.9
	B1-b	38.72	0	58.4	58.4
	B1-c	38.08	0	60	60
	B1-d	36.83	0	63.3	63.3
<i>90% matrice limo-argillosa, 10% sabbia</i>					
2	B2-a	44.87	4.34	52.2	57.42
	B2-b	42.24	4.08	55.4	60.94
	B2-c	40.79	3.94	58.3	64.13
	B2-d	39.57	3.82	59.1	65.01
<i>80% matrice limo-argillosa, 10% sabbia</i>					
3	B3-a	46.18	8.64	47.7	57.24
	B3-b	43.99	8.24	50.3	60.36
	B3-c	42.71	8.01	54.5	65.4
	B3-d	40.78	7.66	56.3	67.56

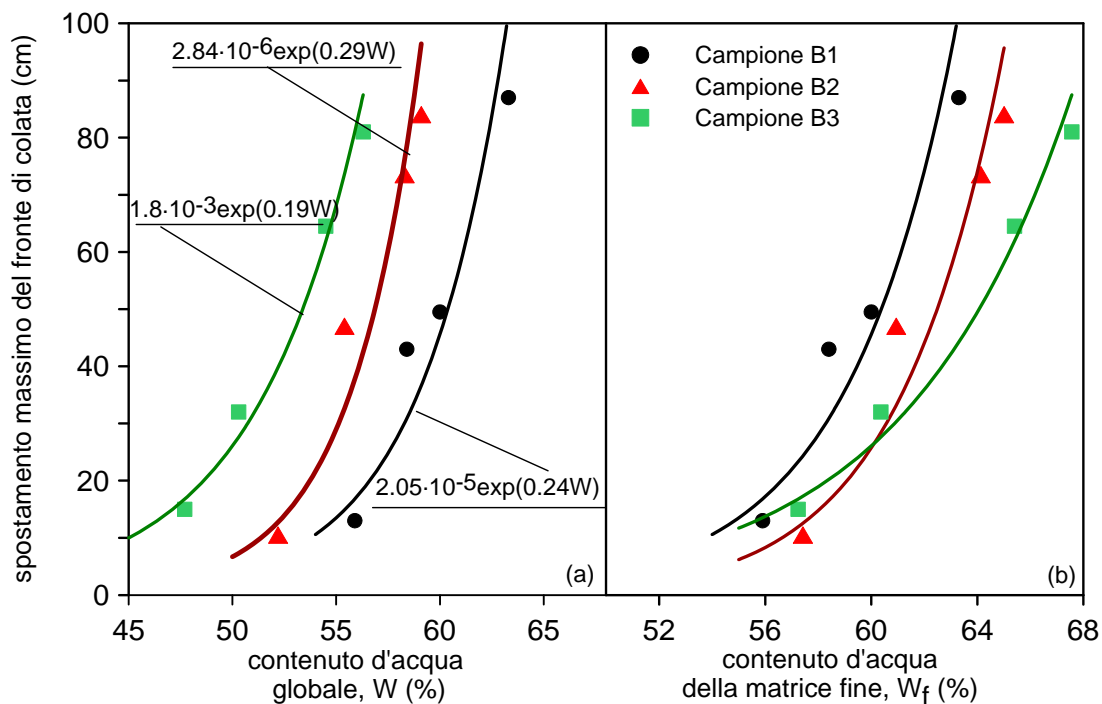


Figura 6.23: spostamento massimo del fronte di colata in relazione: a) al contenuto d'acqua globale, W , e b) al contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , per i campioni B1, B2 e B3.

fermato dalla Figura 6.23 b) dove appunto, in riferimento al contenuto di acqua della matrice fine W_f , è sempre il campione B1 a percorrere le maggiori distanza, come riportato dalla Tabella 6.5, questa volta però seguito dal B2 e infine dal B3. In altre parole, in questi test, la quantità di sabbia utilizzata non è tale da accelerare il moto, ma piuttosto tende a rallentare il movimento perché probabilmente l'aspetto attritivo delle sabbie, in queste quantità, ha il sopravvento rispetto a quello inerziale e tende quindi a dissipare energia.

Riassumendo, in base alle prove di tipo A e B, l'influenza di una componente a grana grossa sul comportamento delle colate si può descrivere attraverso due aspetti duali.

Il primo afferma che una stessa quantità di materiale, è necessaria una quantità d'acqua inferiore per mobilitare il volume della miscela sabbia-argilla, in quanto la quantità di terreno in grado di assorbire l'acqua (cioè la parte fine) risulta essere inferiore; è quindi necessaria meno acqua per superare il limite di scorrimento e mobilizzare la colata.

Il secondo invece considera il contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , dimostrando che se si confrontano le distanze massime percorse, la sabbia risulta fornire una evidente componente attritiva, se presente al di sotto di una data quantità, perché al di sopra di una certa soglia il fenomeno non assume più le caratteristiche di un *mudflow* ma piuttosto rientra in un regime macro viscoso, dove cioè anche la frazione granulare assume una certa importanza e fa sentire i suoi effetti sullo sviluppo del fenomeno stesso come attestato dal campione A3.

Pure per questa serie di prove è stato misurato il massimo allargamento della colata per le prove effettuate; è stata perciò misurata l'estensione della colata in direzione trasversale al piano di scorrimento, nel punto di massima espansione laterale

Questo materiale, come nel caso del *runout* massimo, registra allargamenti maggiori rispetto a quello utilizzato nelle prove A, a sottolineare ancora una volta la sua maggiore defor

Tabella 6.5: spostamenti massimi per i 3 campioni B1, B2 e B3

	Spostamenti massimi del fronte di colata (cm)			
Campione B1	13 ($W=55.9\%$)	43 ($W=58.4\%$)	49.5 ($W=60\%$)	87.2 ($W=63.3\%$)
Campione B2	10.5 ($W=57.5\%$)	47 ($W=60.9\%$)	73.5 ($W=64.1\%$)	84 ($W=65\%$)
Campione B3	15 ($W=57.2\%$)	32 ($W=60.4\%$)	64.5 ($W=65.4\%$)	81 ($W=67.6\%$)

mabilità. Il valore massimo si registra per il campione B1-d con 29.5 cm: è rimarcato ancora una volta il concetto per cui la miscela con più quantità di fine risulta quella più deformabile sia in direzione longitudinale che trasversale al piano. Come si può vedere dalla Figura 6.24 l'andamento dello *spreading* in funzione del contenuto d'acqua, sia totale che riferito solo alla matrice fine, è di tipo esponenziale come quello degli spostamenti massimi. E anche qui valgono le medesime osservazioni fatte in precedenza: la sabbia tende a diminuire l'espansione laterale della colata rispetto al campione con solo frazione fine (Figura 6.24b); quindi i grani più grandi tendono ad unirsi a quelli più piccoli come una rete dando alla massa una struttura più connessa ed unita. La Tabella 6.6 riassume gli allargamenti massimi per i tre campioni B considerati.

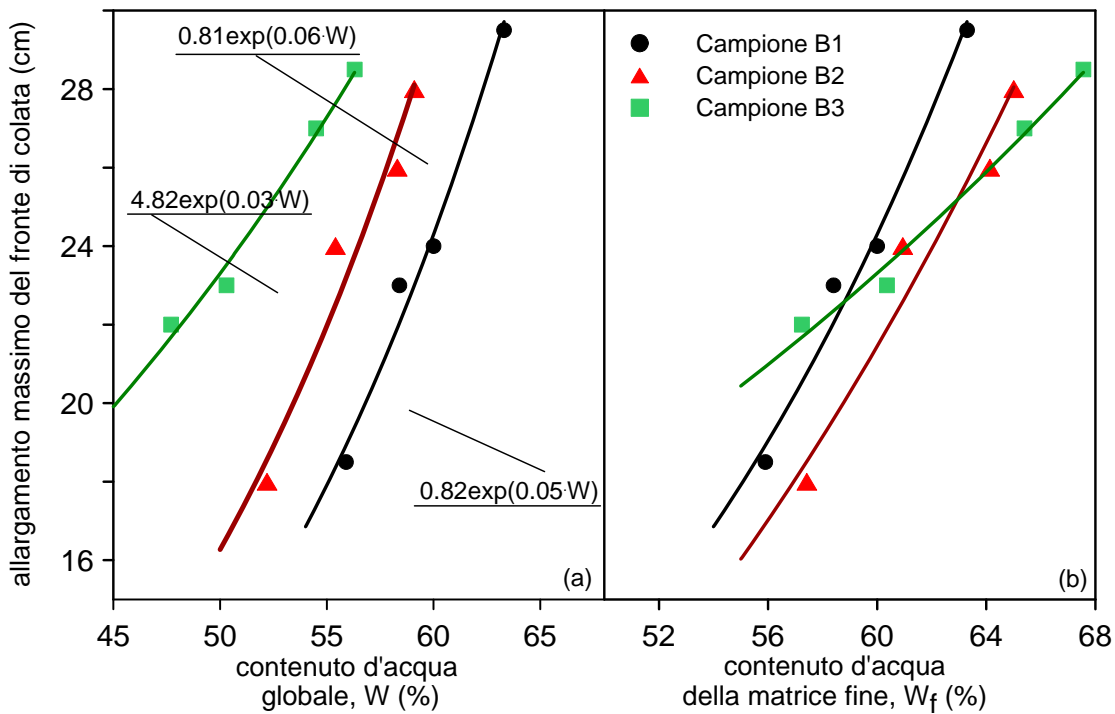


Figura 6.24 : *spreading* massimo del fronte di colata in relazione: a) al contenuto d'acqua globale, W , e b) al contenuto d'acqua della matrice fine, W_f per i campioni B1, B2 e B3.

Tabella 6.6: allargamenti massimi per i 3 campioni B1, B2 e B3

	Spostamenti massimi del fronte di colata (cm)			
	18.5	23	24	29.5
Campione B1	($W=55.9\%$)	($W=58.4\%$)	($W=60\%$)	($W=63.3\%$)
Campione B2	18	24	26	28
	($W=57.5\%$)	($W=60.9\%$)	($W=64.1\%$)	($W=65\%$)
Campione B3	22	23	27	28.5
	($W=57.2\%$)	($W=60.4\%$)	($W=65.4\%$)	($W=67.6\%$)

6.3 Test sperimentali in canaletta

Dopo aver studiato dal punto di vista qualitativo il comportamento del terreno nel piano inclinato e aver acquisito una conoscenza generale del fenomeno in esame si è proseguito con una sperimentazione sul modello fisico di canaletta. Questa serie di prove sono state eseguite allo scopo di analizzare la fase di propagazione di una colata con particolare riferimento a due processi fondamentali per un flusso di colata:

- sviluppo di sovrappressioni interstiziali: in particolare si è voluto analizzare l'andamento delle pressioni neutre durante l'evolversi del fenomeno stesso, visto che questa grandezza è una delle cause principali della mobilitazione di un certo quantitativo di massa e purtroppo, fin'ora, non sono stati condotti studi mirati al riguardo.
- processo di erosione: scopo preciso è capire se una colata può erodere e se si in quali condizioni e in che modo. Quest'attenzione all'erosività di un flusso, e quindi all'erodibilità del fondo, nasce dal fatto che un processo di questo tipo provoca, alla fine di un evento, un sostanziale aumento di volume della massa coinvolta, anche di un due ordini di grandezza (la frana di Tsing Shan è un buon esempio, in quanto da un volume iniziale pari a 400 m³ si è passati ad un volume finale di 20.000 m³).

Quindi per meglio comprendere questi meccanismi, oltre ad un ulteriore approfondimento sulle distanze percorse e velocità del fronte, è stato realizzato il modello fisico di seguito descritto.

6.3.1 Descrizione del modello

Il modello, visibile in Figura 6.25, è un canale a sezione rettangolare, di dimensioni 1800x1800x400 mm, con pareti in vetro, sostenuto da un telaio in acciaio il quale è incernierato ad un cassone inclinabile, rispetto alla verticale di $\pm 40^\circ$, attraverso due pistoni mossi da un impianto di sollevamento meccanico.

La sezione del canale è stata ristretta da 40 cm a 25 cm attraverso un pannello in plexiglass, posto a 15 cm dalla parete longitudinale destra, il quale confina lateralmente un piano in plexiglass, posizionato 20 cm dal fondo del canale, lungo 2.1 m e largo appunto 25 cm; su questo piano è fatta scorrere la colata da esaminare. La lunghezza complessiva dell'apparecchiatura risulta essere così di 2.1 m, l'altezza è di 60 cm mentre la larghezza è di 25 cm. Alla sommità del canale è stato creato un serbatoio per il contenimento del materiale

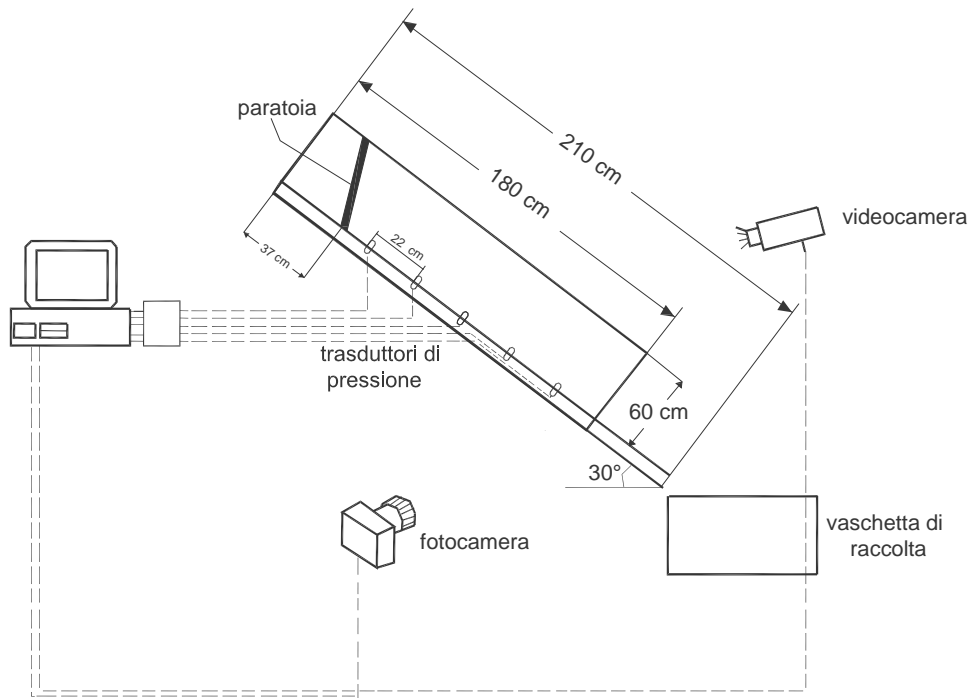


Figura 6.25 : prospetto laterale del modello fisico della canaletta

attraverso una paratoia frontale, posta a 37 cm dall'estremo superiore della base e inclinata di 30° rispetto al piano orizzontale, la quale è sollevata manualmente in modo tale che il campione di terreno da testare scorra lungo il piano in plexiglass. Tale piano è reso scabro attraverso sabbia (paragrafo 5.3) incollata sul fondo mediante resina epossidica. Alla fine del canale è posta una cassetta di plastica che serve per raccogliere l'eventuale materiale che fuoriesce dal piano nell'eventualità che il flusso superi la lunghezza della canaletta stessa.

Dato che lo scopo principale di questa sperimentazione è indagare la fase di propagazione di un flusso di colata valutando l'evoluzione delle pressioni neutre e gli spostamenti superficiali, sono stati utilizzati principalmente tre strumenti che permettono di monitorare le grandezze d'interesse; essi sono:

- cinque trasduttori di pressione neutra miniaturizzati alla base del piano di scorrimento (Figura 6.27a));
- fotocamera posizionata lateralmente al canale e parallelamente al piano di scorrimento, con una velocità di scatto fino a 60 fotogrammi al secondo;
- videocamera digitale frontale in direzione perpendicolare al piano di scorrimento

La scelta e la sistemazione dei sensori di pressione hanno richiesto ovviamente il maggior sforzo e la maggior sensibilità, sia per quanto riguarda la taratura che l'utilizzo degli stessi. Essi sono stati scelti sulla scorta di indicazioni della letteratura e delle proposte più innovative presenti in commercio.

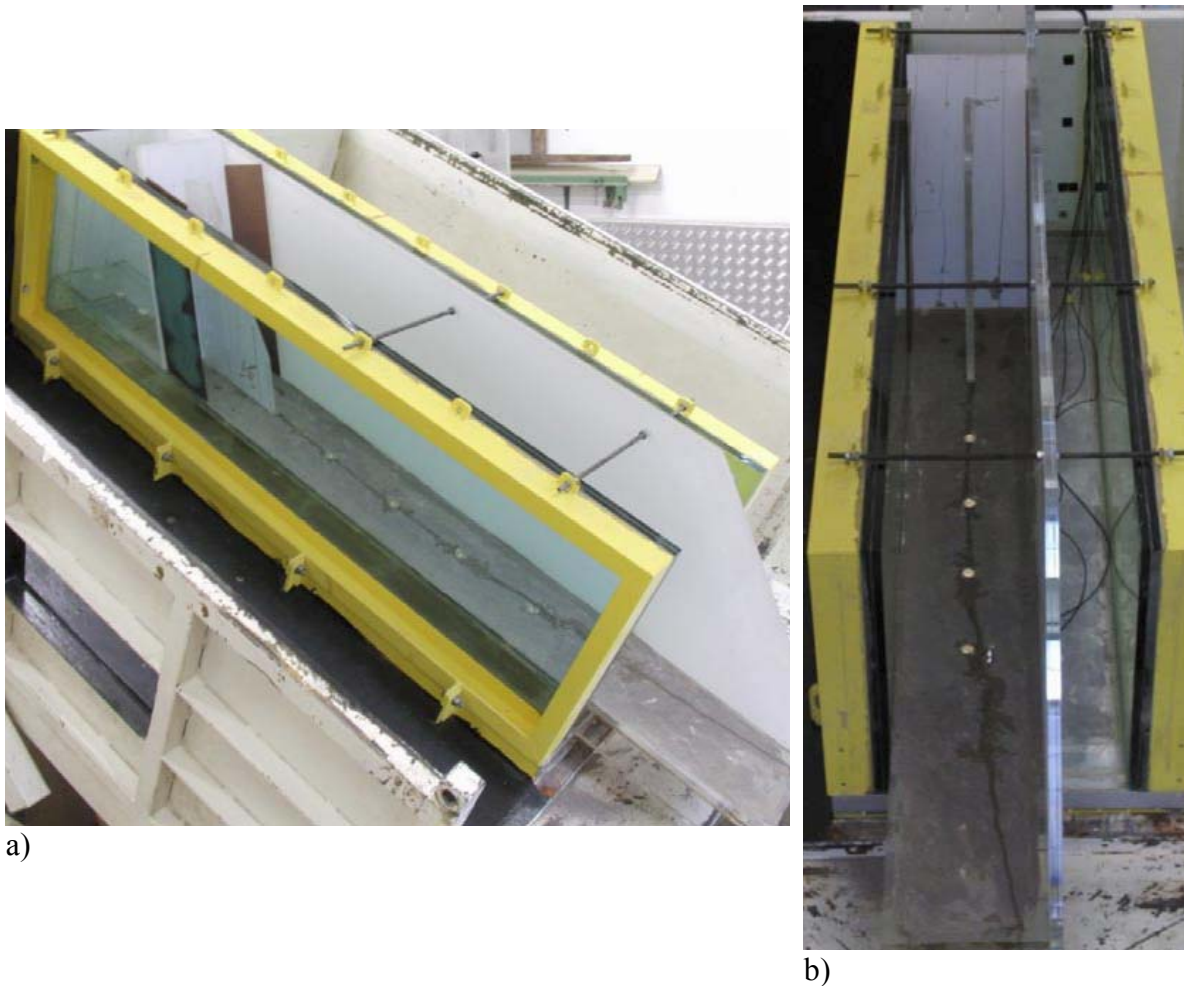


Figura 6.26. : modello fisico della canaletta: a) vista laterale; b) vista frontale

Sono stati posti lungo l'asse centrale del piano di scorrimento equo distanziati tra di loro di 22 cm (Figura 6.28); la scelta di collocare il piano a 20 cm dal fondo del canale è proprio dovuta alla presenza di questi strumenti: lo spazio compreso tra la base del canale e il piano permette una gestione migliore di tali strumenti sia durante la fase di installazione che di manutenzione.

I mini trasduttori di pressione sono stati scelti sulla base delle indicazioni trovate in letteratura. Infatti, Wang e Sassa (2001) mostrano che, per depositi di materiali granulari sciolti dello spessore del decimetro, possono insorgere sovrappressioni neutre dell'ordine del decimo di kPa che si dissipano in un arco di tempo di pochi secondi. Ovviamente dato che in questo caso si ha a che fare con materiali coesivi probabilmente le sovrappressioni che si instaureranno si dissiperanno in un tempo maggiore e magari raggiungono anche valori più alti. Occorre dunque predisporre degli strumenti con un fondo scala ridotta ed una sensibilità elevata in maniera da essere in grado di leggere pressioni neutre dell'ordine del millimetro in colonna d'acqua e con tempi di risposta ridotta. A tal fine è importante anche la scelta del

sistema di acquisizione come verrà illustrato nel seguito. Il trasduttore miniaturizzato utilizzato per la sperimentazione, della serie *PDCR81* della *DRUCK*, è immergibile ed, essendo dotato di attacco a membrana affacciata con filtro in ceramica, può essere agevolmente utilizzato per misure di pressioni neutre in terreni. Ha un campo di misura tra 0 a 35kPa con risoluzione dello 0.2% e campo di temperature di esercizio compreso tra -20/+120°C, ed è costituito da una cella di carico del diametro di circa 5 mm ed alta circa 25 mm.

I trasduttori sono collegati ad un sistema di acquisizione dati modulare in grado di acquisire un massimo di 32 canali e di digitalizzare ed allocare nel registro d'uscita i segnali forniti in ingresso ad otto canali con una frequenza di 2.8 ms. Ciascun canale può essere configurato per ricevere in ingresso segnali in corrente od in tensione in campi prefissati. In tal modo è facilitata la gestione dei sensori ed è possibile un'acquisizione di dati circa ogni decimo di secondo.

Prima di avviare la fase sperimentale della ricerca è stato necessario provvedere alla verifica dei singoli componenti della strumentazione e alla taratura dei sensori.

I cinque trasduttori sono stati fissati ad una struttura metallica, un manicotto in acciaio e fissati tramite un o-ring di tenuta (Figure 6.27b, 6.29), in modo tale da assicurare sopra la pietra porosa un battente di acqua più o meno di mezzo centimetro: in questo modo si è sicuri della saturazione del sensore e quindi di una misura di pressione molto più affidabile. Infatti durante la calibratura del modello sperimentale sono stati riscontrati dei problemi per quanto riguarda le misure di pressione, che a volte erano totalmente inaffidabili; così ci si è resi conto che il trasduttore funziona bene solo in condizioni di totale saturazione altrimenti non registra valori di pressione neutra reali. Uno strato di teflon adesivo è fissato sia in corrispondenza dell'*oring*, che tra manicotto e trasduttore alla base inferiore del manicotto stesso, per garanti-

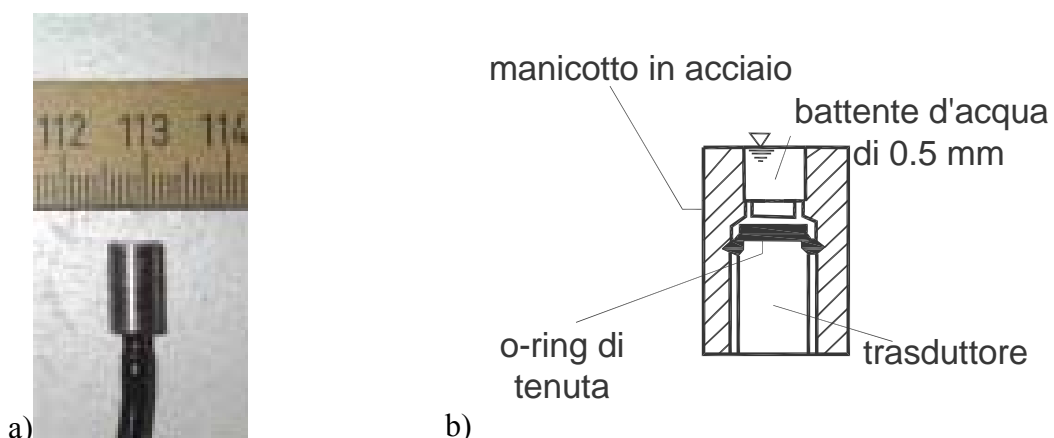


Figura 6.27: a) trasduttori di pressioni neutre miniaturizzati; b) schema di fissaggio dei sensori

re la tenuta idraulica del sistema manicotto + trasduttore; inoltre per essere sicuri di non avere perdite d'acqua durante lo svolgersi della prova, e quindi avere dei dati di pressione sfalsati, si è proceduti all'isolamento idraulico del foro dove sono posti i trasduttori e relativi manicotti tramite del teflon liquido.

Inizialmente questi strumenti sono stati lasciati in una bacinella d'acqua per alcuni giorni, in ambiente a temperatura ed umidità controllate, per evitare derive degli strumenti ed eliminare l'eventuale aria rimasta intrappolata nei sensori stessi. In seguito ciascun trasduttore è stato inserito singolarmente in un cilindro graduato che è stato riempito, per sei volte, con altezze d'acqua diverse in modo da applicare, volta per volta, una colonna d'acqua nota. E' stato così possibile controllare la suscettibilità dei trasduttori a variazioni di pochi millimetri d'acqua corrispondenti ad una risoluzione del centesimo di kPa. La risposta degli strumenti è riportata nella Figura 6.30 in cui si identifica appunto un andamento spezzato: ciascun scalino

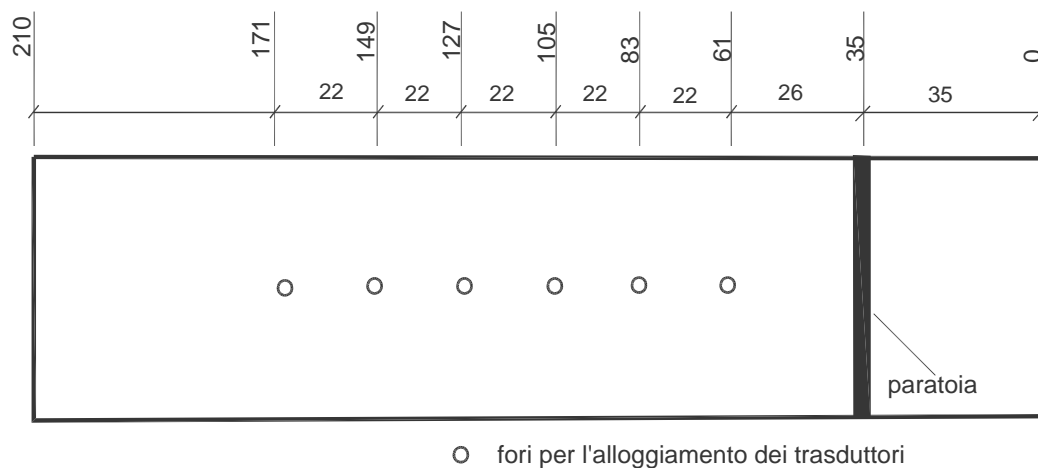


Figura 6.28: ubicazione dei fori predisposti per l'installazione dei trasduttori di pressione.

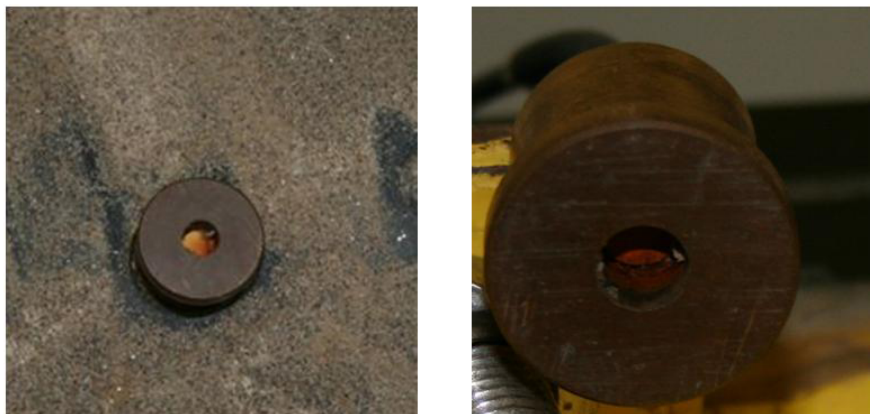


Figura 6.29: Alloggiamento trasduttori di pressione

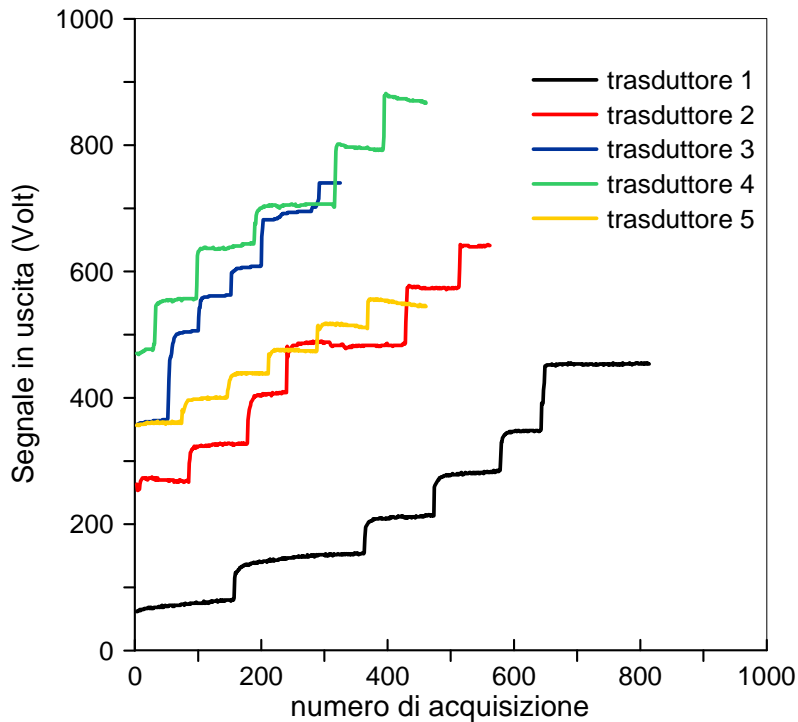


Figura 6.28. risposta dei trasduttori ad un carico variabile nel tempo.

corrisponde ad una variazione di colonna d'acqua nel cilindro graduato. Come si può ben notare i gradini sono sei come sei sono le volte in cui si è cambiata l'altezza d'acqua nel cilindro.

6.3.2 Sperimentazione

Il programma sperimentale ha la finalità di riprodurre in scala ridotta la fase di propagazione delle colate di fango allo scopo di individuare i meccanismi che regolano tale fenomeno ed individuare i fattori che lo controllano. Le prove sperimentali consistono nello sbarramento della canaletta, inclinata di 30 gradi, con la paratoia, il riempimento del volume a monte tramite le miscele appositamente preparate, e successiva rimozione rapida della paratoia. Le prove sono state condotte con diversi volumi di materiale, con diverse granulometrie delle miscele, diversi contenuti d'acqua delle stesse, e di conseguenza con diverse concentrazioni solide.

Dato che lo scopo principale di questo lavoro è la caratterizzazione dell'evoluzione temporale di fenomeni di colata, in termini di pressione interstiziali, erosione al fondo e

influenza di una frazione grossolana sul comportamento del *mudflow* stesso, si è proceduto ai seguenti diversi tipi di prove:

- prove C-AA: simulazione di fenomeni di colata con miscele argilla – acqua;
- prove C-AS: simulazione di colate con miscele di acqua-argilla-sabbia;
- prove E-AA: analisi del passaggio di una seconda colata su una precedente al fine di capire l'effetto di un fondo non più rigido sulla propagazione;
- prove E-AS: analisi del passaggio di una seconda colata su un fondo granulare di sabbia dell'Adige.

E' da precisare che l'argilla utilizzata per la simulazione di fenomeni di colata, in tutte e quattro i tipi di prova, è l'argilla commerciale, descritta nel capitolo 5.2; mentre la sabbia impiegata è quella dell'Adige, descritta nel paragrafo 5.3.

Per tutti i tipi di prova si è cercato di preparare le miscele utilizzate seguendo una stessa procedura, sia come metodologia che come tempistica, allo scopo di rendere confrontabili i dati ottenuti.

Le sospensioni utilizzate sono state miscelate all'interno di un recipiente d'acciaio tramite un miscelatore meccanico: al materiale, dapprima essiccato a 105°, è stato aggiunto gradualmente il contenuto d'acqua previsto per quella determinata prova, mentre si procedeva ad un'agitazione meccanica tramite appunto il miscelatore prima menzionato. La procedura di amalgama continua fino ad ottenere una miscela il più uniforme possibile, e si è visto che più o meno sono necessari circa 30-40 minuti di agitazione meccanica. Tra l'altro è molto importante che tra la preparazione del materiale e la realizzazione della prova stessa intercorra il meno tempo possibile. Tutti questi accorgimenti sono stati adottati perché l'argilla richiede un tempo minimo di assorbimento dell'acqua, proprio a causa della sua struttura chimica, e quindi cercare di evitare possibili effetti tixotropici: è risaputo che questi terreni presentano questo fenomeno, per cui passano allo stato liquido per effetto di una semplice agitazione o vibrazione, per poi tornare a coagularsi quando l'azione meccanica perturbatrice viene a mancare. Dal punto di vista reologico questo comporta una diminuzione della viscosità con il tempo di applicazione dello sforzo di taglio, a parità di tutte le altre condizioni.

Ovviamente non si è sicuri che una miscelazione di tipo meccanico di 30-40 minuti sia sufficiente ad evitare problemi tixotropici, probabilmente sarebbe necessario un periodo maggiore; ma, in ogni caso, con questo tempo d'agitazione si ha un buon compromesso tra omogeneità della sospensione e tempistica di realizzazione dell'esperimento.

6.3.2.1 Prove di tipo C-AA

Questa prima serie di test ha riguardato la simulazione di colate di sola argilla al fine di monitorare e analizzare le seguenti grandezze caratteristiche del fenomeno stesso:

- distanze percorse dal fronte di colata;
- velocità del fronte di colata;
- evoluzione delle pressioni interstiziali;

Le prove hanno riguardato diversi contenuti d'acqua, per valutare appunto l'influenza di questo parametro nell'evoluzione del flusso di colata.

Tutti i test hanno previsto l'utilizzo di circa 5 kg di argilla secca, omogeneizzata con acqua, per una miscela di volume iniziale V_i che varia, a seconda della prova, tra $4600 \div 5600 \text{ cm}^3$, a cui corrisponde un'altezza iniziale $H_0 = 23 \div 26.5 \text{ cm}$.

Le caratteristiche dei diversi test effettuati sono riassunte nella Tabella 6.7.

Anche in questo caso le prove sono molto rapide, in quanto si arrestano generalmente in poco più di un secondo. La Figura 6.31 mostra la tipica configurazione finale di una colata in per il test C-AA1 (la foto mostra un piano orizzontale in quanto la macchina fotografica è stata posizionata con la medesima inclinazione del piano).

La fotocamera è stata utilizzata con una risoluzione di 12 fotogrammi al secondo.

La Figura 6.32 mostra le distanze progressive raggiunte dal fronte di colata per i primi 5 test, in quanto gli ultimi due sono fuoriusciti dal piano di scorrimento e quindi i dati non sono stati considerati rappresentativi.

Tabella 6.7. : caratteristiche dei test effettuati per la serie di prove C-AA

Numero test	Contenuto d'acqua, W (%)	Concentrazione solida, CS (%)	V_i (cm^3)	H_0 (cm)	Massima distanza percorsa dal fronte (cm)
C-AA1	55.5	40.2	4640.67	23.80	55.5
C-AA2	56.5	39.8	4690.67	24.05	86.47
C-AA3	57	39.6	4715.67	24.18	110.45
C-AA4	57.5	39.4	4740.67	24.31	132.1
C-AA5	58	39.1	4765.67	24.44	147.5
C-AA6	61	37.96	4915.67	25.21	> 173 *
C-AA7	75	33.5	5615.67	26.80	> 173 *

*: nei test in questione le colate sono fuoriuscite dal piano di scorrimento, quindi non è possibile avere una stima precisa della massima distanza percorsa.



Figura 6.31 : configurazione finale della prova C-AA1 ($W = 55\%$)

Le curve, come nel caso dei test su piano inclinato, presentano tutte un tratto iniziale ad andamento parabolico con convessità rivolta verso l'alto, caratterizzato da accelerazione costante, a cui segue un tratto a convessità verso il basso, indice di una decelerazione del materiale. In corrispondenza del flesso si ha la massima velocità. Segue, quindi, la fase di arresto, identificabile nel tratto orizzontale, o meglio asintotico (velocità nulla). Si nota come lo spostamento massimo aumenta con l'aumentare del contenuto d'acqua, e la massima distanza raggiunta, pari a 147.5 cm, è conseguita dalla miscela con un contenuto d'acqua,

Per quanto riguarda i tempi di arresto delle colate, che corrispondono più o meno all'inizio del tratto orizzontale della curva, anche questi, così come nel caso del piano inclinato, aumentano con l'accrescere del contenuto d'acqua, quindi per il test C-AA1 ($W=55.5\%$) il flusso si è fermato in 0.8 secondi, mentre per il test C-AA5 ($W=58\%$) questo si è concluso in 1.5 secondi.

Dalla curva degli spostamenti del fronte sono state poi ricavate le velocità istantanee (come $v = \Delta x / \Delta t$, con $\Delta t =$ velocità di scatto della macchina fotografica = $1/12 = 0.083$ s) riportate nella Figura 6.33. Come già detto in precedenza, il flusso ha un'accelerazione iniziale, confermata appunto dall'andamento della velocità nel primo tratto, che cresce fino a raggiungere un valore di picco e poi decresce fino ad annullarsi, in corrispondenza dell'arrestarsi della colata stessa. Si può notare inoltre come i flussi con contenuto d'acqua più

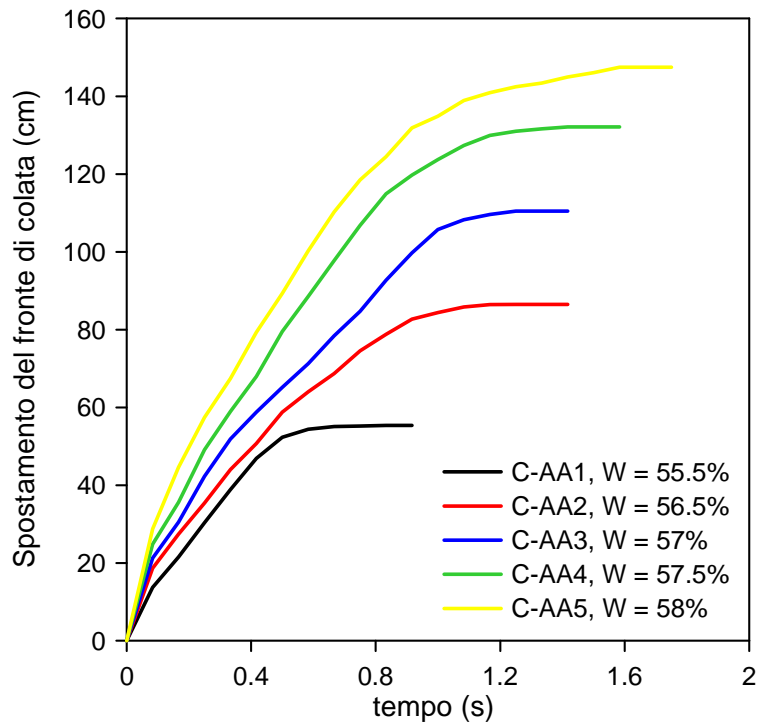


Figura 6.32.: spostamento del fronte di colata per i primi 5 test della serie C-AA

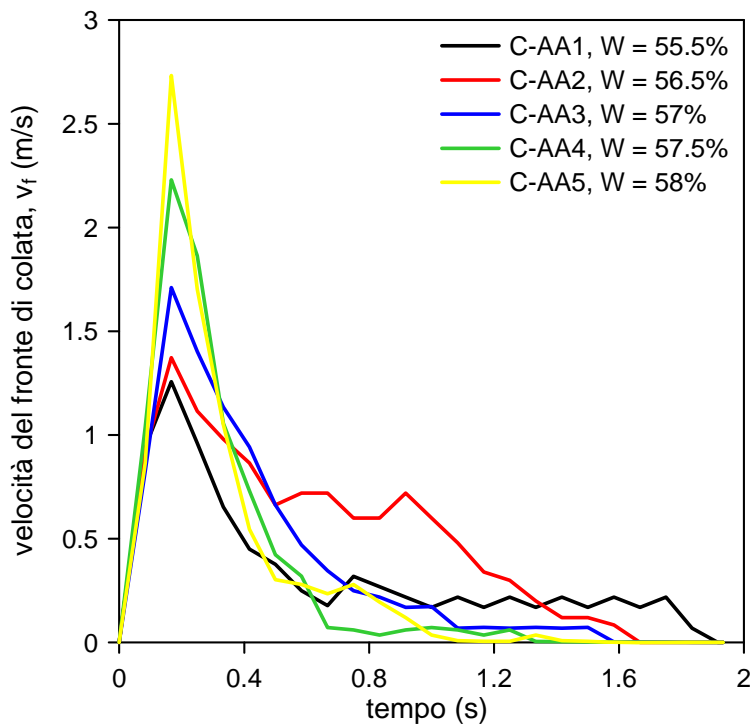


Figura 6.33.: velocità del fronte di colata per i primi 5 test della serie C-AA

elevato tendano a raggiungere più alti valori di velocità di picco; allo stesso tempo però, la velocità cresce e decresce più rapidamente, invece nel caso di test con contenuti d'acqua più bassi le velocità di picco risultano inferiori, ma le fasi di decelerazione sono più lunghe. Si

può ipotizzare che la più elevata concentrazione solida, e di conseguenza la maggiore inerzia del materiale, determini questo comportamento.

La Figura 6.34 riporta il confronto tra gli spostamenti massimi raggiunti dalle colate nel piano inclinato (prove B1) e quelle ottenute in canaletta (prove C-AA). Com'era prevedibile le prove effettuate in canaletta registrano distanze maggiori rispetto a quelle eseguite sul piano inclinato. Dato che l'angolo di inclinazione per entrambi i modelli è lo stesso, la diversità di comportamento può essere imputabile a due fattori: uno è il volume di materiale coinvolto nei test, 5000 cc (in canaletta, a cui corrispondono un'altezza iniziale di 25 cm) contro i 640 cc (nel piano inclinato, per un'altezza iniziale di 7 cm); come evidenziato in letteratura nel caso delle colate detritiche (D'Agostino *et al.*, 2009), sia il volume movimentato che l'altezza del fronte della colata sono correlati con la distanza percorsa, ipotesi che si può assumere vera anche per il caso delle colate di argilla

Il secondo fattore sono le condizioni al contorno imposte dalla geometria dai due modelli fisici, infatti nel piano inclinato il piano di scorrimento è libero, mentre nella canaletta è confinato dalle pareti laterali. Quindi è facile pensare che la colata scorra per un tratto più lungo qualora sia impedita di allargarsi, perché il materiale non si disperde lateralmente e mantiene altezze di flusso più elevate, andando a confermare alcune relazioni empiriche di letteratura, che indicano per l'arresto della colata il raggiungimento di un'altezza

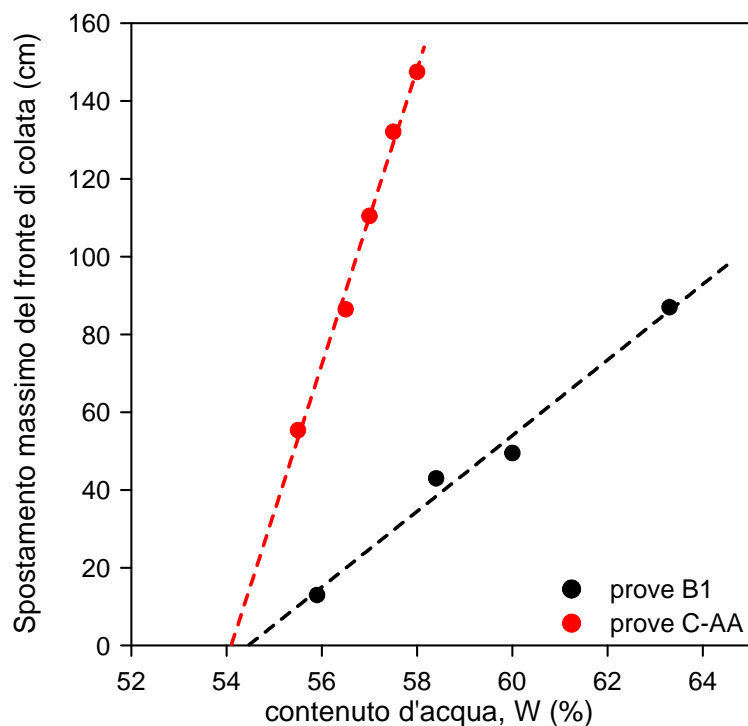


Figura 6.34. : spostamento massimo in funzione del contenuto d'acqua per le prove su canaletta e piano inclinato

limite, al di sotto della quale il materiale si arresta.

In ogni caso a sostegno della validità delle prove c'è il fatto che, in entrambi i modelli fisici, rimane invariato il contenuto d'acqua minimo per la mobilitazione della colata: se idealmente si prolunga la retta d'interpolazione dei dati di spostamento massimo fino ad intercettare l'asse x , si vede che entrambe le prove richiedono più o meno un contenuto d'acqua W del 54% perché ci sia scorrimento.

E' necessario comunque sottolineare come il materiale sia estremamente sensibile al contenuto d'acqua, infatti a piccole variazioni di W corrispondono notevoli differenze in termini di spostamento totale del fronte; ovviamente questa sensibilità è maggiore nel caso dei test in canaletta (maggiore pendenza della curva rossa in Figura 6.34), proprio perché la quantità di materiale coinvolto è di gran lunga maggiore rispetto a test su piano inclinato. Ed è appunto per questo che si è scelto di effettuare prove che differivano di mezzo o al massimo un punto percentuale di contenuto d'acqua.

Per quanto riguarda l'andamento delle pressioni interstiziali sono riportati solo i dati delle prime 4 prove in quanto negli altri test i trasduttori purtroppo sono andati fuori taratura e quindi i valori registrati non sono rappresentativi delle prove realizzate.

Le misurazioni sono state effettuate ad intervalli di circa 150 ms e i valori restituiti sono espressi in cm di colonna d'acqua. Le Figure 6.35, 6.36, 6.37, 6.38, 6.39, 6.40 riportano gli andamenti delle pressioni dell'acqua durante la fase di propagazione delle colate per le prove C-AA1, C-AA2, C-AA3 e C-AA4. Le Figure 6.35 e 6.36 illustrano l'andamento solo dei primi trasduttori perché non ha raggiunto gli altri tre, mentre la Figura 6.40 indica i valori solo dei trasduttori 1,2 e 4 perché gli altri due purtroppo hanno acquisito dati totalmente sbagliati probabilmente dovuti ad una parziale saturazione dei sensori stessi.

Come si può vedere tutti i trasduttori presentano una rapida crescita seguita da un altrettanto rapida diminuzione del valore di pressione, il quale poi si assesta ad un valore più o meno costante nel tempo. Tutti i trasduttori hanno rilevato un picco di pressione, a parte il primo sensore nella prova C-AA2 (Figura 6.37): questo potrebbe semplicemente essere dovuto ad un limite tecnico della strumentazione, che non è stata in grado di rilevare la misura a causa di un tempo di acquisizione alto rispetto alla velocità di sviluppo del fenomeno simulato. La rilevazione delle pressioni risulta essere, infatti, piuttosto difficoltosa, a causa del tempo estremamente ridotto in cui avvengono le prove, che comporta rapide variazioni di misura in intervalli di tempo molto brevi e la necessità di frequenze di lettura elevate,

difficilmente ottenibili con le apparecchiature disponibili (in questa sede); comunque, considerate tutte e quattro le prove, ci si può ritenere soddisfatti dei dati registrati.

In ogni caso i picchi, per tutti e quattro i test si susseguono in ordine di tempo: il sensore 1, il primo ad essere raggiunto dalla colata, è il primo a registrare tale picco, a seguire, in ordine, tutti gli altri. L'innalzamento rapido, corrispondente ai picchi registrati, sono dovuti essenzialmente al passaggio rapido del flusso al di sopra dei sensori: essi la vedono e la registrano come una sorta di onda di materiale fluido. Questi incrementi di pressione interstiziale sono dovuti ad una sorta di deformazione non drenata, che genera quindi lo sviluppo di sovrappressioni neutre. Infatti se si analizzano le altezze di colata al suo passaggio sopra i trasduttori appare evidente come i valori registrati siano superiori all'effettivo "tirante" del flusso (Tabella 6.8), quindi i sensori al momento del passaggio della colata rilevano il carico totale che insiste sul sensore stesso: si è pertanto in condizioni non drenate, pertanto alla base del piano di scorrimento, in corrispondenza dei trasduttori si avrà:

$$\sigma_{tot} = \gamma_{sat} \cdot h = u = \gamma_w \cdot h_w \quad (6.6)$$

con σ_{tot} tensione totale, γ_{sat} peso di volume saturo del terreno (1.68 kN/m³), u pressione dell'acqua, γ_w peso di volume dell'acqua, h altezza della colata e h_w altezza di colonna d'acqua all'interno della massa (valore misurato dai trasduttori); dalla (6.6) si ha:

$$h_w = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} \cdot h \quad (6.7)$$

Bisogna comunque sottolineare come le (6.6) e (6.7) valgono in condizioni di terreno saturo, ipotesi del tutto ragionevole nelle prove effettuate in canaletta visto le condizioni e le metodologie con cui è preparato il campione testato.

Dalla Tabella 6.8 appare evidente come effettivamente la propagazione della colata generi delle sovrappressioni neutre Δu : il picco di pressione interstiziale h_w^* registrato dai sensori risulta maggiore dell'effettiva altezza di picco della colata, h^* (altezza massima del fronte di colata al momento del passaggio del flusso sui trasduttori, Figura 6.41), sugli stessi ad eccezione dei sensore 1 e 2 nella prove C-AA2 e C-AA3 rispettivamente (probabilmente a causa dei limiti tecnici dell'apparecchiatura utilizzata, come già spiegato precedentemente). E' necessario sottolineare come per altezza di picco h^* s'intenda l'altezza del fronte di colata al momento del passaggio di questa sui sensori stessi.

Per cui questi alti valori di pressione interstiziale h_w^* sono dovuti ad un processo non drenato: la bassa permeabilità dell'argilla e soprattutto il tempo molto breve in cui evolve il processo simulato, fanno sì che la colata si propaghi in condizioni non drenate e che quindi i

sensori rilevino il carico insistente su di essi come carico totale secondo la (6.6). I valori di altezza per il carico totale h_{tot} è calcolato seguendo la relazione (6.7) e i valori sono riportati nella Tabella 6.8.

E' comunque chiaro che i dati di picco h_w^* registrati dai sensori risultino maggiori anche di h_{tot} : la pressione totale, espressa nella (6.6) ha un ulteriore contributo oltre a quello dovuto alle condizioni non drenate del fenomeno:

$$h'_c = h_{tot} - h_w^* \quad (6.8)$$

dove appunto il termine h'_c indica l'apporto aggiuntivo al carico totale rappresentato dalla (6.7), che può essere espresso come differenza tra carico totale e pressione interstiziale. Dall'analisi dei dati ottenuti dalle prove sul modello fisico si è visto che questo contributo h'_c è in un qualche maniera proporzionale alla velocità del fronte di colata: tanto maggiore è la velocità di flusso tanto maggiore è il valore di h'_c (a parte il trasduttore 1 e 2 nei test C-AA2 e C-AA3 per i motivi esposti precedentemente). Quindi questo contributo suppletivo lo si può semplicemente indicare come un apporto di impatto cinetico:

Tabella 6.8: altezza di picco della colata h^* , picco di pressione interstiziale, h_w^* , altezza di carico totale h_{tot} , altezze finali h_f in corrispondenza dei sensori, per le prime 4 prove C-AA

prova	sensore	h^* (cm)	h_{tot} (cm)	h_w^* (cm)	h'_c (cm)	h_f (cm)
C-AA1	1	2.14	3.58	4.35	0.77	1.93
	2	1.4	2.35	3.082	0.74	1.71
C-AA2	1	4.31	7.19	-	-	2.28
	2	4.29	7.17	9.06	1.89	0.96
	3	3.13	5.22	6.07	0.85	0.34
	4	2.95	4.92	5.42	0.5	0.36
	5	1.8	3.01	3.38	0.37	1.5
C-AA3	1	4.2	7.01	8.43	1.42	2.53
	2	3.43	5.73	3.68	-2.05	1.72
	3	3.25	5.43	6.83	1.4	1.05
	4	3.12	5.21	6.21	1	1.3
	5	2.81	4.69	5.87	1.18	1.44
C-AA4	1	3.75	6.26	7.02	0.76	1.3
	2	3.43	5.73	6.59	0.86	1.25
	4	3.11	5.2	6.06	0.86	0.9

$$\sigma_{tot} = \gamma_w \cdot h_w + \sigma'_c \quad (6.9)$$

dove σ'_c indica appunto il termine di pressione dovuto alla velocità v_f (Figura 6.33) del fronte di colata al momento del passaggio della stessa sopra i sensori. Questo è in pieno accordo con gli studi di Costa (1984), il quale sostiene che l'alta velocità di fenomeni franosi producevano una grande forza d'impatto nell'area interessata e inoltre Watanabe e Ikeya (1981) proposero una relazione per calcolare questa forza d'impatto di seguito riportata:

$$P = \alpha \left(\frac{\gamma \cdot v^2}{g} \right) \quad (6.10)$$

in cui:

- P = pressione della forza di impatto;
- α = coefficiente di carico cinetico ($\alpha = 1$ per moti turbolenti, $\alpha = 2$ per moti laminari);
- γ = peso di volume del materiale coinvolto nel fenomeno franoso;
- v = velocità del flusso

Nella Figura 6.42 si può appunto notare il legame tra questo sovraccarico cinetico (in corrispondenza di ciascun trasduttore attivato dal flusso) e il quadrato della velocità del fronte di colata v_f (al momento del passaggio del flusso sul sensore) normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità g :

$$h'_c = \frac{k v_f^2}{g} \quad (6.11)$$

con k costante empirica.

Se si analizza l'andamento globale delle pressioni interstiziali nel tempo (sempre in riferimento alle Figure 6.35, 6.36, 6.37, 6.38, 6.39 e 6.40), si può notare, come già accennato precedentemente, che il picco è subito seguito da un rapido calo delle altezze di pressione che si assestano, dopo 2-3 secondi dall'arresto della prova a dei valori costanti che corrispondono, pressappoco, al carico totale esercitato dal flusso quando questo si è fermato; in altre parole, se si identifica con h_f l'altezza finale della colata (Tabella 6.8), in corrispondenza dei trasduttori, si avrà, secondo le relazioni (6.6) e (6.7):

$$h_w = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} \cdot h_f \quad (6.12)$$

Ciò significa, che nonostante la colata sia ferma, si è ancora in condizioni non drenate e che quindi sono ancora presenti delle sovrappressioni neutre Δu all'interno della colata stessa. Quindi la colata si è fermata perché ha raggiunto spessori per cui le forze instabilizzanti esterne si riducono la massa, piuttosto che per un incremento delle tensioni efficaci interne alla massa dovuto al processo di consolidazione (non si osserva dalle misure di pressione effettuate alcun fenomeno di dissipazione delle pressioni neutre né durante né subito dopo l'arresto della colata). Infatti dalla Figura 6.36 risulta che le Δu si dissipano più o meno in 20 minuti, dato ragionevole se si considera l'altezza limitata dello strato di terreno (~ 2 cm) e un coefficiente di consolidazione c_v dell'ordine 10^{-3} cm²/s caratteristico per lo stato fluido del terreno al momento dell'esecuzione della prova: infatti per il sensore 1 si ha un valore di pressione di circa 1.9 cm (pari proprio all'altezza finale h_f , come riportato dalla Tabella 6.8) dopo circa 20 min, mentre il trasduttore registra un'altezza di pressione pari a 1.7 cm dopo più o meno 15 min. Il corretto funzionamento degli strumenti e la validità dei dati da essi registrati è anche sottolineata dal fatto che dissipa più velocemente il sensore 2 visto che sopra questo c'è uno strato leggermente più sottile di terreno (~ 1.7 cm) rispetto al sensore 1 (~ 1.9 cm). Inoltre dopo circa un'ora entrambi i trasduttori registrano dei valori di suzione, confermati appunto dai valori negativi di pressione neutra: il terreno, fermo, comincia ad asciugarsi visto che non c'è nessun apporto d'acqua alla colata stessa. Sempre in riferimento alla Figura 6.36, dopo quasi 2 ore e mezzo il sensore 1 registra un valore di -4.66 cm, a cui corrisponde una pressione di capillarità di circa 0.5 kPa; mentre il sensore 2 rivela un'altezza di -8.92 e quindi una suzione di 0.9 kPa. Ovviamente se si fosse proseguito, per un tempo maggiore, con l'acquisizione dei dati, le misure di pressione capillare sarebbero sicuramente aumentate, dato che per questo tipo di terreno il cui D_{10} è dell'ordine di 0.001 mm, si possono raggiungere valori di suzione tra i 280 e 1440 kPa.

Non è purtroppo possibile confrontare questi tempi con altri di altri test visto che non si hanno i dati a lungo termine di tutte le prove, sia a causa delle limitate caratteristiche tecniche del computer di acquisizione dati, sia per motivi di carattere pratico dovuti ai tempi di esecuzione dei test: non è stato sempre possibile effettuare un monitoraggio continuo delle pressioni interstiziali visto che era necessario effettuare più test nell'arco di una giornata per avere più dati possibili da confrontare. In ogni caso, se si considera l'andamento delle pressioni nel test C-AA3 riportato in Figura 6.39, si vede appunto come dopo un minuto e mezzo le altezze di pressione d'acqua sono ancora ben lontane dalle condizioni di regime, cioè quelle idrostatiche: dopo 1.5 min dall'inizio della prova, in corrispondenza dei 5 trasduttori si hanno, in ordine, pressioni neutre di 3.82, 2.6, 1.6, 1.96 e 2.21 cm a fronte di altezze finali di

colata h_f di 2.53, 2.72, 1.05, 1.33 e 1.44; ciò indica che, in quest'arco di tempo, si è dissipato circa il 10% delle sovrappressioni generatesi durante il fenomeno.

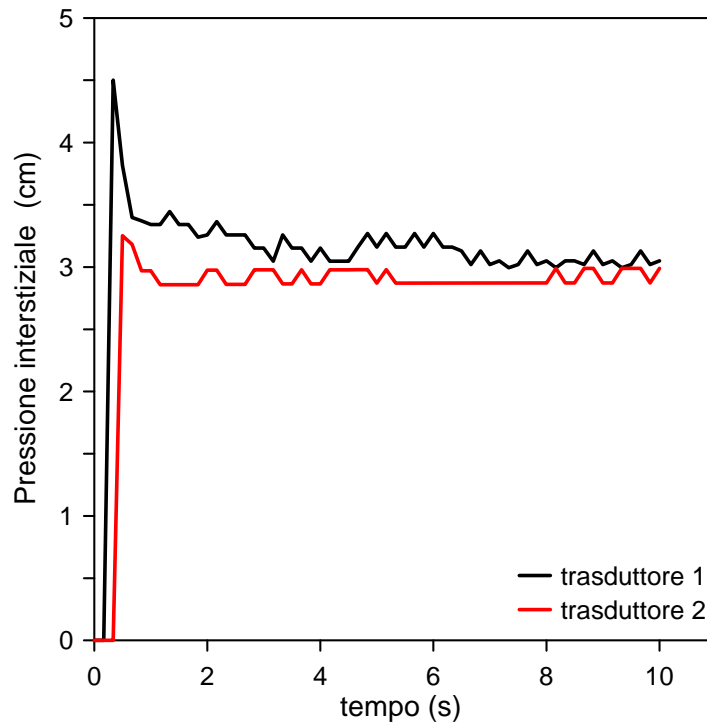


Figura 6.35: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AA1 nei primi 10 secondi

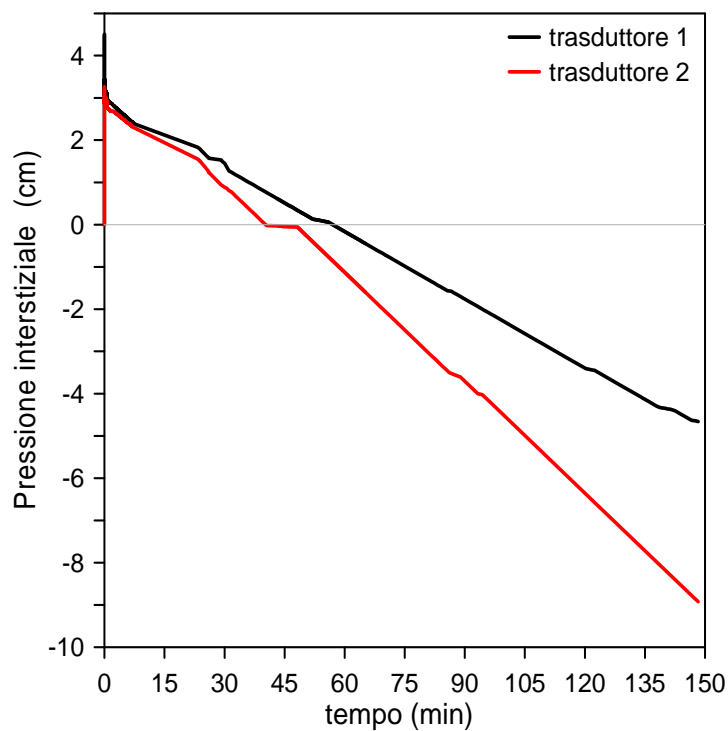


Figura 6.36: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali (cm di colonna d'acqua) per il test C-AA1

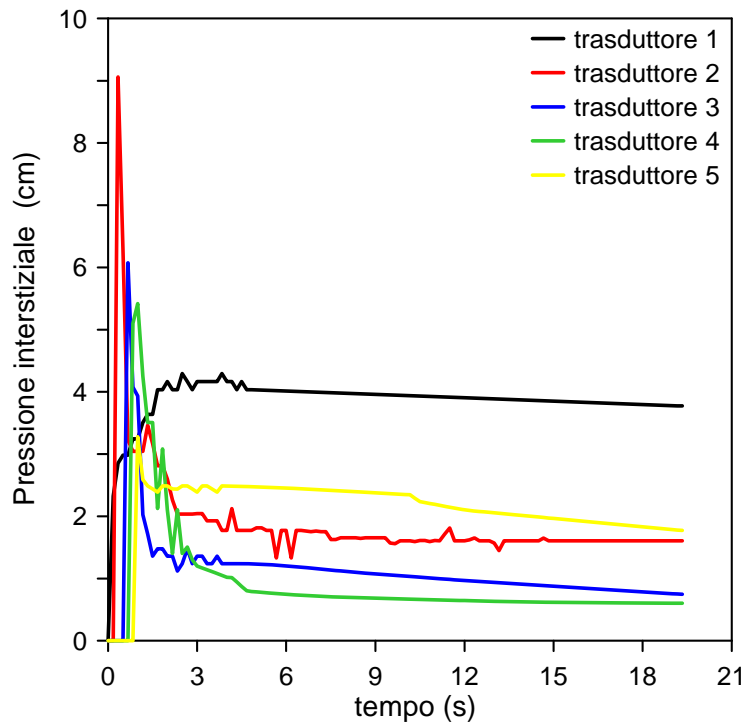


Figura 6.37: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AA2

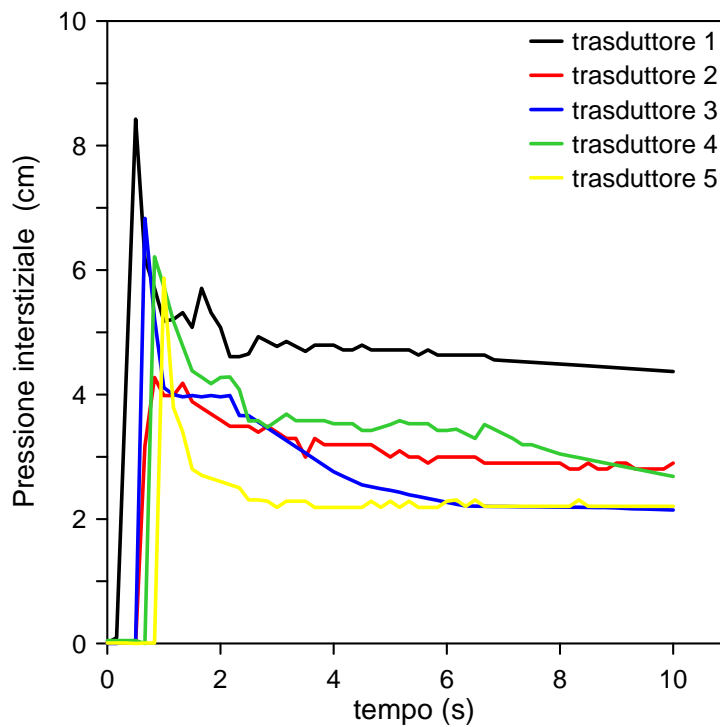


Figura 6.38: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AA3 nei primi 10 secondi

Del resto, il terreno coinvolto è fine e l'evoluzione del fenomeno è molto rapido (poco più di un secondo): entrambi questi aspetti giustificano lo sviluppo del processo in condizioni

non drenate con il generarsi di sovrappressioni neutre, che rispetto allo spessore della colata e alla durata del fenomeno stesso, si esauriscono in un tempo abbastanza lungo.

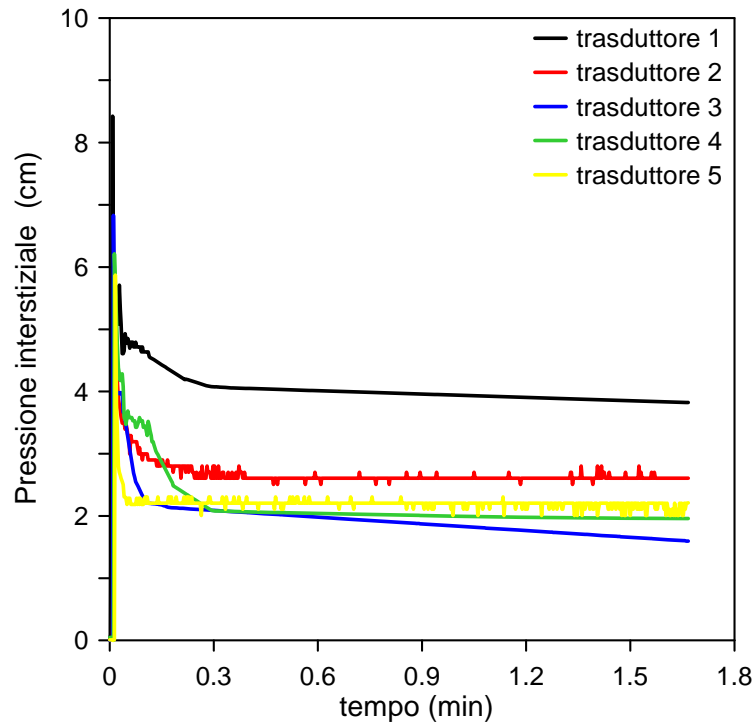


Figura 6.39: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali (cm di colonna d'acqua) per il test C-AA3

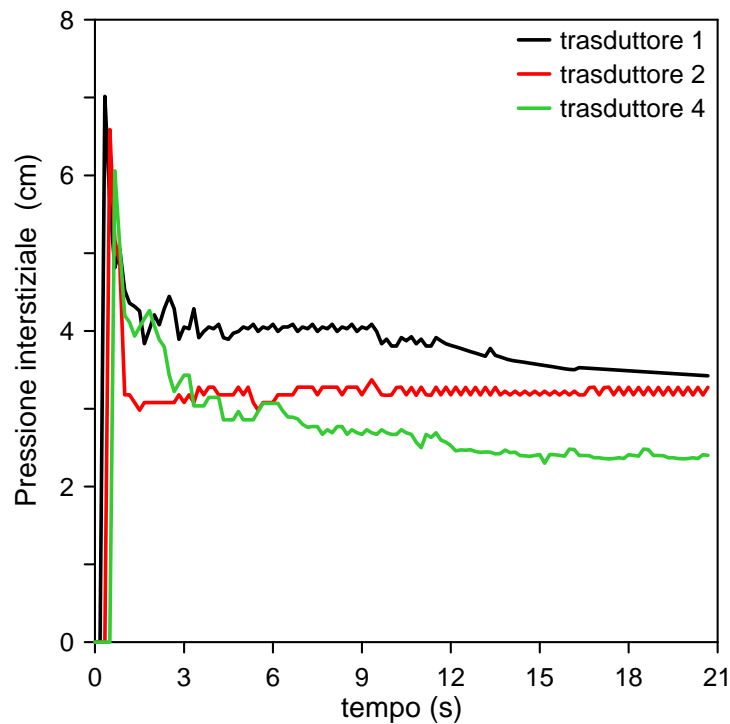


Fig.6.40: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AA4



Figura 6.41: altezza del fronte di colata, h^* , in corrispondenza del trasduttore

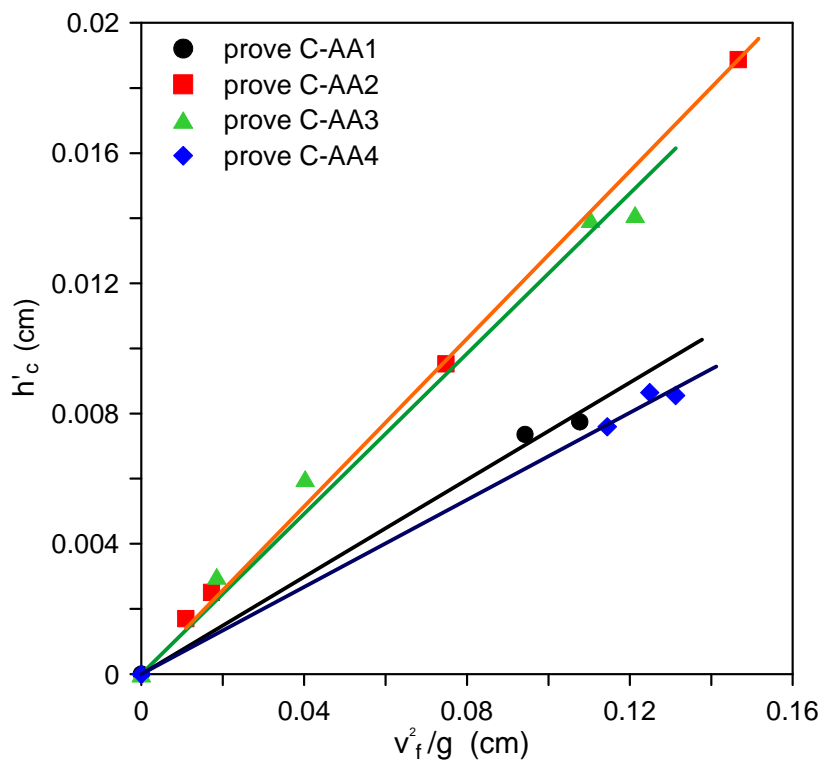


Figura 6.42: andamento del sovraccarico cinetico h'_c in funzione della velocità del fronte v_f

6.3.2.2 Prove di tipo C-AS

Dato che in realtà il terreno coinvolto in un fenomeno franoso non è mai omogeneo né dal punto di vista granulometrico né mineralogico, si è pensato di studiare l'effetto che potrebbe avere sulla propagazione di una colata l'aggiunta di una certa quantità di sabbia (paragrafo 5.3) alla miscela di argilla e acqua. Per questo motivo sono stati effettuati una serie di prove, 12 in totale, in cui si è variato oltre al contenuto d'acqua, anche la percentuale in peso (rispetto all'argilla) della sabbia presente nel campione testato: in particolare sono state effettuate prove con il 10, 20 e 30% di sabbia. Per quanto riguarda la scelta del contenuto d'acqua con cui effettuare i test si è scelto di prendere come riferimento quello riferito alla matrice fine, cioè il W_f definito dalla (6.2), sempre perché si ritiene responsabile del comportamento reologico e quindi meccanico della colata la frazione fine presente nel campione. Quindi si sono effettuate le prove con il 10% e il 20% di sabbia a 55%, 56%, 57% e 58% di contenuto d'acqua della matrice fine, mentre per quelle con il 30% si è proceduto con quantitativi maggiori (58%, 60%, 61% e 62%) perché, dai test effettuati si è visto che con W_f minori del 58% il campione non si muoveva, probabilmente perché al di sotto di questo contenuto d'acqua la miscela oppone una resistenza maggiore allo sforzo critico che è necessario superare per avere scorrimento: come si può notare dalla Tabella 6.9 la serie di

Tabella 6.9. : caratteristiche dei test effettuati per la serie di prove C-AS

numero test	quantità sabbia (%)	W (%)	W_f (%)	CS (%)	CS_{sabbia} (%)	V_i (cm ³)	H_0 (cm)	run out massimo (cm)
C-AS 10-1	10	49.5	55	44.44	4.04	4340.7	21.4	37.85
C-AS 10-2	10	50.4	56	43.97	3.99	4385.7	21.5	47.49
C-AS 10-3	10	51.3	57	43.5	3.95	4430.7	21.6	92.2
C-AS 10-4	10	54.5	58	43.05	3.91	4486.3	22.4	103.5
C-AS 20-1	20	44	55	48.57	8.08	4065.7	19.5	33.1
C-AS 20-2	20	44.8	56	47.94	7.99	4105.7	19.6	41.66
C-AS 20-3	20	45.6	57	47.44	7.91	4145.7	19.8	63.06
C-AS 20-4	20	46.4	58	46.94	7.82	4185.7	19.9	99.26
C-AS 30-1	30	40.6	58	50.83	11.73	3895.7	19	24.14
C-AS 30-1	30	42	60	49.78	11.49	3965.7	19.2	40.64
C-AS 30-1	30	42.7	61	49.28	11.37	4000.7	19.3	94.8
C-AS 30-1	30	43.4	62	48.79	11.26	4035.7	19.4	121

prove con il 30% di sabbia è quella che presenta concentrazioni solide totali CS maggiori e di conseguenza contenuti di acqua globali W minori, per cui in base alle relazioni (5.4), hanno notevoli viscosità e *yield strength*.

La quantità totale di materiale secco utilizzato per la preparazione della miscela è sempre 5 kg, come nei test C-AA, per un volume totale iniziale V_i compreso tra i 4000 e 4700 cc, a cui corrisponde un'altezza iniziale $H_0 = 19 \div 22.5$ cm. Come si può ben notare, a differenza delle prove precedenti (C-AA), anche se la quantità di materiale utilizzato è la stessa, qui i volumi coinvolti sono leggermente minori e di conseguenza anche le altezze iniziali: questo è essenzialmente causa del limitato volume d'acqua utilizzato visto che lo si calcola solo rispetto al peso dell'argilla e non al peso totale secco utilizzato.

Le caratteristiche geometriche delle varie prove effettuate sono riportate nella Tabella 6.9, insieme ai contenuti d'acqua globali e della matrice fine, alla concentrazione solida totale, CS , a quella della sabbia, CS_{sabbia} , e alle massime distanze percorse dal fronte di colata.

Le grandezze monitorate sono sempre lo spostamento del fronte, quindi la sua velocità istantanea e le pressioni interstiziali alla base del piano di scorrimento

La durata della prova è molto breve, come del resto per le sperimentazioni C-AA precedentemente analizzate. Ciò che appare inoltre evidente, proprio da un'analisi visiva delle prove, sono le altezze inferiori rispetto alle prime proprio perché i volumi di materiali coinvolti sono minori.

Le Figure 6.44, 6.45 e 6.46 riportano gli spostamenti del fronte di colata per tutti e tre le serie dei test e anche in questo caso gli andamenti presentano un'iniziale breve tratto con accelerazione costante seguito da una più lunga fase di decelerazione che prosegue fino all'ar-



Figura 6.43. configurazione finale della prova C-AA 20-4

resto del flusso. E' necessario sottolineare come la videocamera in questo caso sia stata utilizzata con una frequenza di 60 fotogrammi al secondo visto che la durata del fenomeno minore rispetto ai test precedenti.

E' palese come le distanze percorse dal fronte, a parità di percentuale di sabbia presente nel campione, aumentino con il contenuto d'acqua della matrice fine, e quindi globale (Tabella 6.9); mentre a parità di contenuto d'acqua della matrice fine, $W_f=58\%$, gli spostamenti massimi si registrano per il campione con il 10% di sabbia: 103 cm contro i 99.26 e 24.14 cm per C-AS 20-4 e C-AS 30-1 rispettivamente. E' evidente come la differenza maggiore si abbia per il campione C-AS 30, mentre tra il campione C-AS 10 e C-AS 20 questo scarto non è così notevole: quest'aspetto sembra indicare che oltre il 20% la quantità di sabbia è tale "cementificare" la miscela se il contenuto d'acqua è ridotto, tanto che al di sotto di un W_f di 58% il campione non si muove.

Per quanto riguarda i tempi di arresto, come logica conseguenza di quanto esposto sopra, essi aumentano, a parità di percentuale di sabbia, con l'aumentare di contenuto d'acqua; viceversa, fissato un W_f , le colate con maggior quantità di sabbia si fermano prima di quelle con meno materiale granulare. In ogni caso esse si sviluppano, a parità di W_f , in tempi minori rispetto alle prove con solo argilla (C-AA).

La Figura 6.47 riporta l'andamento degli spostamenti massimi in funzione dei contenuti d'acqua, W e W_f : anche qui il trend è esponenziale come nelle precedenti sperimentazioni e le curve, più o meno, hanno la stessa inclinazione: le varie miscele sono sensibili, quasi allo stesso modo, al contenuto d'acqua. Probabilmente se si fosse aumentata la percentuale di sabbia ulteriormente si sarebbe avuto un comportamento simile alle prove di tipo A sul piano inclinato: qui, infatti, il campione A3, col 47% di materiale granulare, presentava una curva più ripida proprio perché subentrava anche un forte contributo inerziale attribuibile alla rilevante presenza di frazione grossolana.

Se si effettua un confronto, considerando gli spostamenti massimi del fronte di colata in relazione al contenuto d'acqua della matrice fine W_f (Figura 6.47a), tra le prove con solo argilla (serie C-AA) e quelle con sabbia (C-AS), ancora una volta le distanze massime sono raggiunte dal campione con sola argilla, mentre quelle minime sono caratteristiche della miscela con il 30% di sabbia. Viceversa, se la comparazione la si fa tra *run-out* massimo e contenuto d'acqua globale, W , allora i risultati sono completamente opposti: per raggiungere una certa distanza al campione con più materiale granulare (C-AS 30) serve un quantitativo, W , minore rispetto alle altre miscele proprio perché la quantità di frazione fine nel campione è minore e quindi minore è la quantità d'acqua necessaria per conseguire una certa distanza.

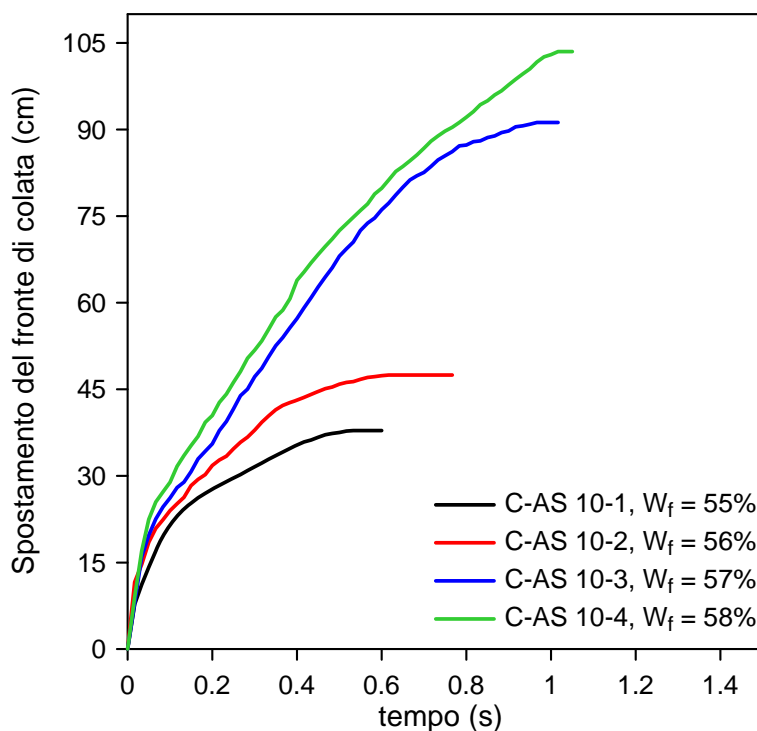


Figura 6.44.: spostamento del fronte di colata per la serie C-AS 10

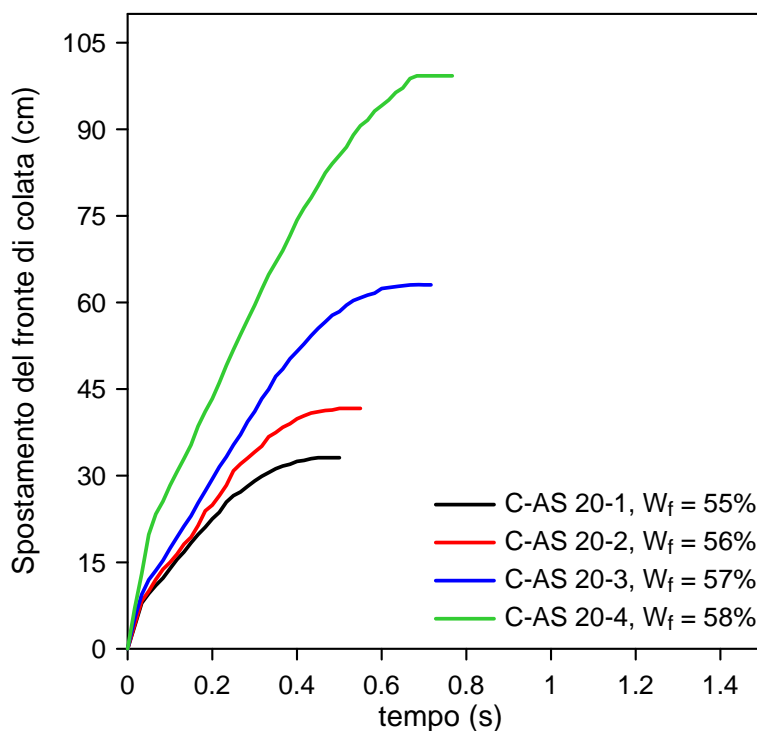


Figura 6.45.: spostamento del fronte di colata per la serie C-AS 20

In seguito, dalla curva degli spostamenti del fronte sono state ricavate le velocità istantanee (come $v = \Delta x / \Delta t$, con $\Delta t =$ velocità di scatto della macchina fotografica = $1/60 = 0.0167$ s) del fronte, le quali sono mostrate nelle Figure 6.48, 6.49, 6.50: è individuabile un'accelerazione iniziale, in corrispondenza del tratto iniziale della curva tempo - spostamenti

(Figure 6.44, 6.45, 6.46), a raggiungere un valore di picco seguito da una fase di decelerazione fino ad annullarsi, in corrispondenza dell'arrestarsi della colata stessa.

Se si considera singolarmente ogni serie di test con la sua relativa percentuale di sabbia, si può inoltre riscontrare, come nelle prove C-AA, che i flussi con contenuto d'acqua (sia globale che riferito alla matrice fine) più elevato tendano a raggiungere più alti valori di velocità, la quale decresce altrettanto rapidamente; invece per campioni con contenuti d'acqua più bassi le velocità di picco risultano inferiori, ma la fase di decelerazione è più lunga.

D'altro canto, se si esamina ciascun gruppo di esperimenti in base al contenuto d'acqua W_f , si può affermare che le velocità maggiori sono raggiunte dai campioni con una concentrazione di sabbia minore: il materiale granulare sembra fornire un contributo frenante al fluire della miscela (Figura 6.51a). Quindi, minore è la quantità di sabbia maggiori sono le velocità istantanee del fronte: in particolare, i test C-AA, effettuati solo con argilla, sono quelli caratterizzati da velocità di picco maggiori, mentre le prove C-AS 30, che hanno invece la maggior quantità di frazione grossolana, sono rappresentate da velocità di picco minori ma con una fase di decelerazione più lenta. Al contrario se si valutano le velocità massime e il contenuto d'acqua globale, W (Figura 6.51b), si può notare che, analogamente agli spostamenti totali del fronte, il campione C-AS 30 ottiene una certa velocità con un contenuto d'acqua W minore rispetto agli altri campioni: questa curva si trova più a sinistra rispetto alle altre, che si dispongono in ordine, da sinistra verso destra all'aumentare della quantità di frazione fine pre-

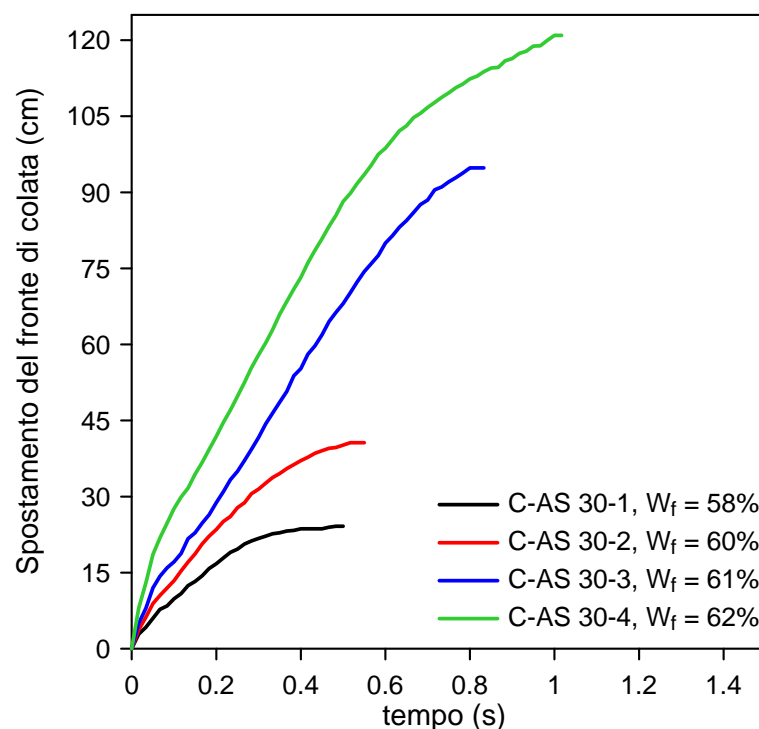


Figura 6.46: spostamento del fronte di colata per la serie C-AS 30

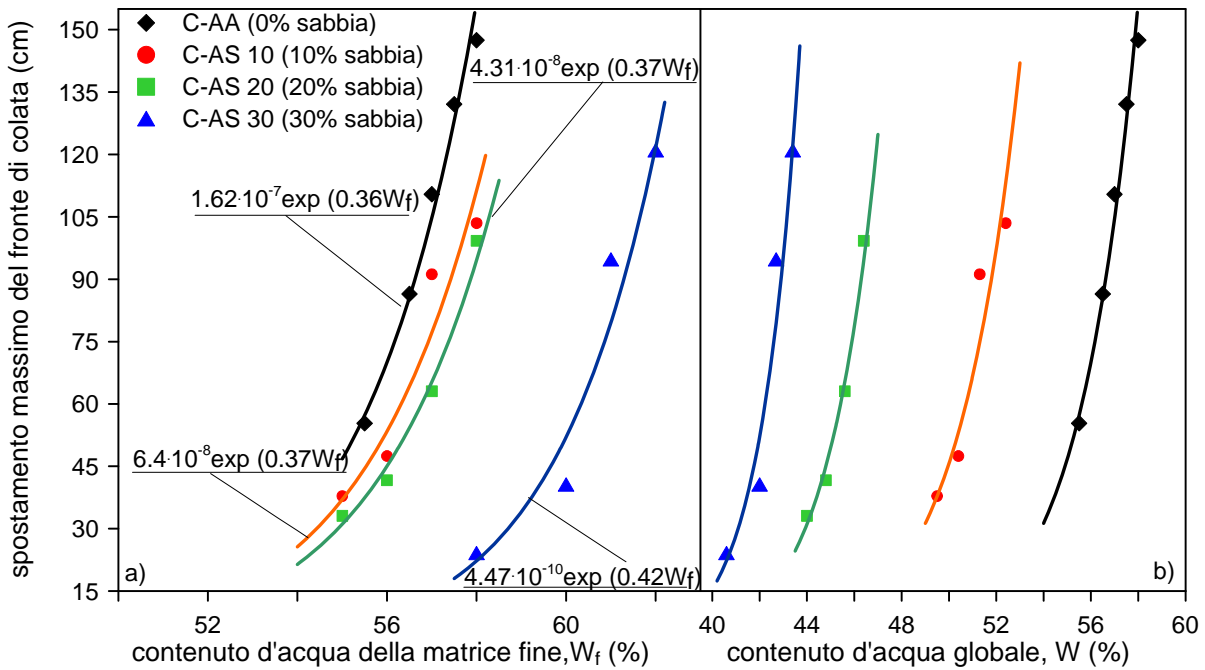


Figura 6.47: spostamenti massimi in relazione: a) ai contenuti d'acqua globale, W , e b) della matrice fine, W_f , per le prove C-AA e le tre serie dei test C-AS

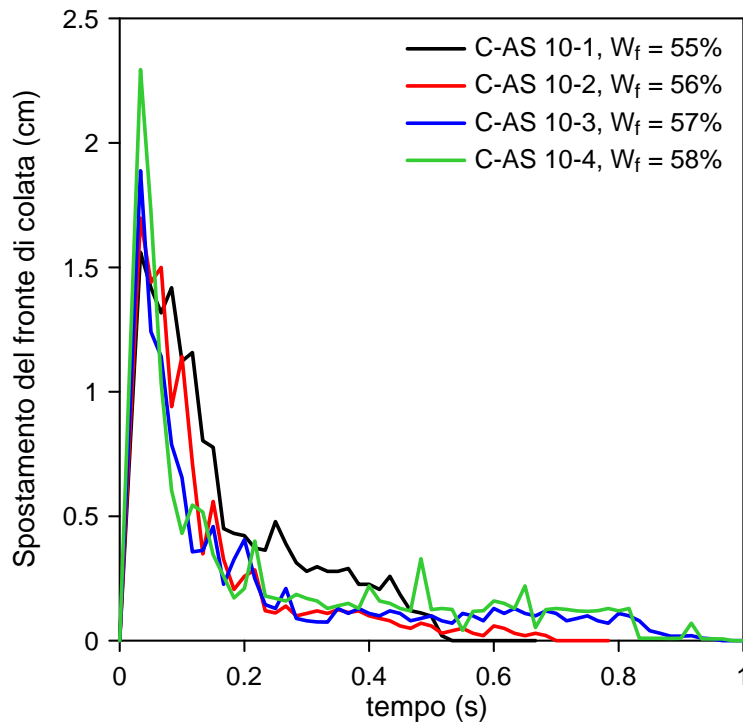


Figura 6.48: velocità del fronte di colata per le prove C-AS 10

sente nella miscela, a voler sottolineare come maggiore sia il volume di argilla presente maggiore è il volume d'acqua necessario per ottenere delle date velocità.

Quindi, gli aspetti fin'ora analizzati, ossia relazione tra W , W_f , e spostamenti totali e velocità massime, ancora una volta sottolineano come sia la matrice argillosa a governare l'evoluzione

del processo considerato, mantenendo la concentrazione di sabbia molto al di sotto di quella argillosa, altrimenti non si potrebbe più parlare di *mudflow*, bensì si rientrerebbe in un regime macro viscoso dove anche le forze attrittive e inerziali hanno un loro peso, affatto trascurabile.

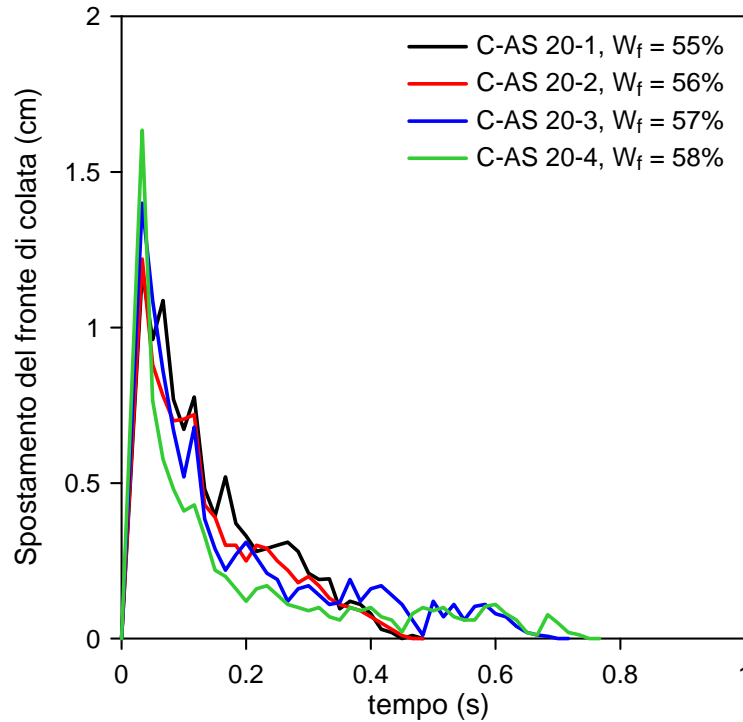


Figura 6.49: velocità del fronte di colata per le prove C-AS 20

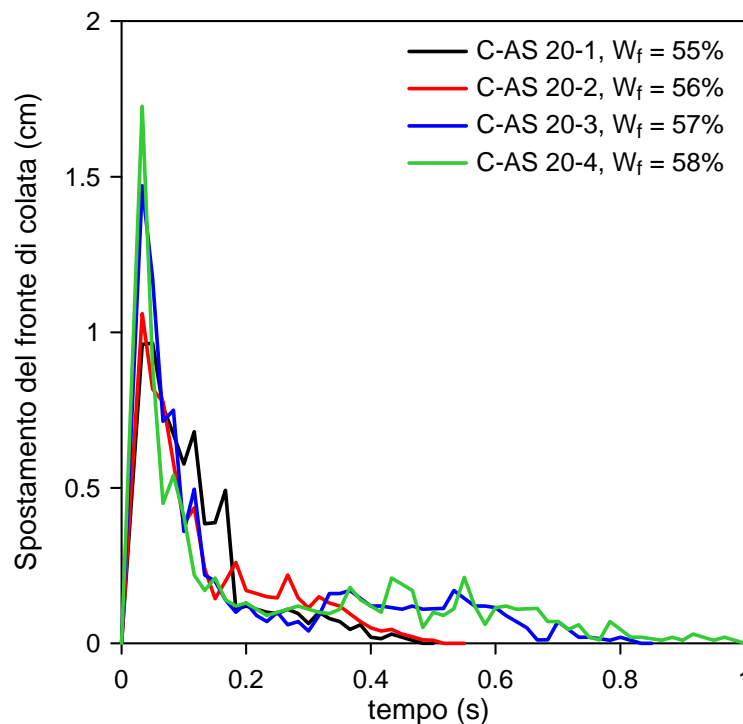


Figura 6.50: velocità del fronte di colata per le prove C-AS 30

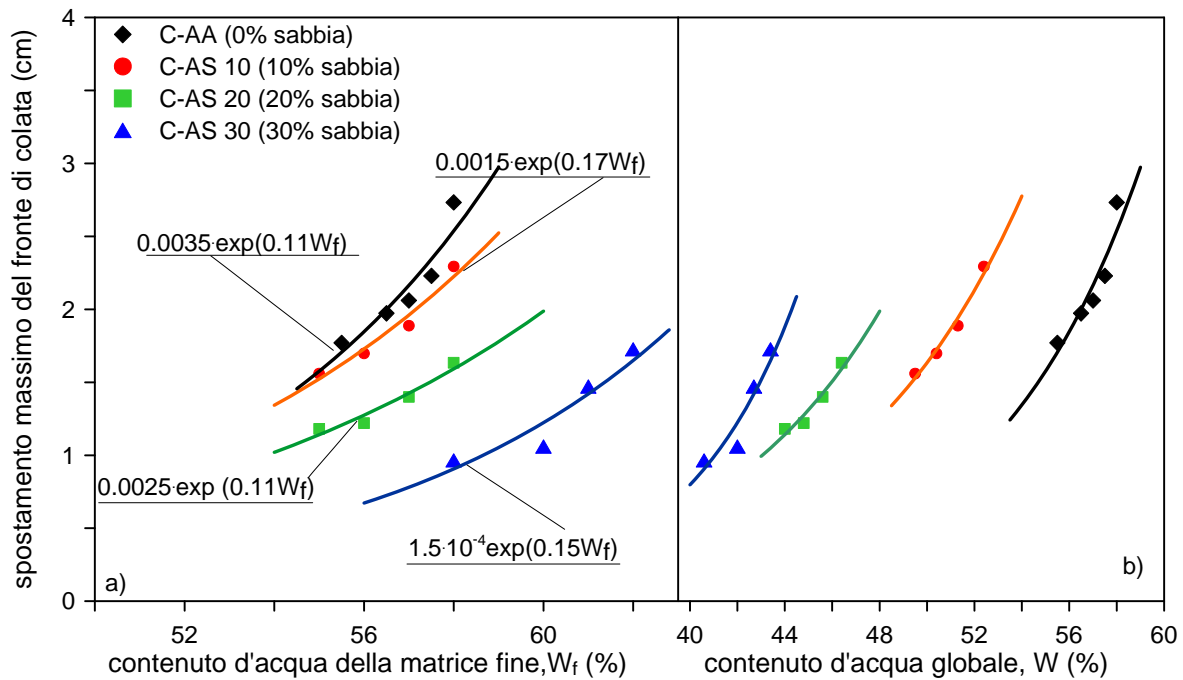


Figura 6.51: velocità massime in relazione: a) ai contenuti d'acqua globale, W , e b) della matrice fine, W_f , per le prove C-AA e le tre serie dei test C-AS

Per quanto riguarda l'andamento delle pressioni interstiziali purtroppo non è stato possibile riportare i dati per tutte le prove, perché i trasduttori non hanno registrato dati regolari e quindi attendibili. Questa inefficienza della strumentazione è probabilmente causata da due fattori:

1. perdita della taratura;
2. parziale saturazione dei sensori.

Infatti più di una volta è stato necessario effettuare una nuova taratura dei trasduttori, sempre seguendo la procedura descritta nel paragrafo 6.3.1; il motivo è essenzialmente dovuto al fatto che alla fine di ciascuna sperimentazione i trasduttori erano lasciati nella loro locazione (Figura 6.30), al contatto con l'aria per alcuni giorni, senza essere utilizzati e quindi questo comportava degli scompensi all'interno del sensore stesso.

Inoltre, a volte, i trasduttori non raggiungevano la totale saturazione, quindi non registravano dei dati di pressione effettivi.

La Tabella 6.10 riassume le prove in cui i sensori hanno rilevato dati affidabili, i quali sono riportati nelle Figure 6.52 – 6.66: sono specificati i trasduttori che non sono stati attivati dalla colata, perché il flusso si è fermato prima e contemporaneamente anche i sensori che purtroppo hanno archiviato misurazioni sbagliate. Appare evidente che il trasduttore 4, purtroppo, ha sempre rilevato dati erranei; ciò fa pensare ad un guasto permanente del sensore stesso. E' anche necessario evidenziare che nella prova C-AS 30-4, il trasduttore 5 non è più

riuscito ad acquisire dati di suzione perché hanno superato la scala di misurazione (Figura 6.66).

L'andamento globale delle pressioni interstiziali è molto simile a quello visto per le prove C-AA: tutti i trasduttori sono caratterizzati da una veloce crescita seguita da un altrettanto rapida diminuzione del valore di pressione, il quale poi si assesta ad un valore più o meno costante nei primi 10-15 secondi finita la prova, dopodiché essi cominciano a diminuire molto lentamente subendo un processo di dissipazione delle sovrappressioni, in un tempo, più o meno proporzionale all'altezza di colata al di sopra del sensore. Si possono fare quindi, le stesse considerazioni già effettuate per le prove C-AA: il passaggio veloce della colata genera una sovrappressione neutra che si dissipa nel tempo fino a raggiungere livelli di regime (corrispondente ad una distribuzione idrostatica delle pressioni dell'acqua con la profondità); in seguito si registra una continua, seppur più lenta, diminuzione dei valori fino a raggiungere grandezze negative, quest'ultimo indice di un graduale essiccamento della miscela e quindi parziale saturazione della stessa.

Tutti i trasduttori hanno rilevato un picco di pressione, a parte il primo sensore nelle prove C-AS 10-1 e C-AS 20-1 in cui non è così evidente (Figure 6.52, 6.60): probabilmente la strumentazione non è stata in grado di rilevare la misura a causa di un tempo di acquisizione alto rispetto alla velocità di sviluppo del fenomeno simulato; oppure dato che entrambi i test si sono fermati subito dopo il trasduttore 1, esso, presumibilmente, non ha registrato il picco visto che la colata è arrivata su di esso con una limitata velocità arrestandosi subito dopo e non come un'onda.

In ogni caso i picchi, si susseguono di nuovo seguendo un ordine temporale: il sensore 1, il primo ad essere attivato dalla colata, è il primo ad acquisire tale picco, a seguire, in ordine, tutti gli altri. Questa rapida crescita, correlata ovviamente ai picchi registrati conseguentemente al passaggio rapido del flusso, è dovuta ad una sorta di deformazione non drenata, che fa sì che i sensori rilevino il carico insistente sopra di essi come pressione totale secondo la (6.6). Così come nel caso delle prove C-AA, anche qui il picco di pressione interstiziale h_w^* registrato dai sensori risulta maggiore dell'effettiva altezza di picco della colata, h^* , come si può ben intuire dai dati riportati in Tabella.

Da un rapido e globale confronto tra i valori di h_w^* registrati nelle prove C-AA (Tabella 6.8) e quelli invece osservati nelle prove C-AS (Tabella 6.10), in linea di massima emerge che nel caso di colate con solo argilla i valori di picco sono più elevati rispetto a quelli di colata con materiale granulare. Ciò è dovuto sia ad una differenza di volumi coinvolti (nel primo caso maggiori che nel secondo), sia ad una differenza di velocità di pro-

Tabella 6.10.: altezza di picco della colata h^* , picco di pressione interstiziale, h_w^* , altezza di carico totale h_{tot} , altezze finali h_f in corrispondenza dei sensori, per le prime 4 prove C-AA

prova	sensore	h^* (cm)	h_{tot} (cm)	h_w^* (cm)	h'_c (cm)	h_f (cm)
C-AS 10-1	1	3.24	5.42	-	-	1.12
C-AS 10-3	1	2.44	4.07	6.07	2	1.48
	2	1.96	3.28	4.22	0.96	1.92
	3	2.35	3.92	5.22	1.30	0.74
C-AS 10-4	1	3.16	5.29	6.35	0.94	0.88
	3	2.29	3.82	4.94	1.12	1.35
C-AS 20-1	1	3.97	6.63	-	-	3.5
C-AS 20-4	1	3.59	5.99	7.21	1.32	1.3
	2	2.90	4.84	6.19	1.35	1.1
	3	2.34	3.91	4.89	0.98	1.1
C-AS 30-4	1	2.76	4.62	-	-	0.62
	2	2.40	4.02	4.13	0.11	0.84
	3	2.04	3.41	3.08	-0.33	1.24
	5	1.54	2.55	2.75	20	0.38

gazione del fronte (più basse per le miscele con materiale granulare).

E' comunque chiaro che anche in questo caso i dati di picco h_w^* registrati dai sensori risultino maggiori anche di h_{tot} , al quale bisogna aggiungere il contributo cinetico h'_c , già precedentemente illustrato; questo apporto è ancora una volta proporzionale alla velocità v_f del fronte di colata (Figura 6.67.) .

Sulla base di una valutazione a lungo termine delle pressioni interstiziali si possono fare le medesime osservazioni valide per le prove con solo argilla: dopo l'arresto della prova, si è ancora in condizioni non drenate, in quanto i valori registrati corrispondono al carico totale esercitato dalla colata quando il flusso si è fermato. Dalle Figure 6.53, 6.56, 6.58, 6.61, 6.63 risulta che le Δu si dissipano in un tempo che varia tra i 2 e gli 80 minuti, a seconda dello strato di materiale, h_f , che sovrasta il sensore. Questi tempi, presupponendo sempre un coefficiente di consolidazione c_v dell'ordine di 10^{-3} cm²/s, sono più o meno in accordo con la teoria della consolidazione monodimensionale, anche se lievemente inferiori: la dissipazione quindi avviene leggermente più velocemente rispetto a quanto previsto in linea teorica. Infatti il tempo t necessario ad avere un processo di dissipazione di sovrappressioni neutre, può essere calcolato secondo la teoria della consolidazione 1D, secondo la :

$$t \cong \frac{H^2}{c_v} \quad (6.13)$$

dove H è lo spessore di terreno attraverso cui avviene la dissipazione delle Δu , che coincide con l'altezza finale della colata, h_f . Confrontando dunque i tempi di consolidazione teorici, t , e quelli effettivi in cui è avvenuta la dissipazione, t_{eff} , che risultano dalle prove sperimentali, si vede appunto come questi ultimi sono in realtà minori rispetto a quelli teorici previsti (Tabella 6.11). Ciò è dovuto al fatto che i t sono stati calcolati non considerando la presenza di materiale granulare all'interno della colata, che va ad aumentare la permeabilità del materiale favorendo così la dissipazione delle sovrappressioni. Inoltre risulta abbastanza chiaro, sempre in riferimento ai dati riportati in Tabella 6.10, che maggiore è il contenuto di sabbia presente nella miscela maggiore è il gap tra il t teorico e quello effettivo.

Anche qui i trasduttori registrano valori di suzione, in seguito all'asciugarsi del terreno, fermo e privo di apporti d'acqua; ovviamente i dati negativi di pressione si registrano molto prima rispetto alle prove con sola argilla, sia perché gli spessori in gioco sono minori sia perché la dissipazione avviene più velocemente. Di conseguenza si raggiungono valori di pressione capillare maggiori, rispetto alle prove C-AA, come confermato dalla Tabella 6.11,

Tabella 6.11.: confronto tra t e t_{eff} per le diverse prove

prova	sensore	h_f (cm)	t (min)	t_{eff} (min)	p'_c (kPa)
C-AS 10-1	1	1.12	18	14	0.6
C-AS 10-3	1	1.48	31	_*	_*
	2	1.92	52	_*	_*
	3	0.74	8	_*	_*
C-AS 10-4	1	0.88	11	7	0.08
	3	1.35	26	23	0.22
C-AS 20-1	1	3.5	87	82	
C-AS 20-4	1	1.3	24	_*	_*
	2	1.1	17	_*	_*
	3	1.1	17	_*	_*
C-AS 30-4	1	0.62	5	2	3.2
	2	0.84	9	3.5	2.4
	3	1.24	20	12	2.8
	5	0.38	3	1.5	4

*: prove in cui non si sono registrati dati per un tempo così lungo da permettere la dissipazione delle sovrappressioni e l'acquisizione di pressioni interstiziali

tanto che il trasduttore 5, nella prova C-AS 30-4, risulta essere fuori scala a fine prova (Figura 6.66), con un valore di suzione di 4.5 kPa.

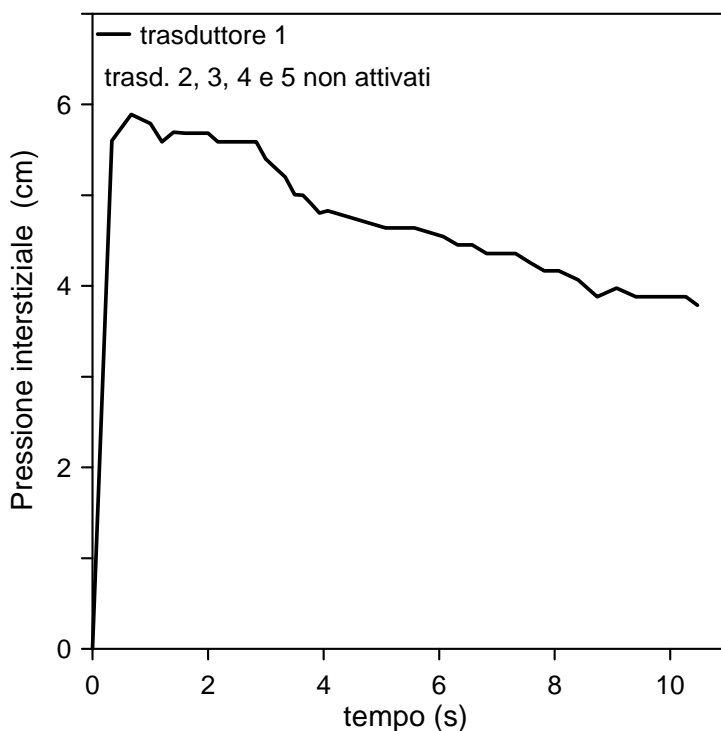


Figura 6.52.: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-1, nei primi 10 secondi

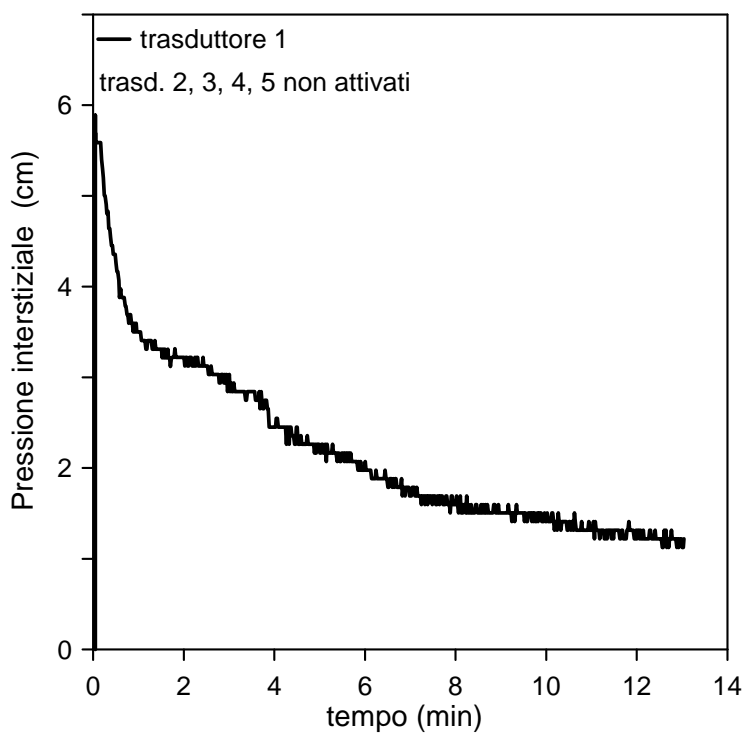


Figura 6.53: dissipazione delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-1, nei primi 10 minuti

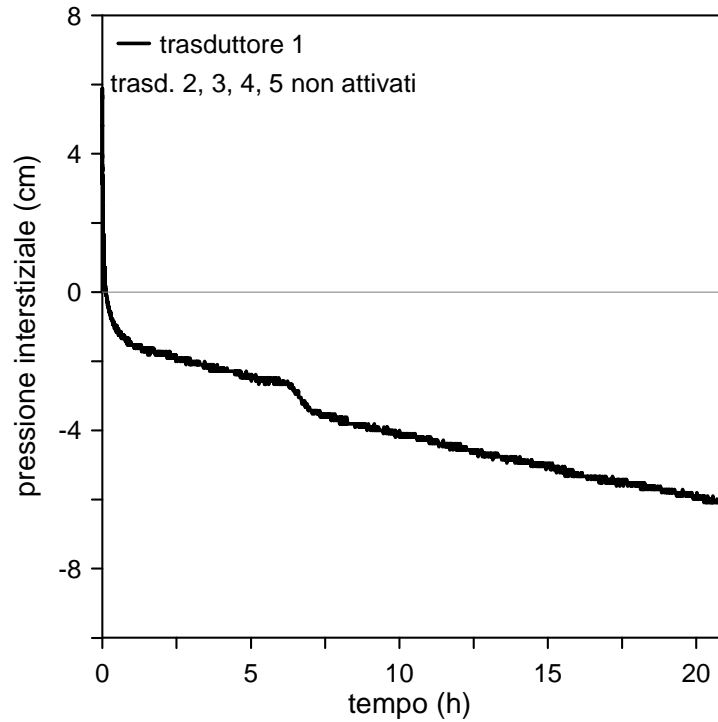


Figura 6.54: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-1

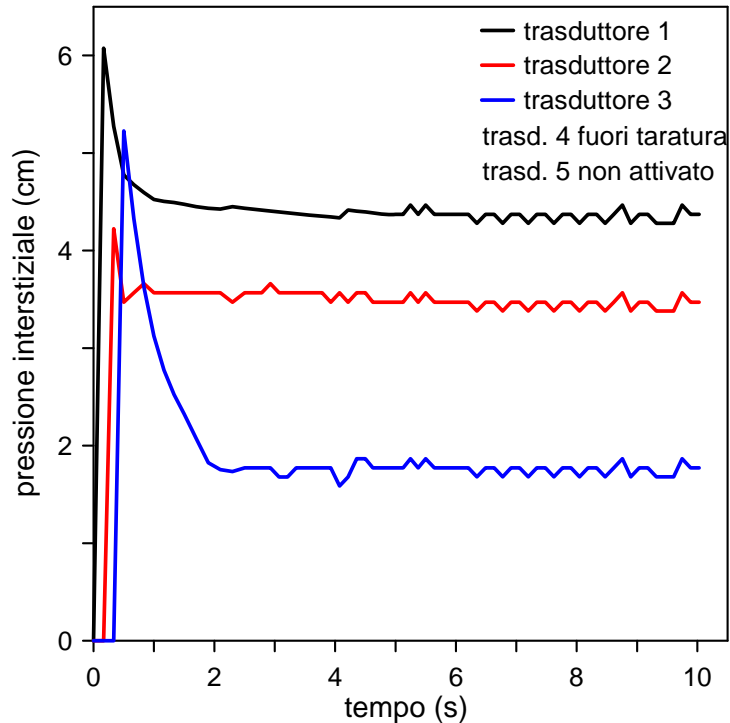


Figura 6.55: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-3, nei primi 10 secondi

Concludendo si può affermare che rispetto alle prove C-AA, i test con sabbia sono caratterizzati di picchi di pressione neutre e tempi di dissipazione più bassi: questi due aspetti

sono essenzialmente dovuti ai ridotti volumi di terreno coinvolti, che limita le altezze del flusso, e alla presenza di materiale granulare, che accelera il processo di consolidazione

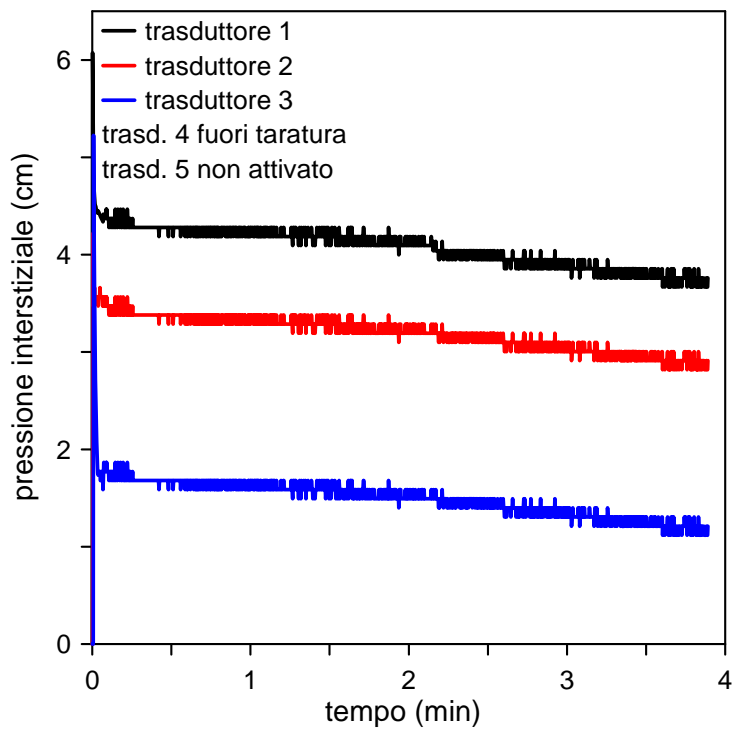


Figura 6.56: dissipazione delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-3, nei primi 4 minuti

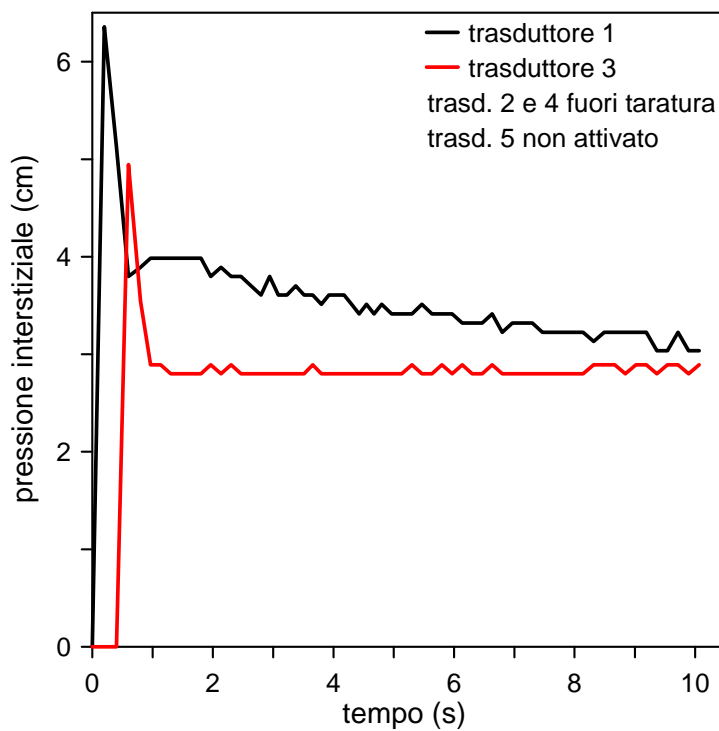


Figura 6.57: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-4, nei primi 10 secondi

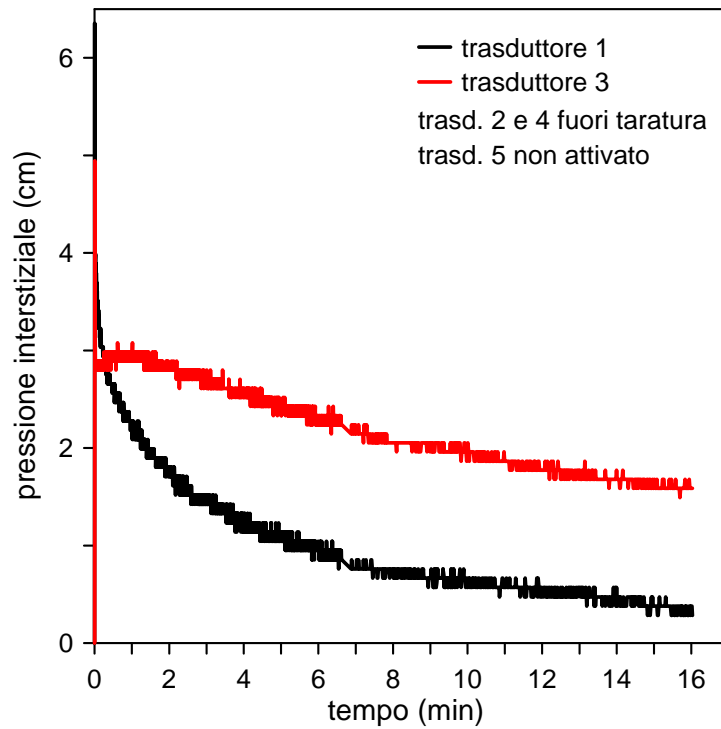


Figura 6.58: dissipazione delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-4, nei primi 16 minuti

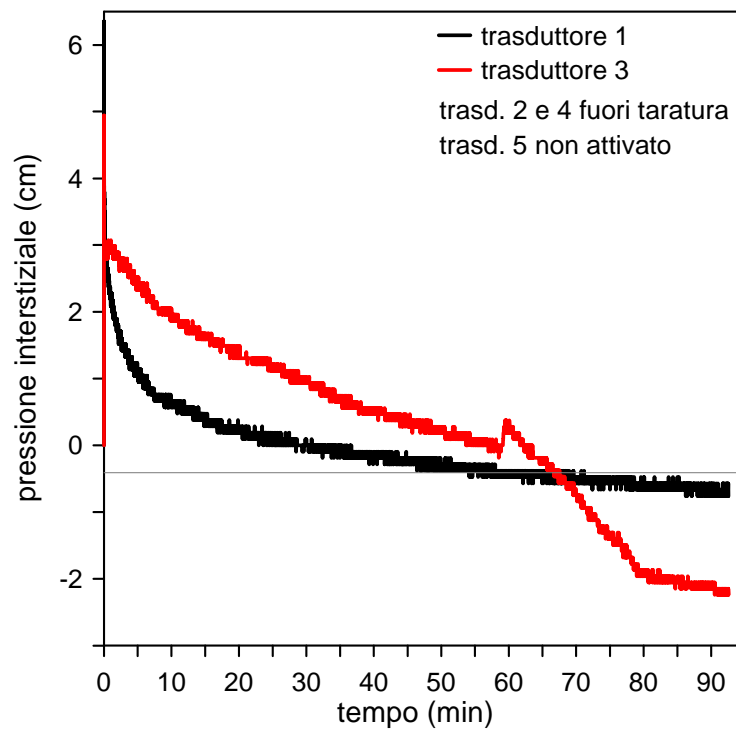


Figura 6.59: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 10-4

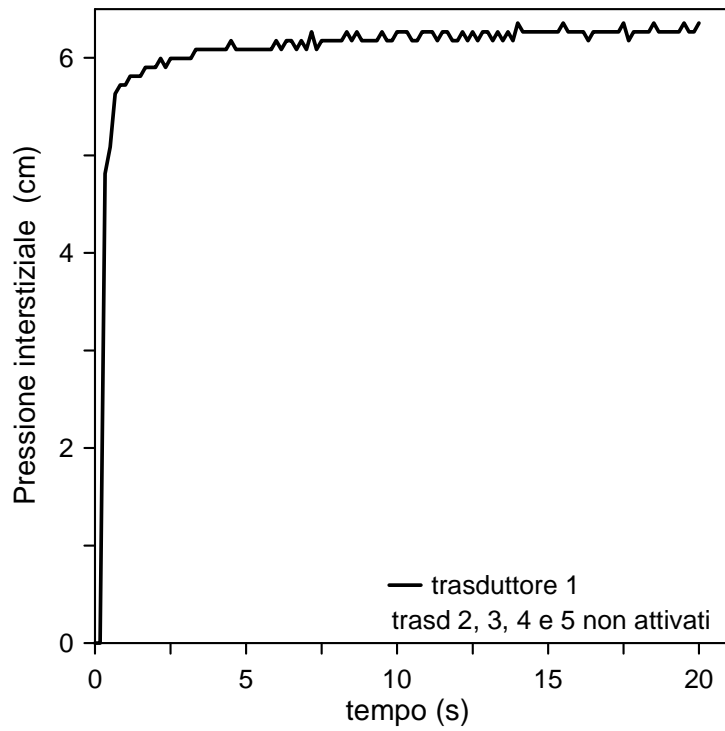


Figura 6.60: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 20-1 nei primi 10 secondi

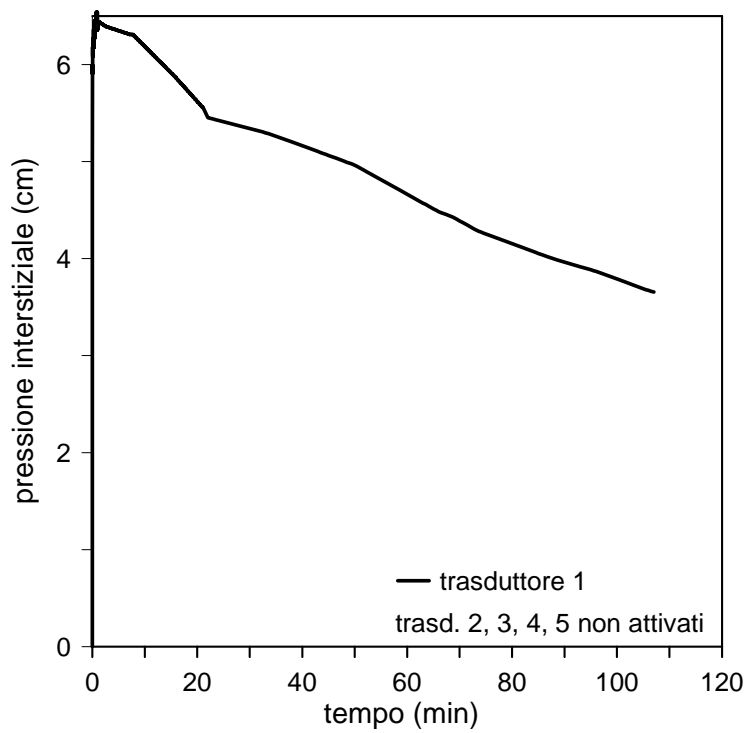


Figura 6.61: dissipazione delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 20-1

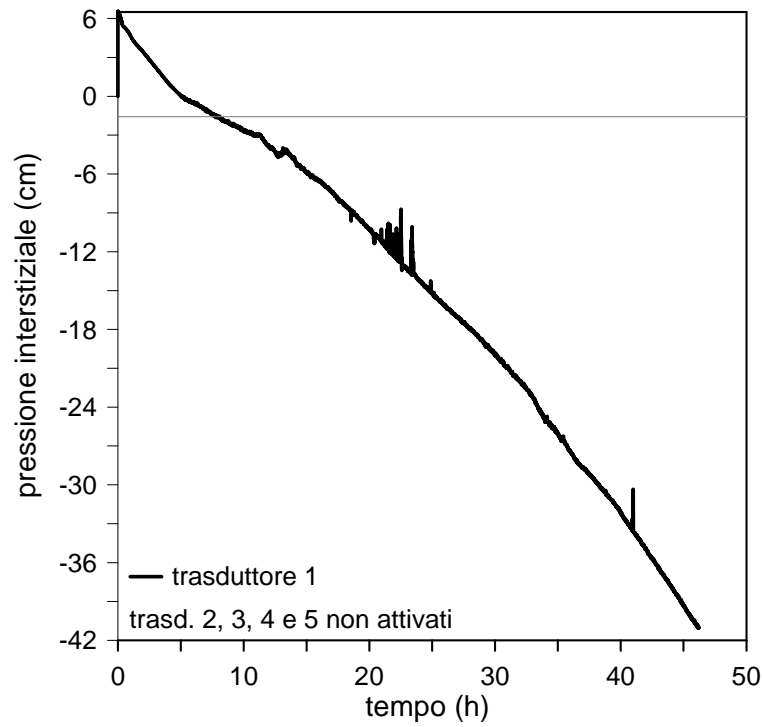


Figura 6.62: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 20-1

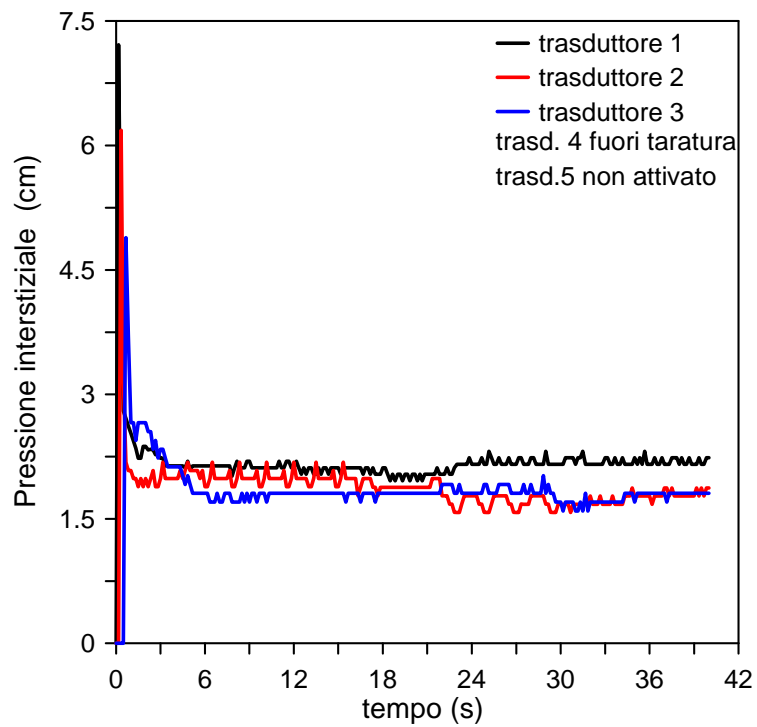


Figura 6.63: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 20-4 nei primi 40 secondi

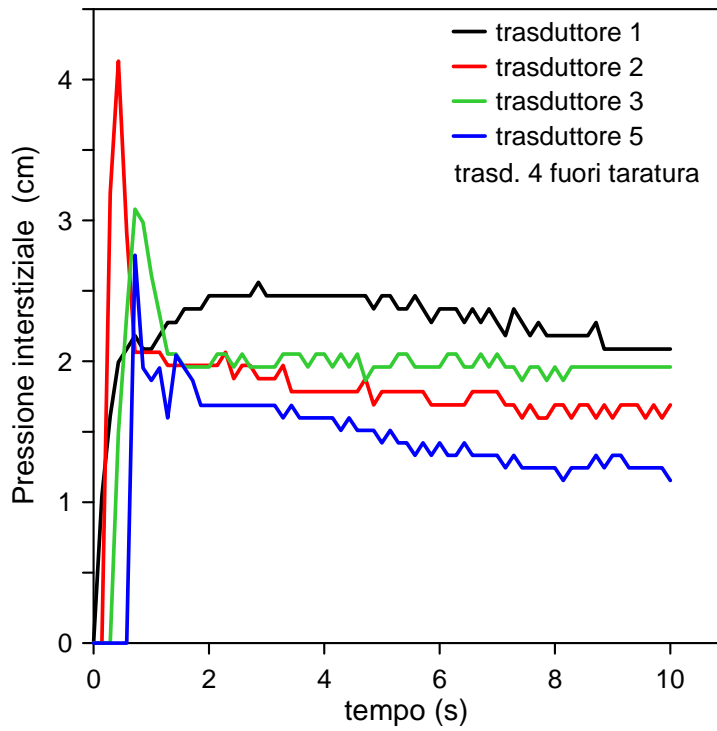


Figura 6.64: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 30-4, nei primi 10 secondi

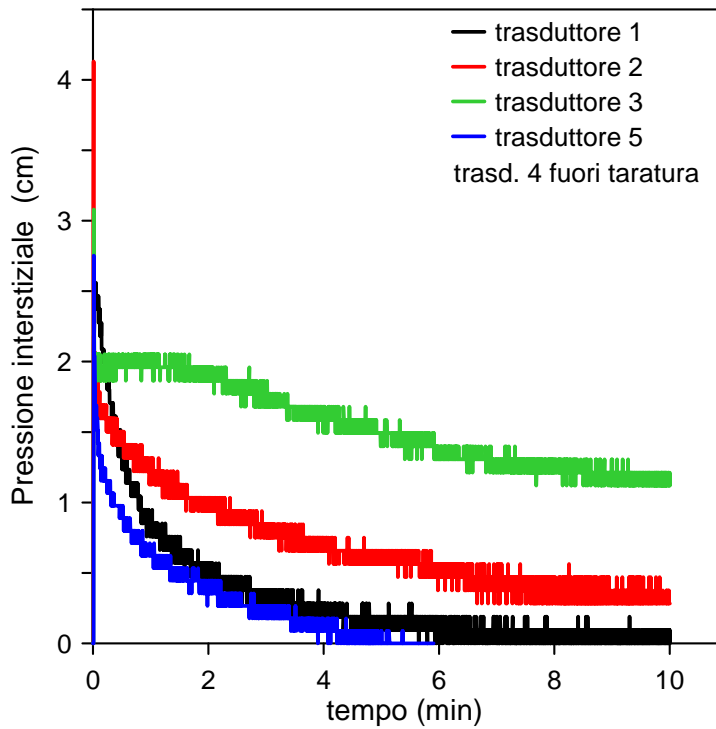


Figura 6.65: dissipazione delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 30-4, nei primi 10 minuti

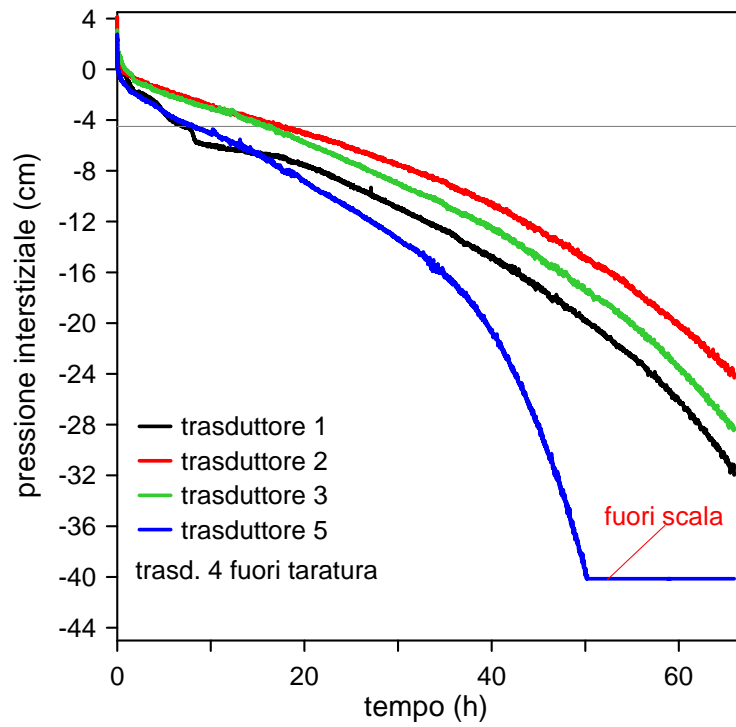


Figura 6.66: andamento a lungo termine delle pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test C-AS 30-4

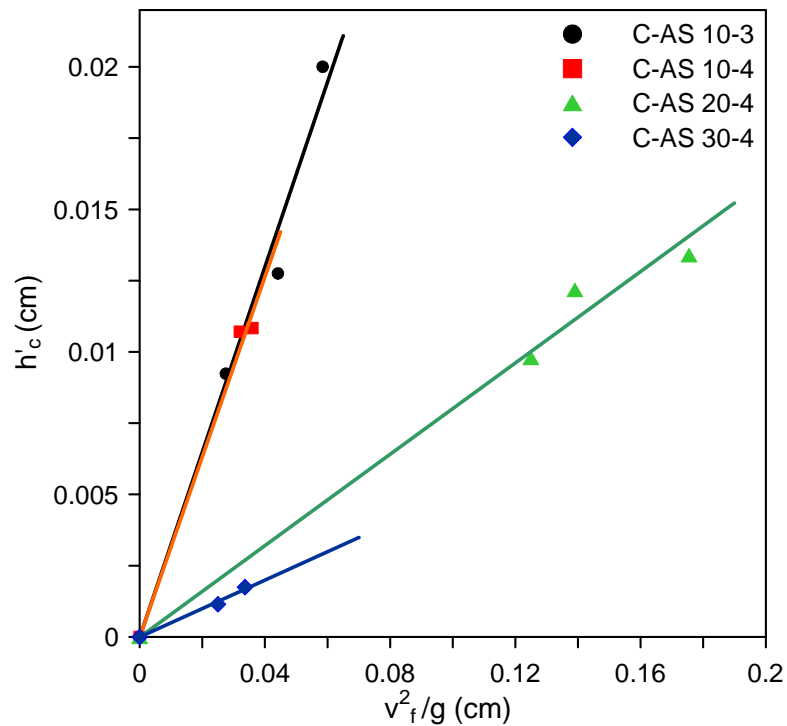


Figura 6.67.: andamento del sovraccarico cinetico h'_c in funzione della velocità del fronte v_f

6.3.2.3 Prove di tipo E-AA

Questo tipo di prove hanno previsto lo studio e l'analisi di fenomeni di colata sovrapposte: si effettua prima una colata, sopra la quale in seguito se ne fa scorrere una seconda. Questi test sono stati realizzati per indagare e capire l'effetto che un secondo flusso di colata può esercitare su una precedente ferma: in particolare si vuole vedere se la prima colata è riattivata dal passaggio della seconda, o se al contrario frena il secondo flusso. Un altro scopo di queste prove è esaminare l'andamento delle pressioni interstiziali durante e dopo la propagazione della seconda colata: si vuole vedere come rispondono i trasduttori quando hanno al di sopra già uno strato di terreno.

Questo tipo di prove prevedono comunque un campione omogeneo di sola argilla e acqua sia per la prima che per la seconda colata: quindi contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , e globale, W , coincidono.

Sono state effettuate due tipi di test di colate sovrapposte:

1. la seconda colata, con un contenuto W_2 minore di quello della prima, W_1 , è stata fatta scorrere dopo circa due ore dalla prima,
2. la seconda colata, con un contenuto W_2 maggiore di quello della prima, W_1 , è stata fatta scorrere dopo circa 3 ore dalla prima .

Le caratteristiche delle due prove effettuate sono riassunte nella Tabella 6.12.

La quantità totale di materiale secco utilizzato per la preparazione della miscela è sempre 5 kg, per un volume totale iniziale V_i compreso tra i 4600 e 4700 cc, a cui corrisponde un'altezza iniziale $H_0 = 23 \div 25$ cm. A titolo informativo bisogna aggiungere che la seconda colata è stata colorata con un ossido nero allo scopo di distinguerla visivamente dalla prima (Figure 6.68, 6.69, 6.70).

Le grandezze monitorate sono sempre lo spostamento del fronte e le pressioni interstiziali alla base del piano di scorrimento

Tabella 6.12 : caratteristiche dei test effettuati per la serie di prove E-AA

numero test		W (%)	CS (%)	run out massimo (cm)
E-AA 1	Colata 1	55.5	40.2	55.55
	Colata 2	57	39.6	107.26
E-AA 2	Colata 1	58	39.1	147.5
	Colata 2	57	39.6	77.47



Figura 6.68. posizione all'istante $t=0.5$ secondi della seconda colata nella prova E-AA 2



Figura 6.69: posizione finale della seconda colata nella prova E-AA-2



Figura 6.70: posizione finale della seconda colata nella prova E-AA-1

La fotocamera è stata utilizzata con una frequenza di 12 fotogrammi al secondo perché la durata della prova è molto breve, come del resto tutte le altre prove precedentemente analizzate.

Le Figure 6.71, 6.72 mostrano le distanze progressive raggiunte dal fronte di colata per i due test, che hanno il tipico andamento registrato sia per le prove C-AA, che C-AS: un tratto iniziale di accelerazione costante seguito da una decelerazione del flusso fino all'arresto. Si nota come la seconda colata, che in entrambe le prove, ha un contenuto d'acqua, W_2 , di 56%

raggiunge una distanza di 107.26 cm nel primo test, e di 77.47 cm nel secondo: appare evidente che una prima colata con un contenuto d'acqua maggiore freni il flusso di una seconda, la quale non ha nessun effetto sulla precedente, che rimane ferma (Fig. 6.72). Mentre se la seconda colata possiede un contenuto d'acqua maggiore della prima allora i processi si invertono: dalla Figura 6.71 appare evidente come la seconda colata mobiliti la prima spostandola in avanti. Infatti, se all'inizio, la colata 1 si era fermata dopo circa 55.5 cm, in seguito al secondo flusso, è stata spostata di quasi altri 50 cm, visto che il fronte ha raggiunto i 100 cm di distanza.

A sostegno di quanto esposto interviene anche l'andamento della velocità istantanea di avanzamento del fronte di colata. Infatti dalla Figura 6.73 si vede come la presenza di una colata antecedente alla seconda ne aumenti la fase di decelerazione: nella prova E-AA1 il campione 2 che ha il contenuto d'acqua, W_2 , più elevato presenta una fase di decelerazione e d'arresto molto più lenta rispetto a quelle del campione 1, in netta contrapposizione a quanto osservato invece per le prove di colata singola, dove appunto le miscele con più contenuto d'acqua erano caratterizzate da veloci fasi sia di accelerazione che di decelerazione. Nulla invece si può dire sulla prova E-AA2 in quanto lo scivolamento di una seconda colata non ha nessun effetto sulla prima né in termini di spostamento né tantomeno di velocità del fronte (Figura 6.74).

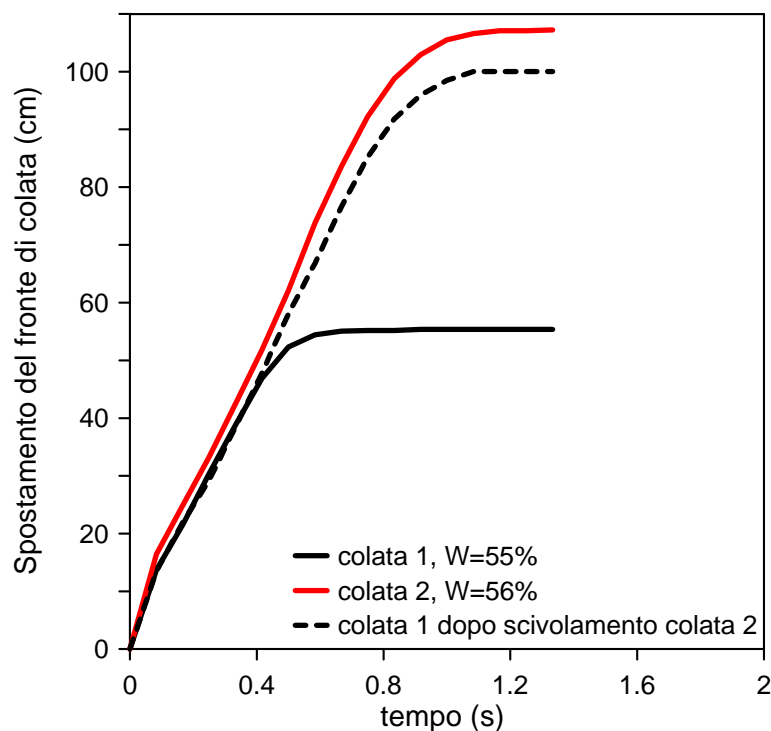


Figura 6.71: spostamento del fronte di colata per la prova E-AA 1

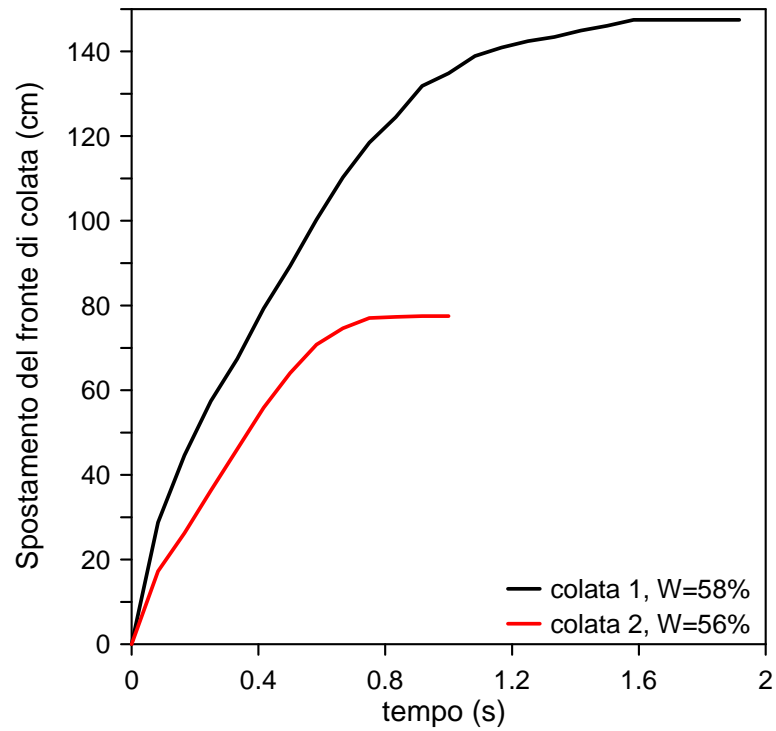


Figura 6.72: spostamento del fronte di colata per la prova E-AA 2

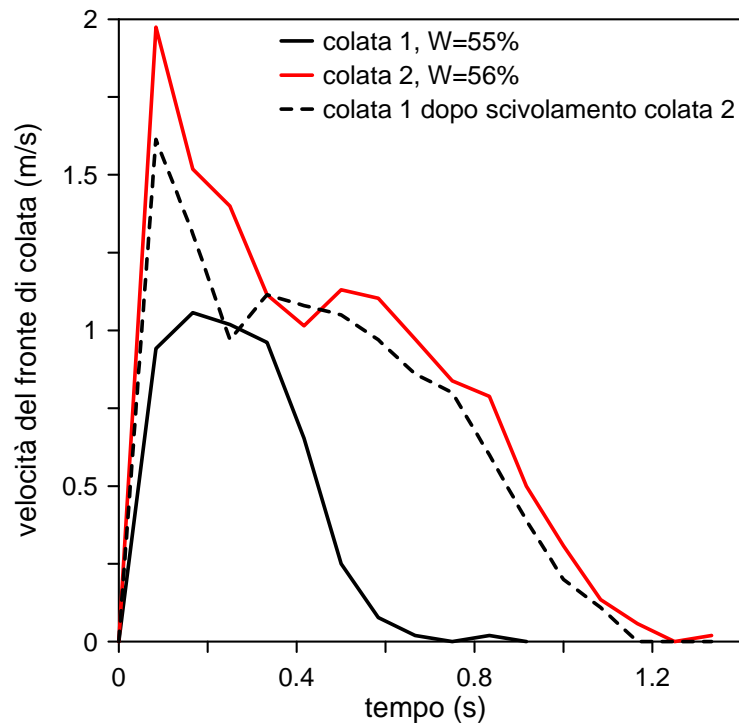


Figura 6.73: velocità del fronte di colata per la prova E-AA 1

Allo scopo di valutare l'effetto concreto che una seconda colata può avere su una precedente si è cercato di ricostruire, per entrambe le prove, il loro profilo longitudinale, attraverso una misurazione diretta effettuata sul modello fisico, che è stata poi confrontata con

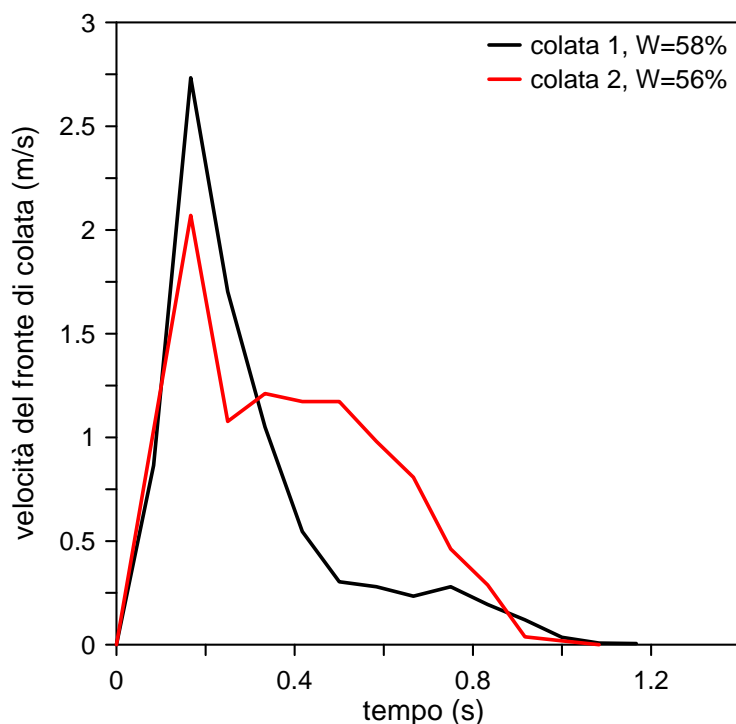


Figura 6.74: velocità del fronte di colata per la prova E-AA 2

la documentazione fotografica. Subito dopo l'arresto del primo flusso, è stata eseguita la misurazione delle altezze finali lungo l'asse centrale della colata e ortogonalmente al piano di scorrimento, più o meno ogni 10 cm, prendendo come riferimento iniziale la posizione della paratoia. La stessa operazione è stata ripetuta una volta effettuata la seconda colata; dopo qualche giorno, necessario affinché il materiale si asciugasse, si è provveduto a sezionare fisicamente la colata con un piano, ideale, perpendicolare alla base della canaletta: un esempio è riportato nelle Figure 6.75, 6.76.

Le Tabelle 6.13, 6.14 riassumono le misure effettuate, prima e dopo lo scivolamento della seconda colata, sia per il test E-AA1 che E-AA2



Figura 6.75: profilo longitudinale delle due colate sovrapposte

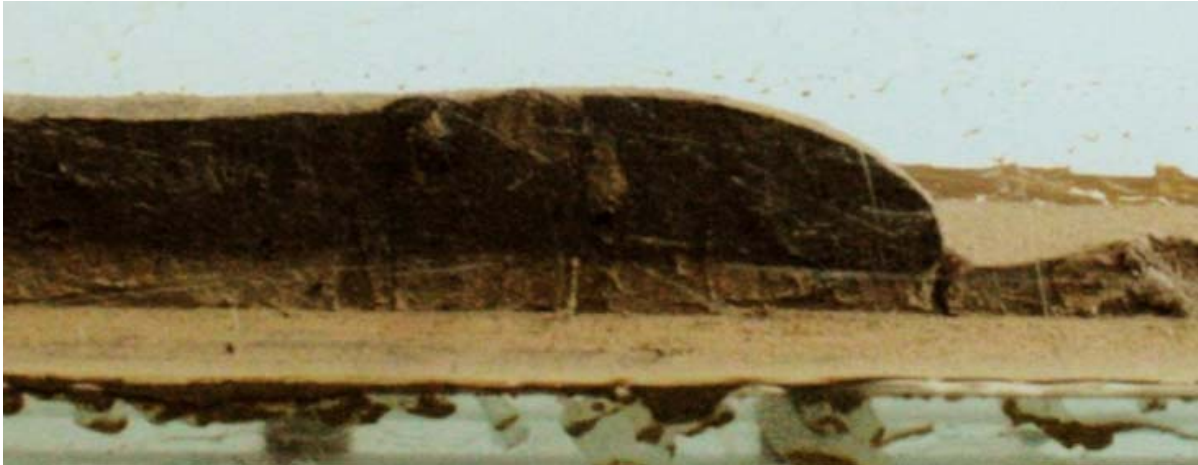


Figura 6.76.: particolare della sezione di Fig. 6.75

Tabella 6.13: spessore delle colate 1 e 2 per il test E-AA1

distanza (cm)	h colata 1 (cm)	dopo scivolamento seconda colata	
		h colata 1 (cm)	h colata 2 (cm)
0	2.7	1.8	3.2
10	2.2	1.6	3.98
20	2	1.65	2.86
30	2.2	2.3	2.54
40	2.03	2.43	2.65
50	1.9	2.21	2.72
60	-	1.81	2.2
70	-	1.46	1.67
80	-	1.31	1.76
90	-	1.16	1.57
100	-	1.01	1.23
105	-	0.86	1.11

Come si vede dai profili illustrati nelle Figure 6.77, 6.78 lo scivolamento della seconda colata ha provocato la movimentazione del materiale sottostante, spostandolo da monte verso valle.

Nella prova E-AA1 questo trasferimento di materiale ha causato anche un trasporto dello stesso in termini di spostamento: difatti la prima colata è stata spinta 50 cm più a valle rispetto alla posizione che occupava prima della discesa della seconda colata. Si nota proprio,

Tabella 6.14: spessore delle colate 1 e 2 per il test E-AA2

distanza (cm)	dopo scivolamento seconda colata		
	h colata 1 (cm)	h colata 1 (cm)	h colata 2 (cm)
0	2.6	1.4	3.4
10	2.2	0.95	3.2
20	2	1.6	2.9
30	1.6	2.1	2.4
40	1.5	1.9	2.5
50	1.4	1.8	2.6
60	1.1	1.2	2.35
70	1	0.9	2.15
80	1.1	0.76	-
90	1.1	0.77	-
100	1	1	-
110	1	1.2	-
120	1	1.1	-

in relazione alla Fig. 6.77, che il volume di terreno inferiore ha subito un riassetamento: nei primi 20 cm si è assottigliato, mentre tra i 20 e i 50 cm le altezze sono aumentate, per poi diminuire gradualmente fino a valle. Quindi la colata 2, in questo caso, ha proprio un effetto di spinta verso valle sulla colata precedente e di appianare il profilo longitudinale.

Nel test E-AA2 invece non si ha una riattivazione della colata precedente a seguito di un secondo flusso: la colata 1 non subisce modifiche in termini di spostamento totale. La colata 2 provoca una riorganizzazione del materiale in termini di volume (Figura 6.78): lo spessore del primo strato di terreno, a monte (nei primi 10 cm), è diminuito a causa del passaggio del secondo flusso che ha spostato questo materiale più a valle, tra i 20 e i 60 cm. Una seconda asportazione di materiale, seppur di minor entità, rispetto a quella precedente, è avvenuta tra i 70 e i 90 cm: questo volume poi si è ricollocato nella parte finale della colata 1. Qui, a differenza del primo test, un secondo flusso ha solo l'effetto di sistemazione del profilo longitudinale, spostando il materiale da monte verso valle, ma senza provocare una rimobilizzazione della colata sottostante.

In conclusione se la colata 2 ha un contenuto d'acqua maggiore della prima, essa spinge quest'ultima più a valle provocandone anche un rimodellamento del profilo; invece se la colata 2 ha un contenuto d'acqua minore della prima, allora si ha solo una risistemazione dei volumi sottostanti, che fanno sì che il secondo flusso dissipi energia e percorra una distanza minore rispetto ad un'eventuale prova in assenza di colate precedenti.

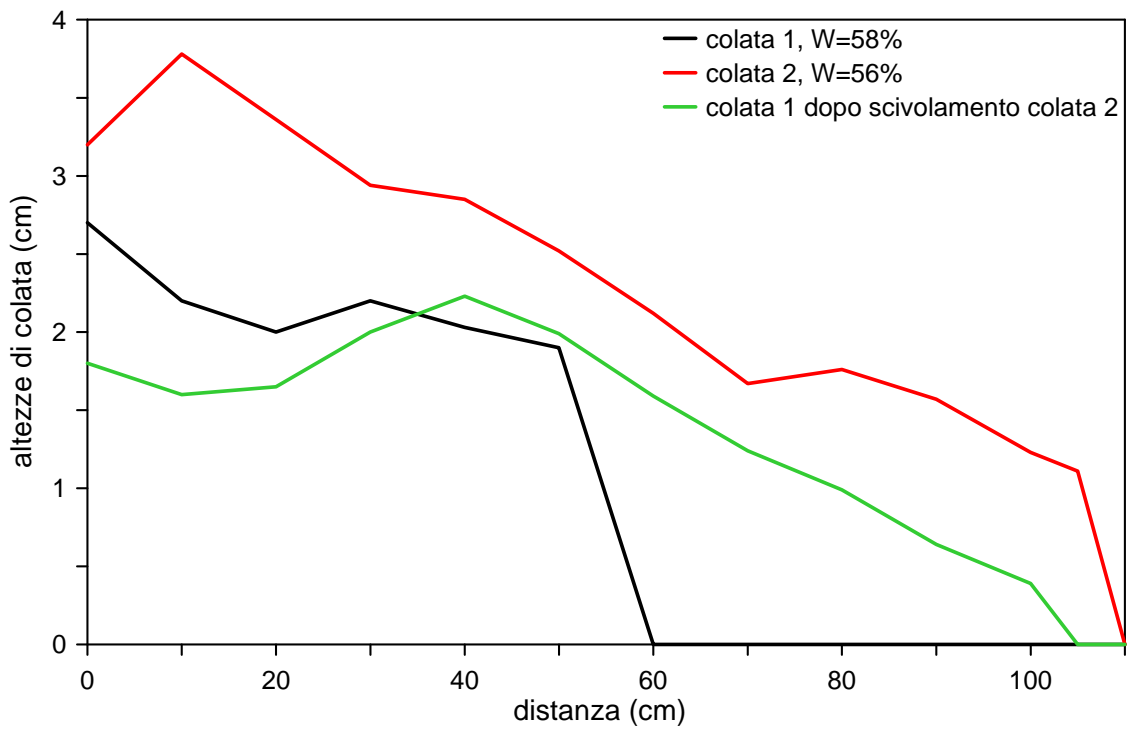


Figura 6.77 : profilo longitudinale delle colate prima e dopo scivolamento colata 2 per la prova E-AA1.

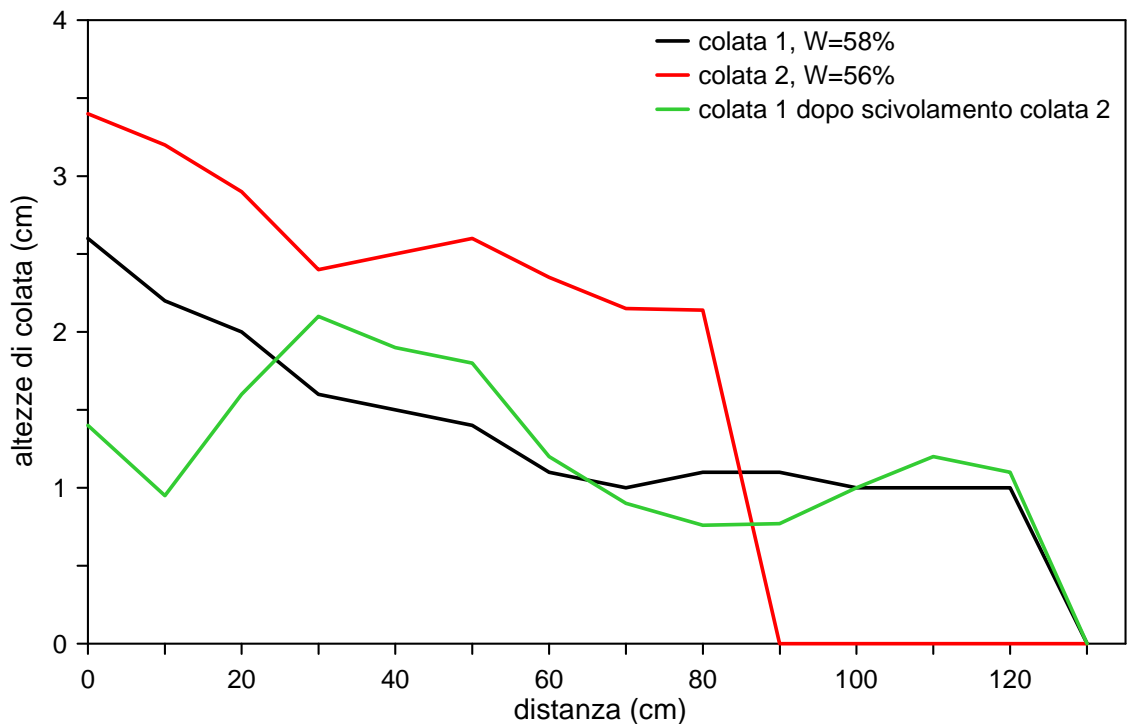


Figura 6.78 : profilo longitudinale delle colate prima e dopo scivolamento colata 2 per la prova E-AA2.

Per avere un quadro più ampio del fenomeno fin qui analizzato, si sono studiati gli andamenti delle pressioni interstiziali nel tempo in seguito al passaggio della seconda colata

sopra una precedente. Così le Figure riportano i valori di pressione neutra al momento e dopo il transito del secondo flusso.

Dalla Figura 6.79 appare evidente come i primi due trasduttori non presentano il caratteristico picco, registrato invece per tutte gli altri test precedentemente esposti (prove di tipo C-AA e C-AS); questa mancanza questa volta non è associabile ad un non corretto funzionamento dei trasduttore bensì è legato alla presenza della colata 1 sopra di essi, i quali registrano un continuo aumento dei valori di pressione fino ad assestarsi dopo circa 35 secondi ai valori costanti. Questi valori sono pressappoco coincidenti con le altezze di colata finali, h_f , insistente sui sensori, come riporta la Tabella 6.15: altezza data dalla somma fra l'altezza della colata 1 e altezza della colata 2. Quindi il passaggio di una seconda colata implica ancora una condizione non drenata, tant'è che i trasduttori rilevano un carico totale che però non si registra istantaneamente, cioè al momento del passaggio del secondo flusso, ma richiede un certo periodo di tempo: ciò è probabilmente dovuto alla presenza della colata precedente che in un certo senso ritarda la risposta dei sensori, dato che probabilmente questo materiale si stava asciugando: tra la prima e la seconda colata sono intercorse circa 2 ore, tempo sufficiente, come abbiamo visto, affinché il campione vada in suzione. Invece i trasduttori 3 e 4, che non erano stati attivati dalla colata 1, presentano il tipico andamento già visto nelle altre prove: una rapida crescita che culmina in un picco, h_w^* , seguita da un'altrettanta veloce diminuzione della pressione neutra che si assesta poi a valori più o meno costanti, corrispondenti alle altezze finali, h_f , della colata sopra i sensori. Ancora una volta il picco presenta un contributo cinetico, h'_c , proporzionale alla velocità di avanzamento del fronte di colata.

La Figura 6.80 invece mostra l'andamento delle pressioni interstiziali per la prova E-AA2: tutti e tre i trasduttori non presentano il picco, h_w^* , proprio per la presenza della prima colata sopra di essi. Anche qui i sensori registrano un aumento continuo dei valori fino ad assestarsi dopo quasi un minuto dal passaggio del secondo flusso. Qui la risposta dei trasduttori è ancora più ritardata rispetto alla prova E-AA2, presumibilmente perché il tempo intercorso tra una colata e l'altra è stato maggiore. In ogni caso, i valori registrati sono valori di pressione totale e ancora una volta il processo si sviluppa in condizioni non drenate.

In conclusione la propagazione di una seconda colata sopra una antistante è comunque un processo non drenato: il fenomeno è talmente veloce, che i trasduttori, sebbene siano in un certo senso "schermati" da uno strato di terreno inferiore in fase di essiccamento,

lo rilevano come un carico non drenato, anche se in ritardo rispetto al tempo effettivo dell'esecuzione della prova. Inoltre anche l'assenza di un valore picco è imputabile al materiale sottostante, che fa sì che il sensore non recepisca istantaneamente il passaggio del flusso, e conseguentemente non subisce un impatto cinetico del fronte, appiattendosi così i valori di pressione ad una crescita lenta e graduale ma privi di un contributo cinetico.

Tabella 6.15.: altezza di picco della colata h^* , picco di pressione interstiziale, h^*_w , altezza di carico totale h_{tot} , altezze finali h_f , in corrispondenza dei sensori, per le prove E-AA

prova	sensore	h^* (cm)	h_{tot} (cm)	h^*_w (cm)	h'_c (cm)	h_f (cm)
E-AA1	1	6.01	10.04	-	-	2.34
	2	5.61	9.36	-	-	2.50
	3	2.97	4.95	5.5	0.55	1.87
	4	2.65	4.43	4.8	0.37	1.87
E-AA2	1	5.62	9.33	-	-	4.5
	2	3.59	5.96	-	-	4.4
	3	3.28	5.44	-	-	3.05

Tutti i valori qui riportati si riferiscono alla somma delle altezze della prima e della seconda colata.

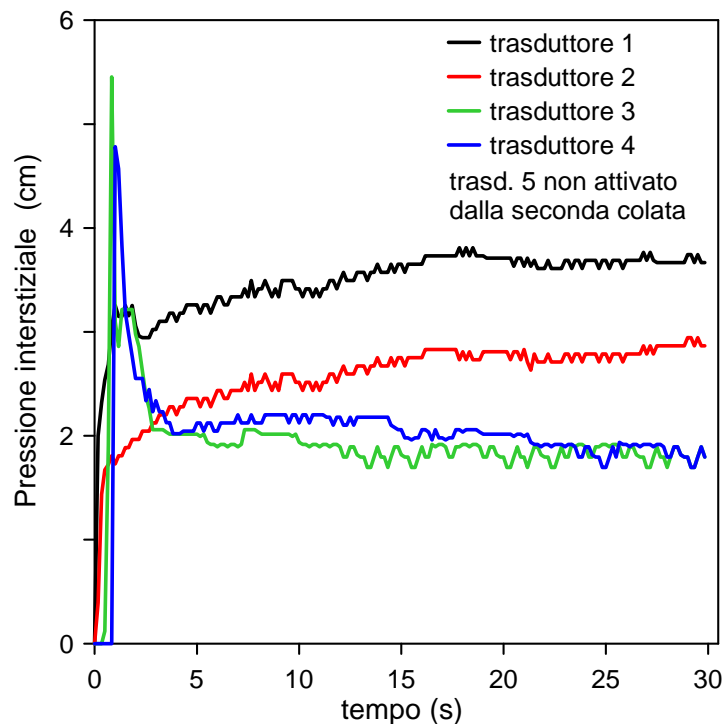


Figura 6.79: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test E-AA1

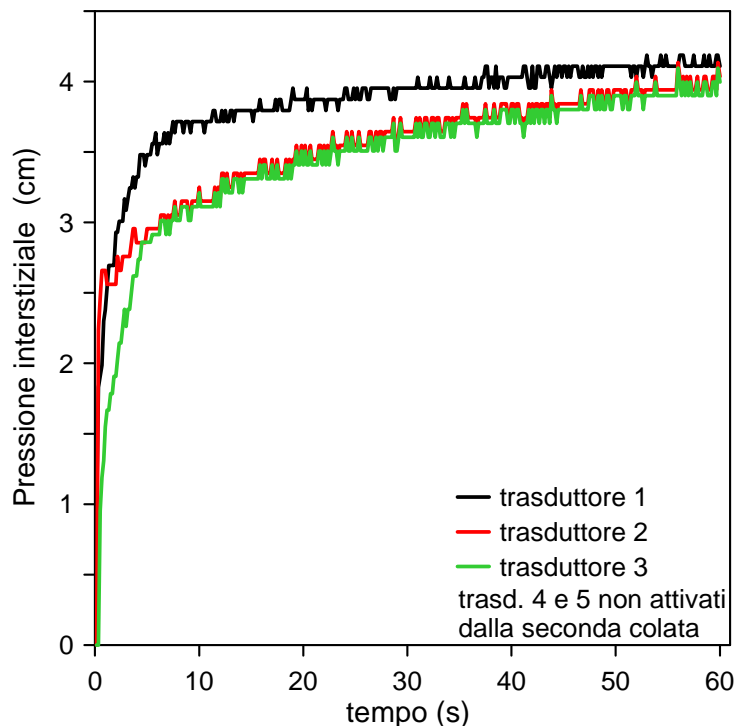


Figura 6.80: pressioni interstiziali, espresse in cm di colonna d'acqua, per il test E-AA2

6.3.2.4 Prove di tipo E-AS

Le prove sopra descritte avevano principalmente lo scopo di identificare e valutare l'effetto che una colata precedente potesse avere su una successiva in termini di spostamento e pressioni interstiziali: in particolare si voleva vedere in quali condizioni e in che modo un secondo flusso potesse riattivare il primo, o al contrario il primo frenasse la propagazione del secondo.

Queste prove hanno sempre lo scopo di determinare e stimare l'effetto l'evoluzione di un flusso di colata può produrre su un fondo non più rigido, bensì formato da materiale granulare, nel caso specifico da sabbia dell'Adige (paragrafo 5.3): in particolare si vuole vedere se il fondo sabbioso abbia delle implicazioni in termini di spostamento e velocità sulla propagazione della colata, e se quest'ultima, a sua volta, attraverso il suo passaggio, abbia degli effetti sul letto sabbioso, se in altre parole lo erode o meno.

Per questo motivo sono state effettuate 4 serie di test, ciascuna delle quali prevedeva 3 prove, in cui sono stati variati i contenuti d'acqua delle colate, la loro composizione granulometrica (sono state realizzate prove con miscele di solo argilla e acqua, e con miscele di argilla, acqua e il 20% di sabbia rispetto al peso dell'argilla) e il grado di saturazione del

fondo sabbioso. Le caratteristiche geotecniche e geometriche di ciascuna prova sono riportate nelle Tabelle 6.16, 6.17.

Per ogni prova sono stati utilizzati 8 kg di materiale secco, a differenza delle altre in cui il peso era limitato a 5 kg, che è stato poi omogeneizzato, con la procedura descritta nel paragrafo 6.3.1, volta per volta, a diversi contenuti d'acqua. La scelta di aumentare la quantità di materiale in ciascuna prova è stata dettata dalla necessità di aumentare il carico totale del flusso e quindi l'energia potenziale dello stesso, visto che la colata doveva in un certo qual modo superare una specie di soglia prima di scorrere lungo il fondo sabbioso. Infatti, in riferimento alla Figura 6.81, il fondo ha un'altezza costante di 3 cm, tranne nel tratto iniziale e finale dove presenta una pendenza 11° , rispetto al piano di scorrimento, al fine di favorire il fluire della colata e soprattutto la stabilità del fondo stesso, visto che lo stesso è inclinato di 30° rispetto all'orizzontale. Questo letto sabbioso si estende, dopo 15 cm dalla paratoia, per circa 1.20 m lungo il piano di scorrimento; esso è stato realizzato attraverso una deposizione omogenea della sabbia cercando di ottenere una densità relativa e un grado di saturazione dello stesso più o meno uguale per ciascuna serie di test al fine di rendere confrontabili i dati.

Tabella 6.16 : caratteristiche geotecniche dei test effettuati per la serie di prove E-AS

numero test	percentuale di sabbia (%)	W (%)	W_f (%)	CS (%)	CS_{sabbia} (%)	grado di saturazione, S , del fondo (%)
E-AS A-1	0	57	57	39.56	0	0
E-AS A-2	0	57.5	57.5	39.35	0	0
E-AS A-3	0	58	58	39.14	0	0
E-AS B-1	0	57	57	39.56	0	57.45
E-AS B-2	0	57.5	57.5	39.35	0	57.67
E-AS B-3	0	58	58	39.15	0	57.07
E-AS SA-1	20	46.4	58	43.52	7.19	0
E-AS SA-2	20	47.2	59	43.1	7.12	0
E-AS SA-3	20	48	60	42.69	7.04	0
E-AS SB-1	20	46.4	58	43.52	7.19	57.2
E-AS SB-2	20	47.2	59	43.1	7.12	56.9
E-AS SB-3	20	48	60	42.69	7.04	57.3

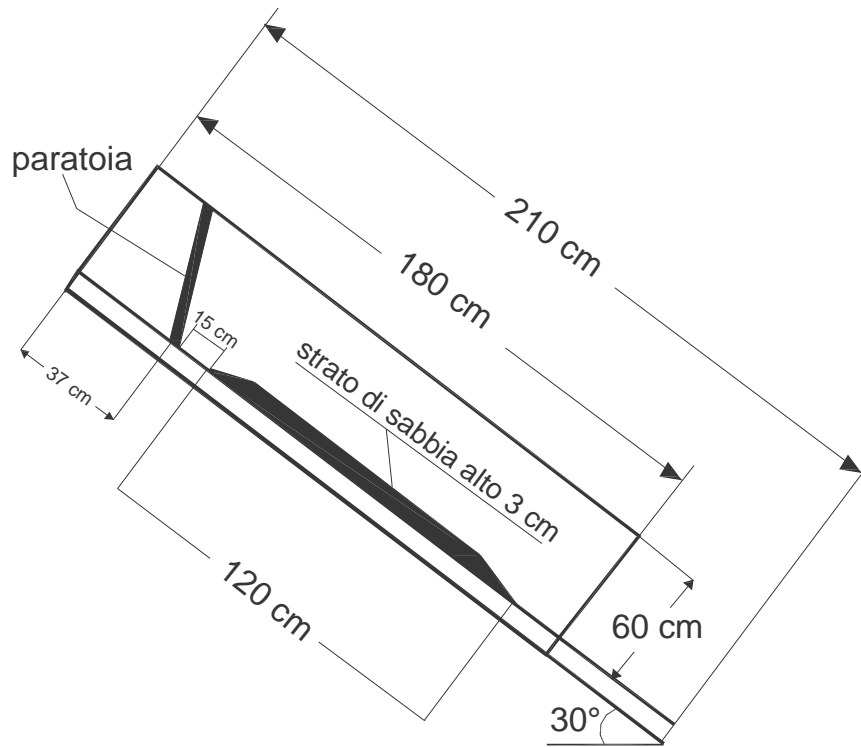


Figura 6.81. prospetto laterale del modello fisico della canaletta con localizzazione del fondo sabbioso

Tabella 6.17. : caratteristiche geometriche dei test effettuati per la serie di prove E-AS

numero test	sabbia (%)	V_i (cm ³)	H_0 (cm)	<i>run out</i> massimo (cm)
E-AS A-1	0	7545.07	29.72	82.81
E-AS A-2	0	7585.07	29.84	115.51
E-AS A-3	0	7625.07	29.96	144.5
E-AS B-1	0	7545.07	29.72	102.8
E-AS B-2	0	7585.07	29.84	122.52
E-AS B-3	0	7625.07	29.96	161.12
E-AS SA-1	20	6690.5	27.09	39.87
E-AS SA-2	20	6754.5	27.28	55.54
E-AS SA-3	20	6818.5	27.48	84.01
E-AS SB-1	20	6690.5	27.09	40.9
E-AS SB-2	20	6754.5	27.28	63.9
E-AS SB-3	20	6818.5	27.48	90.33

Durante e dopo l'esecuzione di queste prove sono state monitorate le seguenti grandezze caratteristiche del fenomeno stesso:

- distanze percorse dal fronte di colata;
- velocità istantanea di avanzamento del fronte di colata;
- altezza del fondo di sabbia in seguito allo scorrimento del flusso di colata, cioè a prova conclusa.

Le prime due grandezze sono ricavate attraverso un'analisi fotografica come in tutte le altre prove; mentre le altezze del letto granulare sono ottenute tramite misurazioni in sito attraverso dei mini carotaggi, lungo l'asse centrale della colata (Fig. 6.82.) effettuati con dei minicampionatori in plexiglass mostrati in Figura 6.83. Anche in questo caso le prove sono molto rapide, in quanto si arrestano generalmente in poco più di un secondo. Le Figure 6.84, 6.85 riportano un esempio di prova a due istanti diversi, dove appunto si distingue chiaramente il letto sabbioso e la colata che ci scorre sopra.

La fotocamera è stata utilizzata con una risoluzione di 60 fotogrammi al secondo.

Il trend degli spostamenti del fronte di colata nel tempo per ciascuna serie di prove è illustrato nelle Figure 6.86, 6.87, caratterizzato ancora una volta da un breve tratto iniziale con



Figura 6.82: mini carotaggi



Figura 6.83: mini campionatori in plexiglass

accelerazione costante seguito poi da una più graduale fase di decelerazione. Questa fase di decelerazione è più lunga rispetto alle altre prove fin qui analizzate: dalle Figure 6.88, 6.89, 6.90, 6.91 sembra quasi che la presenza del fondo sabbioso anticipi la fase di dissipazione dell'energia cinetica, in quanto ciascuna prova presenta un secondo tratto della curva velocità - tempo, dopo il valore di picco, molto più ampia e lunga rispetto a quello iniziale, corrispondente all'accelerazione. Quindi il letto sabbioso o meglio funge da dissipatore di energia contenendo l'aumento di velocità del fronte nel tempo. Ciò è confermato dalle Figure 6.88, 6.89, 6.90, 6.91, che riportano le velocità istantanee del fronte nel tempo: appare subito chiaro come subito dopo un picco iniziale di velocità, segue una seconda fase molto lunga che caratterizza il processo di arresto del flusso. Tra l'altro la presenza di questo fondo mobile, influenza anche l'evoluzione della velocità rispetto ai contenuti d'acqua: infatti se nei test su fondo rigido (serie C-AA e C-AS) all'aumentare del contenuto d'acqua diminuiva la fase di decelerazione della colata, in questo caso, come nella serie di colate sovrapposte, invece all'aumentare di W , aumenta questa fase di rallentamento. Bisogna comunque aggiungere come non si siano riscontrate grandi differenze in termini di velocità assoluta: i valori raggiunti dalle diverse colate, a parità di contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , sono più o

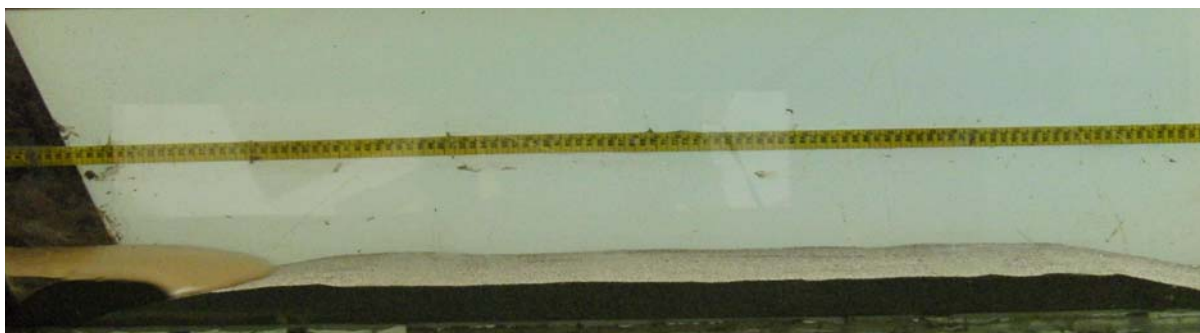


Figura 6.84: posizione della prova E-AS A-2 all'istante $t=0.13$ sec.

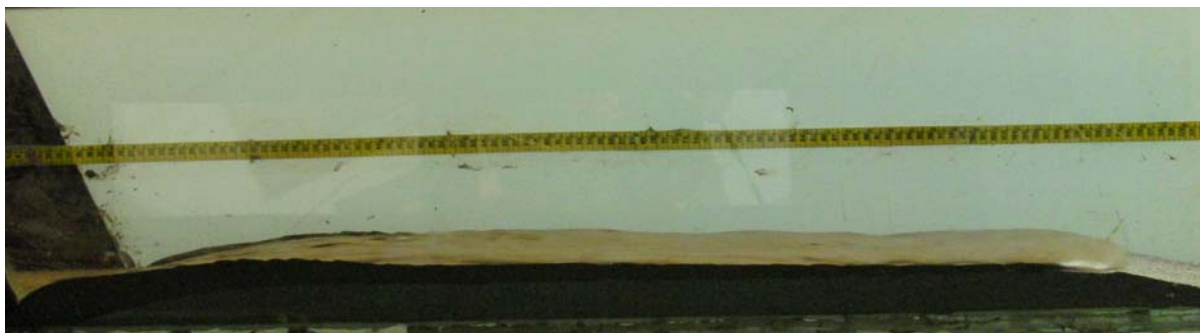


Figura 6.85: posizione finale della prova E-AS A-2

meno confrontabili, sia se il fondo sia rigido o meno.

Quindi si può concludere dicendo che la presenza di un fondo granulare frena la propagazione della colata, tant'è che se si confrontano, per esempio, il campione C-AA3 (su fondo tigrato) con il campione E-AS A-1 (su fondo sabbioso asciutto) e/o E-AS B-1 (su fondo sabbioso bagnato), aventi il medesimo contenuto d'acqua, $W_f=57\%$, si nota come il primo raggiunge una distanza massima di 110.45 cm, il secondo di 82.81 cm e il terzo di 102.8 cm, confermando appunto l'effetto frenante di un fondo non rigido.

D'altro canto, da questo confronto e dalle Figure 6.86, 6.87 si possono effettuare le seguenti osservazioni:

- a parità di grado di saturazione e densità relativa del fondo sabbioso, la distanza percorsa aumenta con l'aumentare del contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , e globale, W ;
- a parità di W_f e W , il fronte raggiunge distanze maggiori se il fondo è bagnato;
- a parità di W_f e di grado di saturazione, S , del fondo, le distanze percorse dal fronte sono maggiori per le miscele di solo argilla e acqua.

Fin'ora si è analizzato l'effetto di un fondo granulare sulla propagazione di una colata; adesso invece si vuole esaminare le conseguenze del passaggio di un flusso sul fondo stesso. In poche parole si considerano i test effettuati da due punti di vista duali e complementari: va-

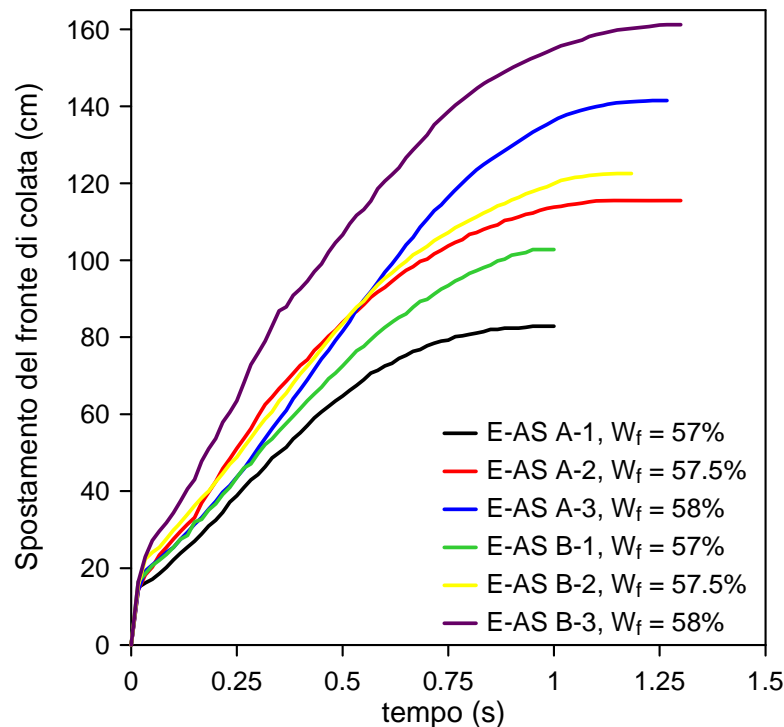


Figura 6.86.: spostamento del fronte di colata per la serie E-AS per le miscele di sola argilla e acqua

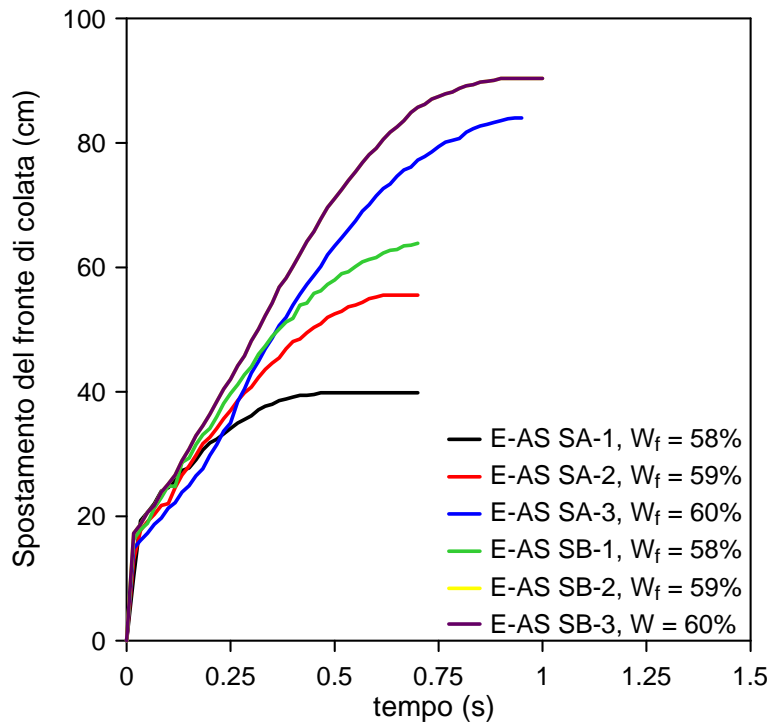


Figura 6.87.: spostamento del fronte di colata per la serie E-AS per le miscele di argilla, sabbia e acqua.

lutare le conseguenze reciproche che si possono avere in seguito al passaggio di un flusso iperconcentrato sopra uno strato di terreno granulare.

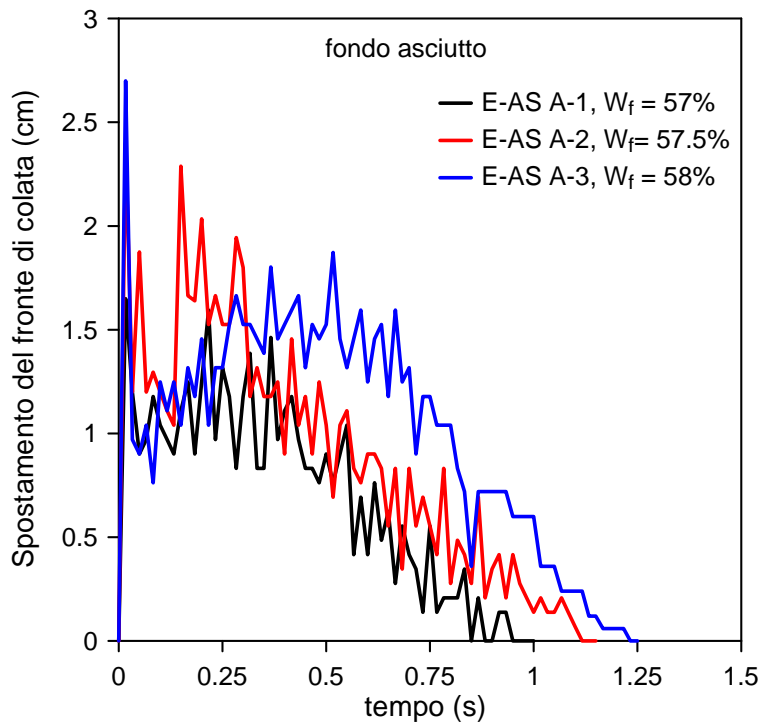


Figura 6.88: velocità del fronte di colata per le serie E-AS con miscele di argilla e acqua su fondo asciutto.

Per fare ciò si è proceduto alla fine di ciascuna prova ad una serie di minicarotaggi lungo l'asse centrale del piano di scorrimento (Figg. 6.82, 6.83), in modo da risalire alle altez-

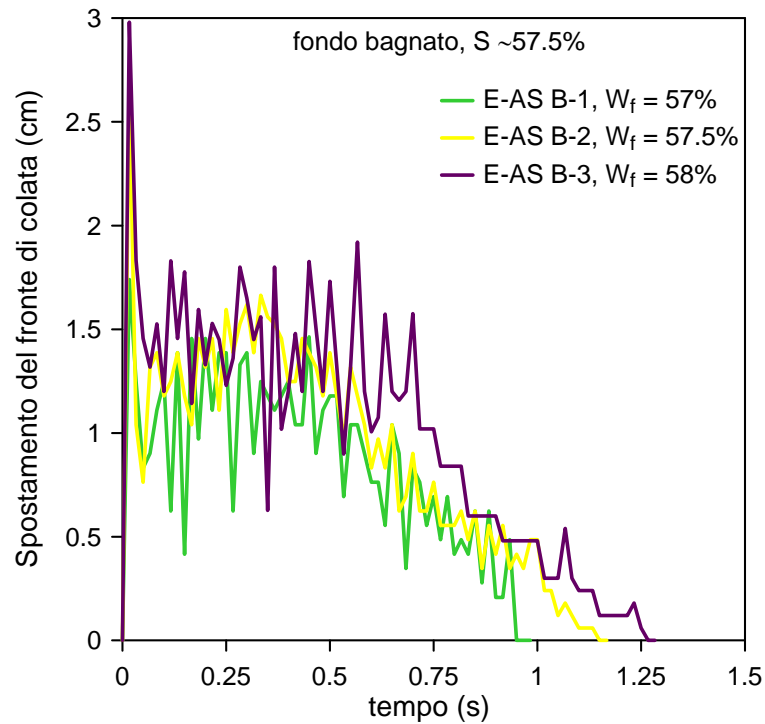


Figura 6.89: velocità del fronte di colata per le serie E-AS con miscele di argilla e acqua su fondo bagnato.

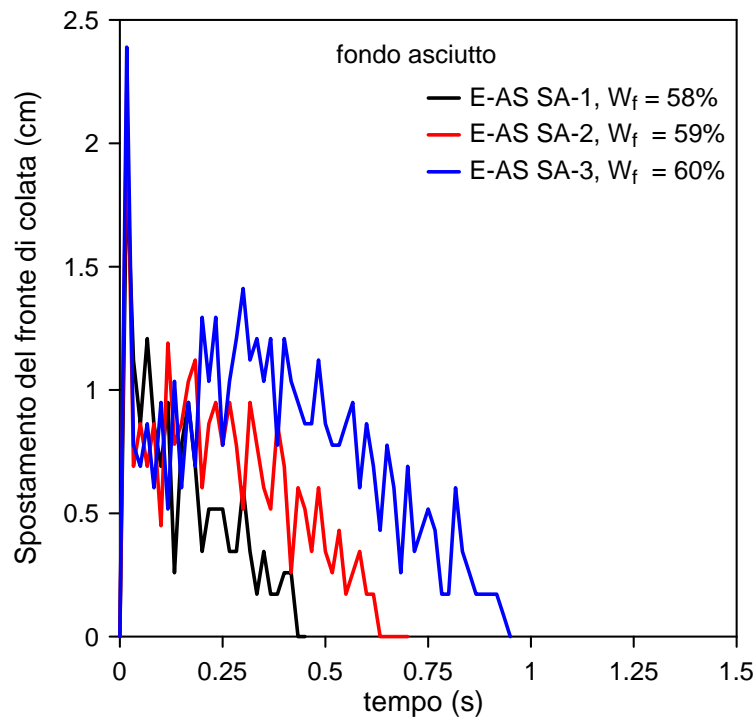


Figura 6.90: velocità del fronte di colata per le serie E-AS con miscele di argilla, sabbie e acqua su fondo asciutto

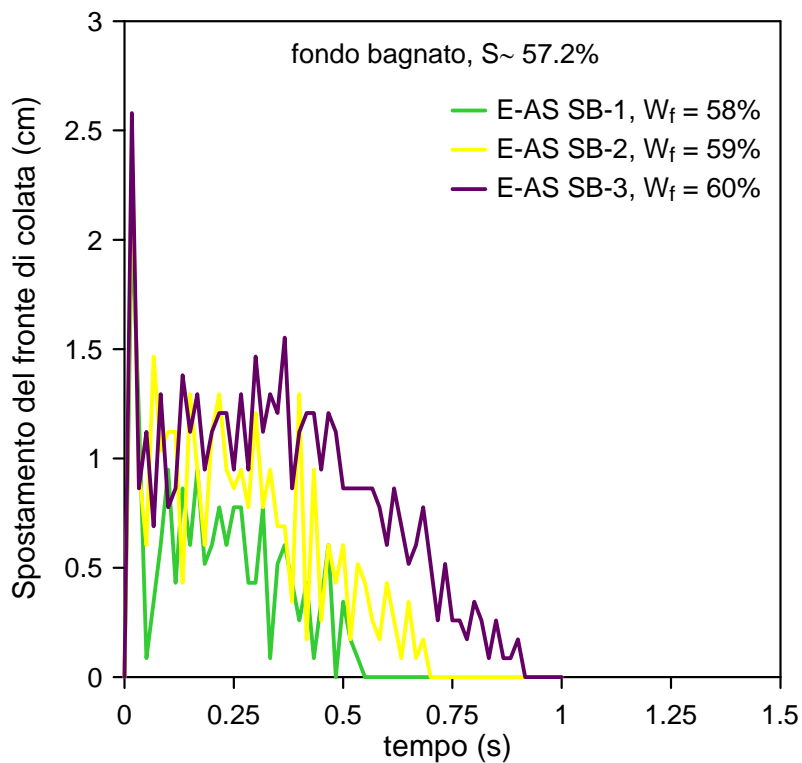


Figura 6.91: velocità del fronte di colata per le serie E-AS con miscele di argilla, sabbie e acqua su fondo bagnato.

ze del fondo di sabbia, il cui spessore iniziale era di 3 cm, allo scopo di vedere se ci fosse stata erosione al fondo, e se si di quantificarla in una certa maniera.

Dai dati registrati si evidenzia un assottigliamento del fondo di sabbia in seguito al passaggio della flusso, ciò fa pensare quindi all'instaurarsi di un processo di erosione durante la fase di propagazione della colata. In realtà non è una vera e propria erosione, intesa come trasporto del materiale eroso, bensì uno spostamento del materiale a valle e lateralmente al fronte di colata, in seguito al passaggio di quest'ultimo: visivamente, in laboratorio, si distingueva proprio quest'onda di materiale che fluido che scorreva sullo strato di sabbia provocando una specie di solco mano a mano che il fronte procedeva.

Dal punto di vista geotecnico questo fenomeno è relazionato ad uno sviluppo di un carico non drenato. Come è stato già ripetuto più volte, la propagazione di queste colate è talmente rapida sia in termini di tempo che di velocità, da svilupparsi in condizioni non drenate, causando la generazione di sovrappressioni sia all'interno della colata che dello strato di sabbia, se quest'ultimo è umido, diminuendo la resistenza del fondo e provocando di conseguenza lo spostamento di materiale

Le Figure 6.92, 6.93, 6.94 riportano la configurazione e iniziale dello strato di sabbia in funzione della percentuale della distanza percorsa sul fondo erodibile, $\Delta x_{f,s}$, intesa come:

$$\Delta x_{f,s} = \frac{dx_s}{dx_{tot,s}} 100 \quad (6.14)$$

dove dx_s è il tratto percorso dalla colata nell'intervallo Δt (pari alla frequenza di scatto della macchina fotografica, cioè 1/60 di secondo) depurato dei 15 cm iniziali in cui non c'è il fondo erodibile (Figura 6.81), e $dx_{tot,s}$ è la distanza massima percorsa, anch'essa shiftata di 15 cm rispetto all'origine.

Dall'analisi dei dati sperimentali e dalla loro rielaborazione, riportata nelle Figure, appare evidente che:

- la configurazione finale dello strato di sabbia sia più o meno simile in tutte le prove: è presente un primo tratto in cui lo strato presenta un'altezza costante seguito da un continuo assottigliamento dello strato fino a raggiungere uno spessore minimo, che coincide più o meno con il 50%-60% della distanza percorsa, in quasi tutte le prove; lo spessore poi aumenta, in maniera piuttosto netta, fino a riportarsi ai livelli iniziali quando la colata ha percorso oltre il 90% del suo tragitto. Quindi inizialmente il flusso produce un'erosione regolare e moderata, per poi raggiungere i suoi massimi livelli a metà del percorso, dove dissipa gran parte dell'energia, causando così una diminuzione dell'asporto di materiale verso la fine del suo cammino fino all'arresto della colata stessa in corrispondenza del quale non si registra nessun processo di erosione.

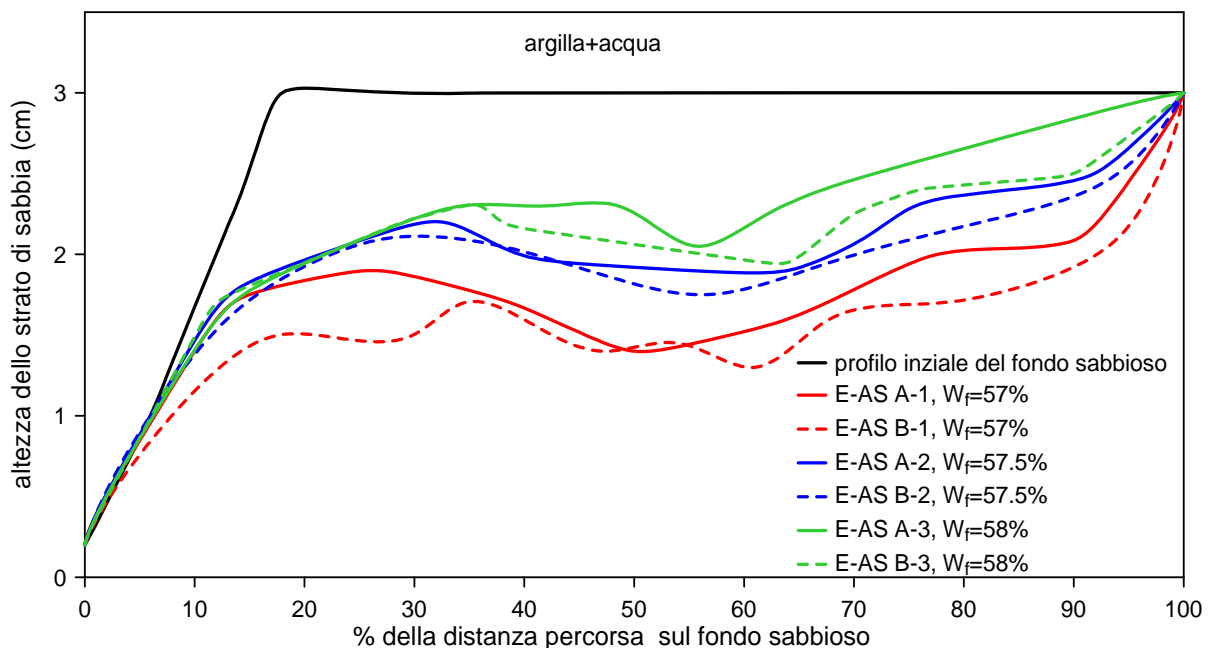


Figura 6.92: configurazione finale dello strato di sabbia in seguito al passaggio della miscela di sola argilla e acqua, sia in caso di fondo bagnato che asciutto

- A parità di contenuto d'acqua W_f , e di composizione granulometrica della miscela, erode di più la colata che scorre su fondo bagnato: lo strato di sabbia umido, che ha un grado di saturazione di oltre il 55%, non è in grado di sostenere completamente l'eccesso di pressione neutra causata dal passaggio del flusso iperconcentrato, il quale, anzi, produce un aumento delle pressioni interstiziali all'interno dello strato di sabbia che comporta una diminuzione delle tensioni efficaci e la conseguente asportazione di materiale dallo strato stesso. Invece se il fondo è asciutto, questo è in grado di sopportare meglio l'impatto della colata e di drenare in maniera più efficace parte delle sovrappressioni assorbite dal passaggio della colata, limitando così lo spostamento di materiale.
- A parità di grado di saturazione del fondo invece, e di composizione granulometrica della miscela, il processo di erosione è maggiore per le miscele con contenuto d'acqua della matrice fine minore: sembra quasi che le colate più fluide, passino sopra lo strato erodibile molto velocemente producendo una minore instabilità del fondo e quindi una minor quantità di materiale asportato. Inoltre bisogna considerare anche, che in linea di massima, le colate più fluide sono quelle che presentano altezze di flusso minori, quindi un carico non drenato minore rispetto ai campioni con minor contenuto d'acqua.
- A parità di contenuto d'acqua W_f , e di grado di saturazione del fondo, erode di più la colata col 20% di sabbia. Probabilmente la presenza di materiale granulare all'interno della miscela aumenta la forza di trascinamento della colata stessa che per questo riesce a trasportare più materiale rispetto ad un flusso di solo materiale coesivo.

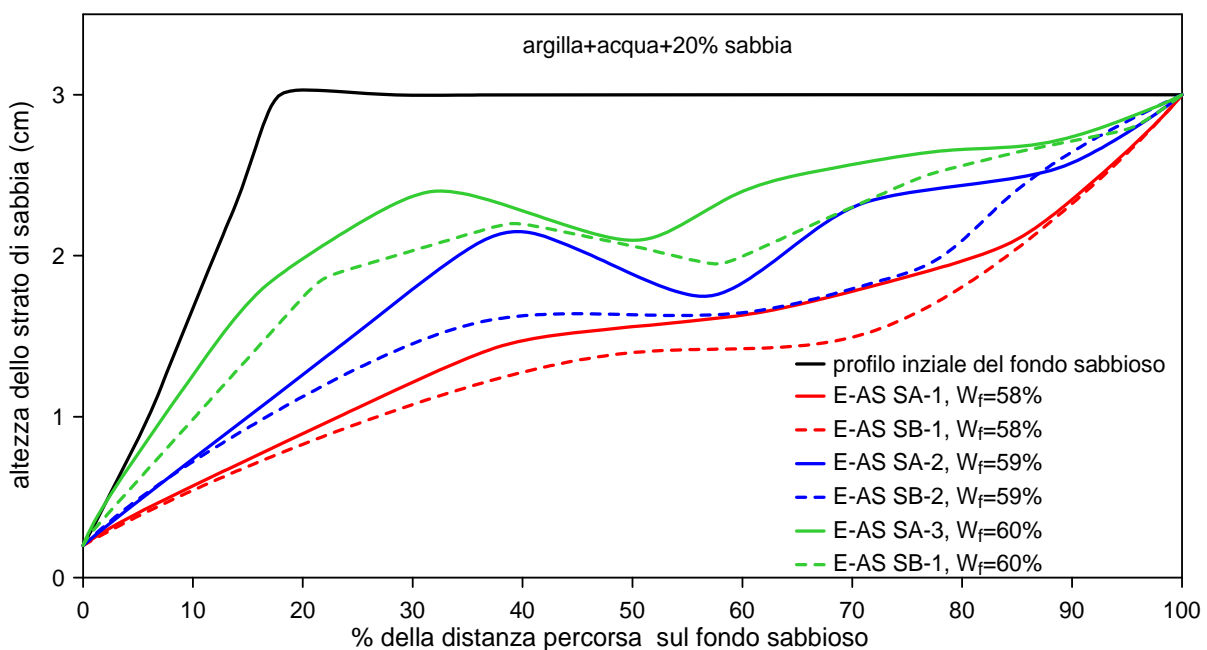


Figura 6.93: configurazione finale dello strato di sabbia in seguito al passaggio della miscela di argilla sabbia e acqua, sia in caso di fondo bagnato che asciutto

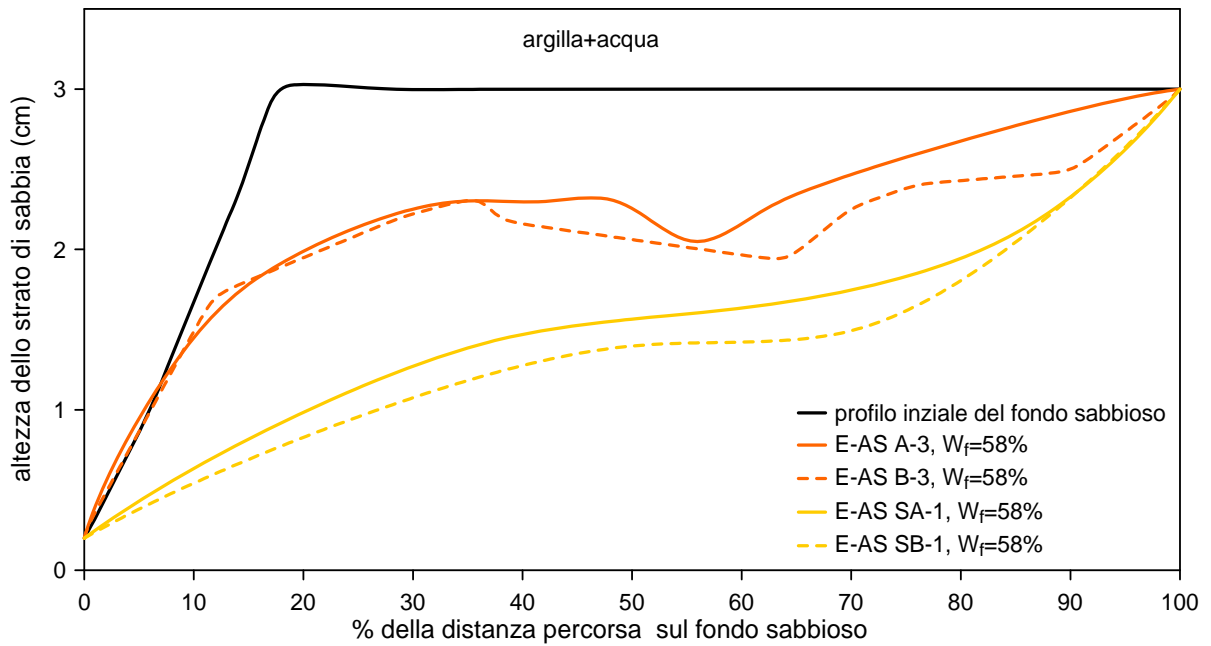


Figura 6.94: confronto tra la configurazione finale dello strato di sabbia per le prove con miscele di argilla e acqua, e di argilla, sabbia e acqua, per lo stesso valore di W_f , con fondo asciutto e umido.

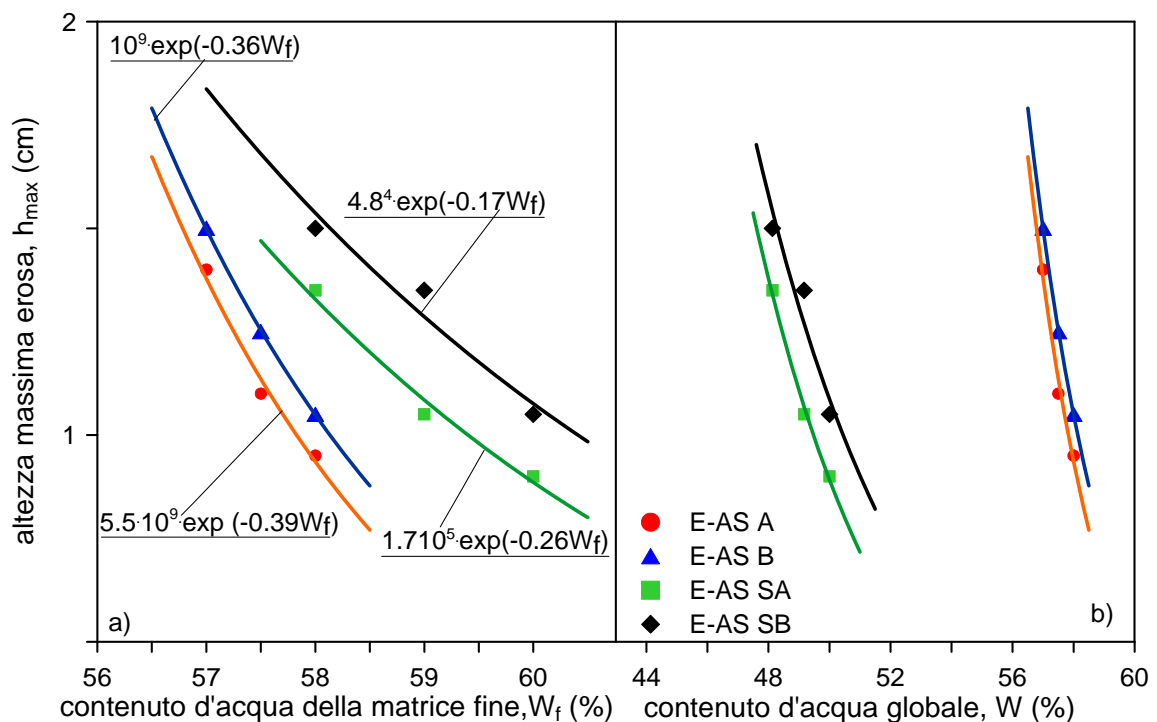


Figura 6.95: altezza massima erosa in relazione: a) ai contenuti d'acqua globale, W , e b) della matrice fine, W_f , per le quattro serie dei test E-AS

- Caratteristico è infine l'andamento dell'altezza massima erosa in funzione del contenuto d'acqua sia globale, che della matrice fine. Infatti, anche in questo caso, così come per lo spostamento e velocità massimi del fronte, questa grandezza varia esponenzialmente con W e W_f , così come mostra la Figura 6.95. Ma questa volta l'inclinazione delle curve è

opposta: all'aumentare della quantità d'acqua del campione diminuisce lo spessore massimo eroso.

Quindi tutte i picchi delle grandezze caratteristiche dei fenomeni fisici analizzati, cioè propagazione e erosione delle colata, sono legate al contenuto d'acqua, e quindi alla concentrazione solida del campione, secondo una legge di tipo esponenziale, così come si era già visto per la viscosità e lo sforzo critico.

Per cui si può dedurre che il comportamento meccanico di una colata di fango dipende strettamente dalla sua quantità d'acqua, la quale è determinante anche del comportamento reologico del flusso; quindi è importante la scelta di leggi reologiche atte a descrivere l'evoluzione del fenomeno nell'ottica di prevenzione e protezione da processi franosi.

7. MODELLAZIONE MATEMATICA E NUMERICA DELLA FASE DI PROPAGAZIONE

7.1 Introduzione

Il primo modello matematico che descrive l'accoppiamento solido – acqua – gas è stato proposto da M. A. Biot per materiali con comportamento elastico – lineare.

La formulazione di Biot descrive l'interazione della parte solida con il fluido interstiziale per un materiale elastico utilizzando come variabili: gli spostamenti dello scheletro solido (u) e gli spostamenti relativi del fluido interstiziale in rapporto allo scheletro solido (w).

La teoria di Biot è stata successivamente ampliata grazie al lavoro svolto nell'Università di Swansea (da Zienkiewicz et al, 1982; Zienkiewicz e Shiomi, 1984) per prendere in considerazione le grandi deformazioni ed il comportamento non lineare dei materiali porosi saturi.

Tra le formulazioni numeriche, proposte da diversi autori, per la risoluzione delle equazioni di Biot, risulta molto affidabile quella di Zienkiewicz e Bettess (1982) che utilizza come variabili indipendenti del sistema di equazioni gli spostamenti dello scheletro solido (u) e la pressione dell'acqua interstiziale (p_w).

Questo tipo di formulazione di un materiale bifase può essere utilizzata per risolvere un gran numero di problemi riguardanti i geomateriali. Un ulteriore miglioramento alla formulazione u - p_w per la risoluzione di problemi riguardanti materiali parzialmente saturi si può avere ipotizzando che la pressione dell'aria o del gas all'interno del dominio non sia trascurabile. Per rappresentare correttamente il comportamento del terreno, è necessario quindi trattarlo come un mezzo trifase dove si considerano anche le variazioni di pressione dell'aria. La pressione interstiziale dei fluidi (liquido o gas) ha un ruolo fondamentale nel comportamento della struttura del terreno, potendo provocare la rottura del materiale. La formulazione di un mezzo trifase si può ricavare dalla teoria delle miscele.

Il modello consiste in tre equazioni di bilancio, che saranno formulate nei paragrafi seguenti, più un adeguato modello costitutivo o reologico atto a definire il legame tra tensione e deformazione attraverso relazioni cinematiche di spostamenti e velocità.

7.2 Le relazioni costitutive

7.2.1 La fase solida

L'equazione costitutiva della fase solida, si può scrivere come:

$$d\sigma' = D'd\varepsilon' \quad (7.1)$$

dove

- σ' : tensione efficace;
- D' : matrice costitutiva elastoplastica dello scheletro solido;
- ε' : deformazione prodotta dalle tensioni efficaci;

L'incremento totale di deformazione della fase solida $d\varepsilon$ si può scomporre in tre parti:

$$d\varepsilon = d\varepsilon - d\varepsilon^0 - d\varepsilon^g \quad (7.2)$$

con

- $d\varepsilon'$: incrementali di deformazione dello scheletro solido;
- $d\varepsilon$: incrementali di deformazione totale;
- $d\varepsilon^0$: incrementali di deformazione dello scheletro solido prodotta da effetti non meccanici (ad esempio effetti termici);
- $d\varepsilon^g$: incrementali di deformazione volumetrica dello scheletro solido dovuta alla complicità di singoli grani in seguito ad un cambiamento della pressione media dei pori (p):

$$d\varepsilon^g = -\frac{1}{3K_s} Id\bar{p} \quad (7.3)$$

- K_s rigidità volumetrica dei grani dello scheletro solido.

Pertanto:

$$d\sigma' = D' : (d\varepsilon - d\varepsilon^0) + (D' : I) \frac{d\bar{p}}{3K_s} \quad (7.4)$$

e considerando l'espressione delle tensioni totali e sostituendo si avrà:

$$d\sigma = d\sigma' - dpI = D' : (d\varepsilon - d\varepsilon^0) - \left[I - \left(\frac{D' : I}{3K_s} \right) \right] d\bar{p} \quad (7.5)$$

Inoltre, scrivendo in forma incrementale l'espressione della tensione tenendo in conto

la deformazione volumetrica dei grani solidi dovuta alla pressione interstiziale media , si avrà:

$$d\sigma = d\sigma'' - \alpha d\bar{p}I = D' : (d\varepsilon - d\varepsilon^0) - \alpha d\bar{p}I \quad (7.6)$$

(dove il coefficiente $\alpha = I - (D' : I) / 3K_s$), per arrivare a scrivere:

$$\alpha d\bar{p}I = \left[I - \frac{D' : I}{3K_s} \right] d\bar{p} \quad (7.7)$$

Supponendo un comportamento isotropo ed elastico dello scheletro solido il prodotto $(D' : I)$, si può esprimere:

$$(D' : I) = 3K_T \delta_{i,j} \quad (7.8)$$

dove K_T è la rigidezza volumetrica dello scheletro solido mentre $\delta_{i,j}$ rappresentano le costanti di Kronecker.

Sostituendo la (7.7) nella (7.8) : $\alpha = 1 - \frac{K_T}{K_s}$

Il coefficiente α permette quindi di tener conto delle deformazioni volumetriche dovute alla compressibilità dei grani solidi a livello della microstruttura. Per la maggior parte dei terreni $K_s \gg K_T$, per cui $\alpha \cong 1$ e si ritrova la definizione delle tensioni efficaci definita da Terzaghi (1936):

$$d\sigma = d\sigma' - d\bar{p}I = d\sigma'' - \alpha d\bar{p}I \Rightarrow \sigma' = \sigma'' \quad (7.9)$$

7.3.2 La fase fluida

7.3.2.1 L'acqua

La pressione p_α della fase fluida α è responsabile della deformazione volumetrica della fase fluida considerata:

$$\varepsilon_v^\alpha = -\frac{p_\alpha}{3k_\alpha} \quad (7.10)$$

dove K_α è il coefficiente di compressibilità della fase.

Si deve tener in conto del fenomeno della capillarità. La capillarità permette di attirare l'acqua al di sopra del livello freatico ed il valore della forza di capillarità è inversamente proporzionale alla dimensione dei vuoti del terreno in corrispondenza della superficie di

interfaccia aria-acqua. Si hanno notevoli differenze tra le tensioni di capillarità che si producono in una argilla e in quelle che si producono in una sabbia. Nel senso che esse possono essere molto più importanti in una argilla che in una sabbia.

La legge delle pressioni si schematizza nel grafico di Figura 7.1:

La pressione detta anche “suzione” è definita da:

$$p_c = p_a - p_w \tag{7.11}$$

Dato che la pressione capillare dipende dalla dimensione dei vuoti del terreno, per un materiale granulare con un indice dei vuoti definito ed in condizioni isoterme, si può supporre che esista una funzione definita che metta in relazione la suzione con il grado di saturazione

$$p_c = p_c(S_w) \text{ o } S_w = S_w(p_c) \tag{7.12}$$

Queste funzioni si possono anche esprimere attraverso il volume specifico del terreno (θ) definito come il reciproco dell'indice dei vuoti, cioè $\theta = 1/e$, in tal caso si ha : $\theta = \theta(p_c)$. In alternativa al posto di p_c si può anche usare l'altezza di risalita capillare h .

Lo studio degli effetti esercitati dall'umidità del terreno può essere eseguito in maniera più completa considerando la curva caratteristica umidità-pressione di suzione. Questa curva non è univoca ma dipende dal fatto che le variazioni di umidità siano ottenute con un percorso di umidificazione o di essiccamento. Questo comportamento del terreno, diverso a seconda che si verifichi un periodo di essiccamento o di aumento di umidità per quanto riguarda la forza con la quale l'acqua è trattenuta, provoca il fenomeno dell'isteresi della suzione.

A seguito di essa a parità di umidità finale per essiccare un terreno si deve applicare una suzione maggiore rispetto a quella richiesta per la sua reidratazione (Figura 7.2).

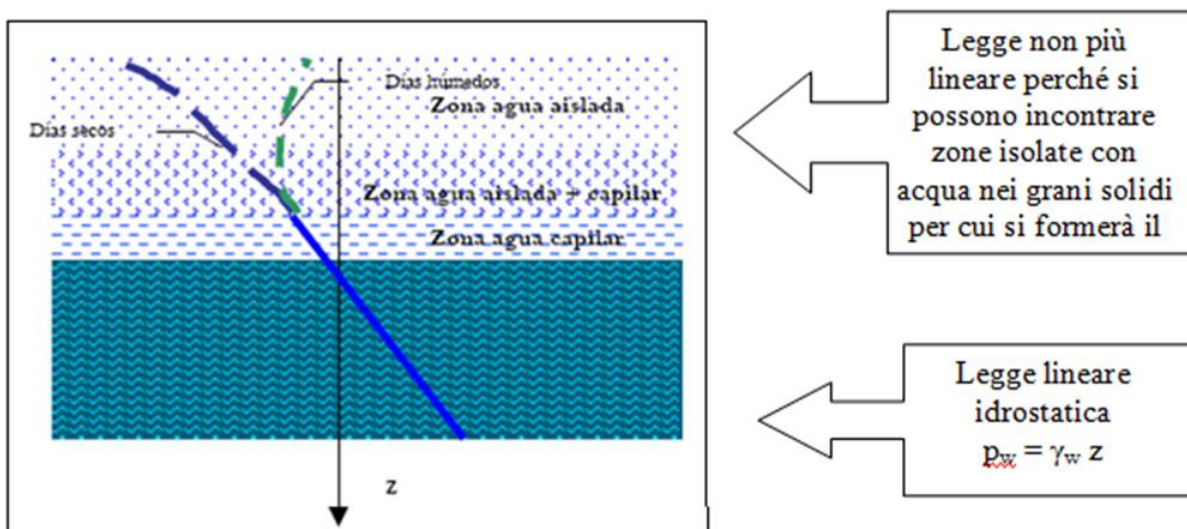


Figura 7.1: : schema della legge delle pressioni nel suolo

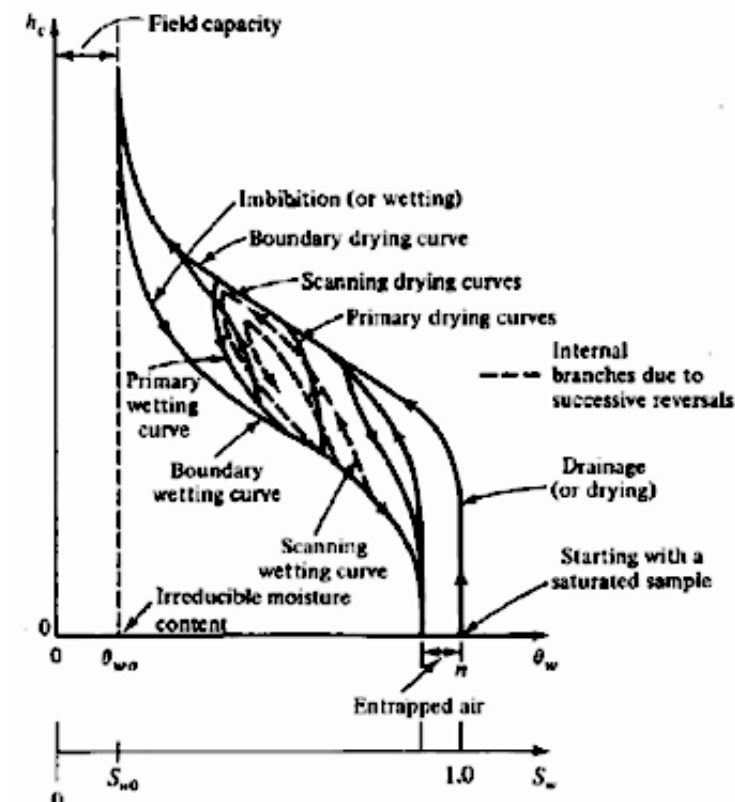


Figura 7.2: curva di ritenzione

Se si considera il movimento dell'acqua in un terreno saturo, la velocità dell'acqua è generalmente descritta dalla legge di Darcy (1856). La velocità dell'acqua attraverso una massa di terreno è proporzionale al gradiente del carico idraulico:

$$w_w = -k_w \nabla(h_w) \quad (7.13)$$

con:

- w_w = velocità dell'acqua;
- h_w = carico idraulico (che trascura il contributo della quota cinematica) = $h_w = z + \frac{p_w}{\gamma_w}$

dove

- z = quota geometrica;
- p_w = pressione dell'acqua;
- γ_w = peso specifico dell'acqua;
- k_w = coefficiente di permeabilità [L/T].

La legge di Darcy è valida entro una gamma di velocità in grado di assumere le condizioni di moto laminare. Per velocità elevate il passaggio dal movimento laminare a quello turbolento rimette in causa la validità di questa legge.

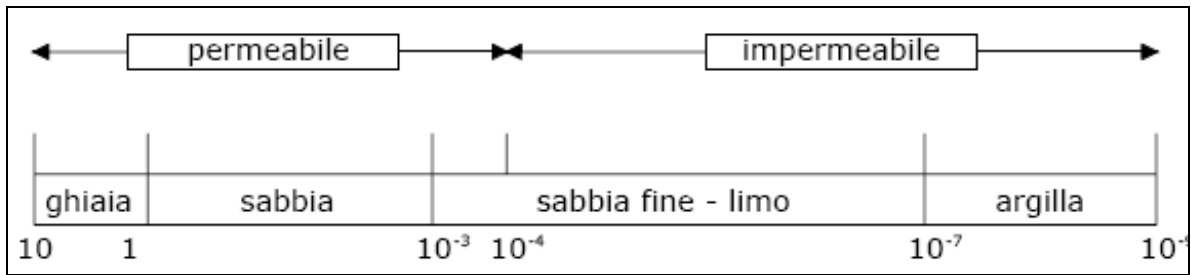


Fig. 7.3: valori della permeabilità in dipendenza dal tipo di terreno (in cm/s)

La legge di Darcy si può generalizzare per mezzi semisaturi relazionando il coefficiente di permeabilità con il grado di saturazione o con la pressione capillare:

$$k_w = k_w(S_w) \quad \text{o} \quad k_w = k_w(p_c) \quad (7.14)$$

Come si può osservare ci sono molti fattori che influenzano il coefficiente dei permeabilità. Alcuni di essi dipendono dalle caratteristiche del terreno mentre altri sono legati alle caratteristiche del fluido. È opportuno quindi articolare la sua definizione in modo da separare i fattori di un tipo da quelli dell'altro tipo:

$$k_w = \frac{k \cdot k_w^{\text{intr}}}{\mu_w} (\rho_w g) = \frac{k'}{\mu_w} \gamma_w \quad (7.15)$$

dove:

- k : permeabilità relativa del liquido in funzione unicamente del grado di saturazione o della suzione. Se il suolo è saturo, $k=1$;
- k_w^{intr} : permeabilità intrinseca o fisica, che caratterizza l'influenza della struttura in un mezzo poroso dipendendo dalla geometria dello scheletro solido. E' indipendente dalla densità e viscosità e ha dimensionalità $[L^2]$. Se il materiale è isotropo il valore è uguale in tutte le direzioni;
- μ_w : viscosità del fluido.

I valori del coefficiente di permeabilità, k , possono variare secondo lo schema riportato in Figura 7.3. La temperatura influenza la permeabilità attraverso la viscosità ed il tensore della permeabilità intrinseca.

7.2.2.2 L'aria

Il movimento dell'aria in un mezzo poroso può essere descritta dalla legge di Fick (1855), inizialmente utilizzata per la descrizione della diffusione del gas attraverso i liquidi:

$$J_a = -D_a^* \frac{\delta p_a}{\delta y} \quad \text{con} \quad D_a^* = D_a \frac{\delta C}{\delta p_a} \quad (7.16)$$

con

- J_a : portata di massa (quantità di massa nell'unità di tempo) per unità di superficie attraversata;
- D_a : costante caratteristica del movimento dell'aria attraverso il terreno;
- C : concentrazione dell'aria espressa come massa d'aria per unità di volume totale del terreno.

La legge di Darcy applicata al movimento dell'aria:

$$w_a = -k_a \nabla(h_a) \quad (7.17)$$

dove:

- w_a = velocità del flusso dell'aria;
- h_a = carico della fase gassosa;
- k_a = coefficiente di permeabilità dell'aria [L/T].

Anche in questo caso il coefficiente di permeabilità dell'aria non è costante ma dipende dal grado di saturazione dell'aria (S_a) o dalla suzione definita nella relazione. Come descritto prima per la fase fluida, si avrà:

$$k_a = \frac{k \cdot k_a^{\text{intr}}}{\mu_a} (\rho_a g) = \frac{k'}{\mu_a} \gamma_a \quad (7.18)$$

Infine si definisce la velocità di Darcy della fase fluida rispetto allo scheletro solido come:

$$w^\alpha = n S_a (v^\alpha - v^s) \quad (7.19)$$

7.3 Bilancio di massa

In termini generali per stabilire l'equazione di conservazione della massa si parte da un volume di controllo di dimensioni dx , dy , dz centrato in un punto $P(x,y,z)$ situato dentro al dominio considerato. Il volume di controllo può avere forma e posizione arbitraria, però una volta fissati non devono cambiare, anche se la natura e la quantità di materiale all'interno dello stesso possono variare col tempo (Figura 7.4).

Si considera che tanto i fluidi quanto i solidi possono entrare ed uscire dal volume attraverso le facce. L'equazione di conservazione della massa riguarda un bilancio di ciò che entra, esce o resta all'interno del volume.

Considerando ρv come il vettore di flusso di massa nel punto $P(x,y,z)$, il bilancio di massa in un dt infinitesimo nelle tre direzioni è:

$$\begin{aligned} & \left[\rho v_x \Big|_{x-\frac{dx}{2},y,z} - \rho v_x \Big|_{x+\frac{dx}{2},y,z} \right] dydzdt \\ & \left[\rho v_y \Big|_{x,y-\frac{dy}{2},z} - \rho v_y \Big|_{x,y+\frac{dy}{2},z} \right] dx dz dt \\ & \left[\rho v_z \Big|_{x,y,z-\frac{dz}{2}} - \rho v_z \Big|_{x,y,z+\frac{dz}{2}} \right] dx dy dt \end{aligned} \quad (7.20)$$

La somma dei tre termini precedenti esprime il bilancio di massa totale in un tempo infinitesimo dt :

$$\left[\frac{\rho v_x \Big|_{x-\frac{dx}{2},y,z} - \rho v_x \Big|_{x+\frac{dx}{2},y,z}}{dx} + \frac{\rho v_y \Big|_{x,y-\frac{dy}{2},z} - \rho v_y \Big|_{x,y+\frac{dy}{2},z}}{dy} + \frac{\rho v_z \Big|_{x,y,z-\frac{dz}{2}} - \rho v_z \Big|_{x,y,z+\frac{dz}{2}}}{dz} \right] dx dy dz dt \quad (7.21)$$

con $dx dy dz = dV$ volume del prisma considerato (Fig. 7.4).

Se si divide l'espressione precedente per $dx dy dz dt$ si ottiene il bilancio di massa per unità di volume e di tempo; inoltre se $dV \rightarrow 0$ l'eccesso di entrata o di uscita per unità di tempo e volume sarà:

$$-\left(\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \right) = -\text{div} \rho v \quad (7.22)$$

Applicando il principio di conservazione di massa in assenza di fonti esterne l'eccesso ρdV dev'essere uguale all'accumulo nel volume di controllo nel tempo dt e si può esprimere come:

$$\left[\rho \Big|_{t+dt} - \rho \Big|_t \right] dV \quad (7.23)$$

e quindi la massa accumulata nell'unità di tempo e volume nel punto P sarà: $\frac{\partial \rho}{\partial t}$.

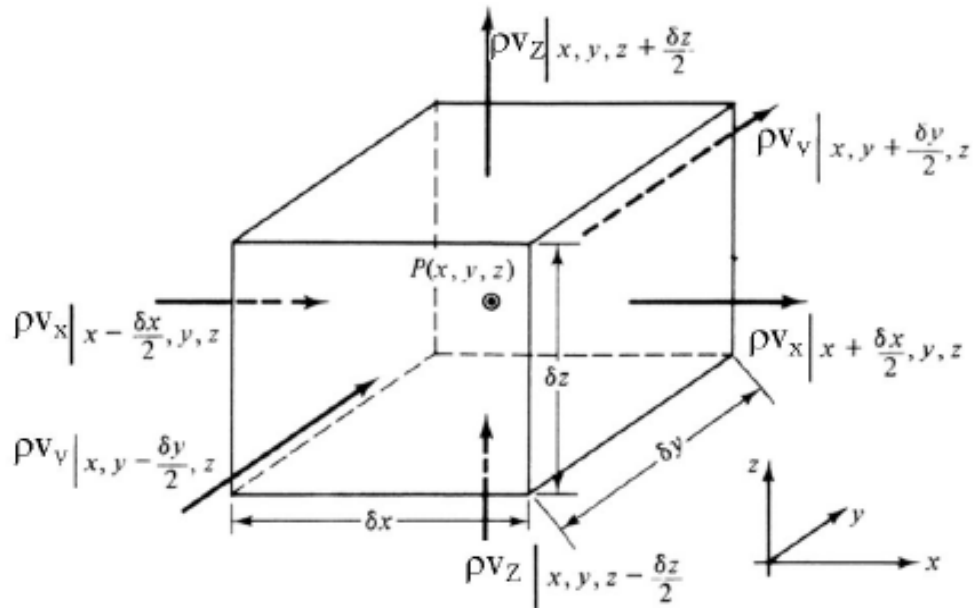


Fig. 7.4: schema del bilancio di massa nel volume di controllo

In questo modo il bilancio di massa attraverso il volume di controllo in un dt si può esprimere come:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div} \rho \mathbf{v} &= 0 \\ \frac{\partial \rho}{\partial t} + v_i \frac{\partial \rho}{\partial x_i} + \rho \frac{\partial v_i}{\partial x_i} & \end{aligned} \quad (7.24)$$

Ricordando la definizione di *material derivative* di un parametro ϕ della fase α

$$\frac{D^{(\alpha)} \phi}{Dt} = \frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{v}^{(\alpha)} \cdot \text{grad} \phi \quad (7.25)$$

dove $v^{(\alpha)}$ è la velocità di deformazione volumetrica della fase α , la (7.23) risulta:

$$\frac{D\rho}{Dt} + \rho \cdot \text{div}(\mathbf{v}) = 0 \quad (7.26)$$

In un caso generale coesistono 3 fasi: acqua, aria e lo scheletro solido; per questo le velocità relative del solido e delle altre fasi saranno diverse e il bilancio di massa si esprimerà per ciascuna componente. Considerando le tre fasi menzionate prima la densità totale del terreno ρ sarà data da:

$$\rho = \rho^s + \rho^w + \rho^a = (1-n)\rho_s + nS_w\rho_w + nS_a\rho_a \quad (7.27)$$

Le equazioni di bilancio di massa per la fase solida e per le fasi liquida e gassosa si

possono scrivere:

$$\begin{aligned} \frac{D^{(s)} \rho^{(s)}}{Dt} + \rho^{(s)} \operatorname{div}(v^{(s)}) &= 0 \\ \frac{D^{(\alpha)} \rho^{(\alpha)}}{Dt} + \rho^{(\alpha)} \operatorname{div}(v^{(\alpha)}) &= 0 \quad \text{con } \alpha = \{a, w\} \end{aligned} \quad (7.28)$$

con:

- $\operatorname{div}(v_s) = \frac{\partial v_k^{(s)}}{\partial x_k}$ con v_k^s velocità di deformazione volumetrica dello scheletro solido;
- $\operatorname{div}(v_\alpha) = \frac{\partial v_k^{(\alpha)}}{\partial x_k}$ con v_k^α velocità di deformazione volumetrica dello scheletro solido;
- $\rho^s = (1-n)\rho_s$ è la densità della fase solida;
- $\rho^\alpha = nS_\alpha \rho_\alpha$ è la densità della fase α .

Per le miscele l'equazione di bilancio di massa si otterrà sommando le equazioni di tutti i costituenti della stessa:

$$\frac{D^{(s)} \rho^{(s)}}{Dt} + \rho^{(s)} \operatorname{div}(v^{(s)}) + \sum_{\alpha=1}^{n\text{fase}} \frac{D^{(\alpha)} \rho^{(\alpha)}}{Dt} + \sum_{\alpha=1}^{n\text{fase}} \rho^{(\alpha)} \operatorname{div}(v^{(\alpha)}) = 0 \quad (7.29)$$

Quest'ultima equazione è data in funzione delle derivate materiali della fase solida e fluida, per cui sarà necessario esprimere una in funzione dell'altra. Ciò si ottiene considerando che:

$$\begin{aligned} \frac{D^s \phi}{Dt} &= \frac{\partial \phi}{\partial t} + v^s \operatorname{grad} \phi \\ \frac{D^\alpha \phi}{Dt} &= \frac{\partial \phi}{\partial t} + v^\alpha \operatorname{grad} \phi \end{aligned} \quad (7.30)$$

e sottraendo membro a membro si ottiene:

$$\frac{D^\alpha \phi}{Dt} = \frac{D^s \phi}{Dt} + (v^s - v^\alpha) \operatorname{grad} \phi \quad (7.31)$$

e richiamando la (7.18) si ha:

$$\frac{D^\alpha \phi}{Dt} = \frac{D^s \phi}{Dt} + \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \operatorname{grad} \phi \quad (7.32)$$

Applicando quest'ultima equazione alla (7.31) :

$$\frac{D^s \rho^s}{Dt} + \rho^s \operatorname{div}(v^s) + \sum_{\alpha=1}^{n\text{fase}} \left[\frac{D^s \rho^\alpha}{Dt} + \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \operatorname{grad} \rho^\alpha + \rho^\alpha \operatorname{div}(v^\alpha) \right] = 0 \quad (7.33)$$

e tenendo conto che:

$$v^\alpha = \frac{w}{nS_\alpha} + v^s \quad (7.34)$$

l'espressione precedente diventa:

$$\frac{D^s}{Dt} \left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \rho^\alpha \right] + \left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \rho^\alpha \right] div(v^s) + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \left[\rho^\alpha div \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} + \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} grad \rho^\alpha \right] = 0 \quad (7.35)$$

Se si trascurano gli ultimi due termini dell'equazione si arriva all'equazione canonica del bilancio di massa della miscela:

$$\frac{D^s \rho}{Dt} + \rho div(v^s) = 0 \quad (7.36)$$

ed è di particolare interesse il caso in cui la densità ρ si può considerare costante visto che la (7.36) risulta:

$$div(v^s) = 0 \quad (7.38)$$

7.4 Bilancio della quantità di moto

L'equazione di bilancio del momento della fase solida è:

$$\rho^s \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho^s b + div \sigma^s + \hat{R}_s \quad (7.39)$$

dove

- b : termine delle forze esterne;
- $\hat{R}_s = (1-n)R_s$: termine dovuto all'interazione della matrice solida con il fluido interstiziale;
- $\rho^s = (1-n)\rho_s$: densità della fase solida.

Il bilancio della quantità di moto della fase fluida (α) è:

$$\rho^\alpha \frac{D^\alpha v^\alpha}{Dt} = \rho^\alpha b + div \sigma^\alpha + \hat{R}_\alpha \quad (7.40)$$

dove

- b : termine delle forze esterne;

- $\hat{R}_\alpha = nS_\alpha R_\alpha$ termine dovuto all'interazione della matrice solida con il fluido interstiziale;
- $\rho^\alpha = nS_\alpha \rho_\alpha$ densità della fase fluida.

Dato che k_α è la permeabilità della fase α si può definire $w^\alpha = -k_\alpha R_\alpha$ e sostituendo nella (7.40) si ha:

$$\rho^\alpha \frac{D^\alpha v^\alpha}{Dt} = \rho^\alpha b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - n \frac{S_\alpha w_\alpha}{k_\alpha} \quad (7.41)$$

considerando anche la relazione (7.32) si ricava:

$$\rho^\alpha \frac{D^s v^\alpha}{Dt} + \rho^\alpha \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \operatorname{grad} v^\alpha = \rho^\alpha b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - n \frac{S_\alpha w_\alpha}{k_\alpha} \quad (7.42)$$

ed infine richiamando la (7.34) si arriva a scrivere:

$$\rho^\alpha \left[\frac{D^s v^s}{Dt} + \frac{D^s}{Dt} \left(\frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \right) + \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \operatorname{grad} \left(v^s + \frac{w^\alpha}{nS_\alpha} \right) \right] = \rho^\alpha b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - n \frac{S_\alpha w_\alpha}{k_\alpha} \quad (7.43)$$

Il secondo e il terzo termine dell'equazione si possono trascurare quando l'accelerazione della fase fluida è piccola. Pertanto l'equazione di bilancio del momento sarà:

$$\rho^\alpha \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho^\alpha b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - n \frac{S_\alpha w_\alpha}{k_\alpha} \quad (7.44)$$

Si può ottenere l'equazione del bilancio del momento della miscela sommando le equazioni di bilancio del momento della fase solida e fluide:

$$\begin{aligned} \rho^s \frac{D^s v^s}{Dt} &= \rho^s b + \operatorname{div} \sigma^s + \hat{R}_s \\ \rho^\alpha \frac{D^s v^s}{Dt} &= \rho^\alpha b + \operatorname{div} \sigma^\alpha + \hat{R}_\alpha \end{aligned} \quad (7.45)$$

pertanto l'equazione del bilancio della quantità di moto è:

$$\left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \rho^\alpha \right] \frac{D^s v^s}{Dt} = \left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \rho^\alpha \right] b + \operatorname{div} \left[\sigma^s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \sigma^\alpha \right] + \hat{R}_s + \sum_{\alpha=1}^{nfase} \hat{R}_\alpha \quad (7.46)$$

Ipotizzando che la miscela si equilibrerà con $\hat{R}_\alpha = nS_\alpha R_\alpha$ e che

$\hat{R}_s = -\sum_{\alpha=1}^{nfase} \hat{R}_\alpha$ l'equazione del bilancio del momento sarà data da:

$$\left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{n_{fase}} \rho^\alpha \right] \frac{D^s v^s}{Dt} = \left[\rho^s + \sum_{\alpha=1}^{n_{fase}} \rho^\alpha \right] b + \operatorname{div} \left[\sigma^s + \sum_{\alpha=1}^{n_{fase}} \sigma^\alpha \right] \quad (7.47)$$

che può essere scritta in forma compatta:

$$\rho \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho b + \operatorname{div} \sigma \quad (7.48)$$

7.5 Semplificazioni del modello

Le equazioni fin qui esaminate, equazioni di bilancio di massa e del momento per una miscela di particelle solide e di fluidi immiscibili, sono state ricavate con una formulazione euleriana, dalla quale è possibile derivare una semplice formulazione lagrangiana, utilizzata per casi con piccole deformazioni, trascurando le componenti convettive delle derivate materiali.

Questo approccio consente di modellare il fenomeno delle frane di colate utilizzando un approccio alle piccole deformazioni per la fase di innesco seguito da un approccio euleriano per l'analisi della propagazione.

L'obiettivo è ottenere una formula semplificata per materiali comprimibili formulando il problema in termini di velocità del solido (v^s), della velocità della fase fluida (w^α) e della pressione interstiziale del fluido (p_α). Come ipotesi si considera che la velocità relativa del fluido rispetto allo scheletro solido sia piccola e si trascurano gli effetti termici.

I due casi che usualmente vengono studiati sono:

- terreno non saturo con aria a pressione atmosferica ;
- terreno saturo;

Studiando questi casi si utilizzano come incognite del problema gli spostamenti dello scheletro solido al posto delle velocità.

Ipotesi 1: materiale composto da due fasi (solido-acqua), con la pressione dell'aria $p_a=0$ e non saturo. ($S_w \neq 1$). Particolarizzando l'equazione di bilancio di massa per la fase fluida per queste ipotesi:

$$\operatorname{div} \left(\frac{w^w}{S_w} \right) + \operatorname{div}(v^s) + \left(\frac{1-n}{K_s} S_w + \frac{n}{K_w} \right) \frac{D^s p_w}{Dt} + \left(\frac{1-n}{K_s} p_w + \frac{n}{S_w} \right) \frac{D^s S_w}{Dt} = 0 \quad (7.49)$$

e ponendo:

$$\frac{1}{Q} = \left[\frac{1-n}{K_s} S_w + \frac{n}{K_w} \right] \quad e \quad \frac{1}{G} = \left[\frac{1-n}{K_s} p_w + \frac{n}{S_w} \right] \quad (7.50)$$

si ottiene l'equazione per un materiale bifase non saturo:

$$\operatorname{div} \left(\frac{w^w}{S_w} \right) + \operatorname{div}(v^s) + \frac{1}{Q} \frac{D^s p_w}{Dt} + \frac{1}{G} \frac{D^s S_w}{Dt} = 0 \quad (7.51)$$

Il bilancio del momento della fase fluida sarà dato dalla equazione :

$$\rho^w \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho^w b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - \frac{n S_w w^w}{k_w} \quad (7.52)$$

Ipotesi 2: materiale con 2 fasi (solido e acqua) con $p_a=0$ e terreno saturo ($S_w=1$) .
Caratterizzando anche qui l'equazione di bilancio di massa per la fase fluida per queste ipotesi:

$$\operatorname{div}(w^w) + \operatorname{div}(v^s) + \frac{1}{Q} \frac{D^s p_w}{Dt} = 0 \quad (7.53)$$

Il bilancio del momento della fase fluida :

$$\rho^w \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho^w b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - \frac{n w^w}{k_w} \quad (7.54)$$

e la velocità relativa della fase fluida rispetto allo scheletro solido è:

$$w^w = k_w \left(-\nabla p_w + \rho_w b - \rho_w \frac{D^s v^s}{Dt} \right) \quad (7.55)$$

Ipotesi 3: flusso di materiale secco (solido-aria) ($S_a=1 \rightarrow S_w=0$).

Un caso importante da considerare è quello di terreno secco dove la scala del tempo della dissipazione della pressione dell'aria tra i pori è simile a quella della propagazione. In questo caso la pressione dell'aria nei pori gioca un ruolo importante portando al limite che può produrre il fenomeno della liquefazione secca. Le equazioni in questo caso sono le stesse che si hanno nell'ipotesi precedente sostituendo la densità, la permeabilità e la rigidità volumetrica dell'acqua con le rispettive proprietà dell'aria.

Inoltre, se si considera l'accoppiamento tra i grani del solido e la pressione interstiziale esistente nei due casi limite si potrà approssimare il materiale in frana con un materiale costituito da una sola fase, in questo caso la densità del materiale si considererà

costante.

Si possono avere due differenti casi:

- Caso 1: flusso di materiale secco con una permeabilità alta. In questi casi la permeabilità è sufficientemente alta per far sì che il tempo di consolidazione sia minore di quello di propagazione e il materiale si comporta come drenato. In questi casi il comportamento del materiale si approssima mediante un modello reologico di materiale frizionale.
- Caso 2: flusso di materiale con alto contenuto d'acqua. In questi casi il tempo di dissipazione è molto maggiore rispetto al tempo di propagazione, in questo caso si ipotizza un comportamento non drenato. Questi materiali si approssimano con modelli reologici di tipo Bingham.

7.6 Propagazione e consolidazione

Una importante analisi della propagazione è stata proposta da Pastor *et al.* (2002) per tener conto della consolidazione durante la fase di propagazione. Partendo dall'ipotesi 2, del precedente paragrafo, materiale saturo con $p_a=0$, e considerando costante la densità del materiale, si possono ottenere le seguenti equazioni:

- equazione ottenuta dal bilancio di massa delle fasi solida e fluida :

$$\operatorname{div}(w^w) + \operatorname{div}(v^s) + \frac{1}{Q} \frac{D^s p_w}{Dt} = 0 \quad (7.56)$$

$$\text{con } \frac{1}{Q} = \left[\frac{1-n}{K_s} S_w + \frac{n}{K_w} \right]$$

- bilancio di massa della miscela:

$$\frac{D^s \rho}{Dt} + \rho \operatorname{div}(v^s) = 0 \rightarrow \operatorname{div}(v^s) = 0 \quad (7.57)$$

- bilancio della quantità di moto della fase fluida:

$$\rho^w \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho^w b + \operatorname{div} \sigma^\alpha - \frac{n w^w}{k_w} \quad (7.58)$$

$$w^w = k_w \left(-\nabla p_w + \rho_w b - \rho_w \frac{D^s v^s}{Dt} \right) \quad (7.59)$$

- bilancio della quantità di moto della miscela:

$$\rho \frac{D^s v^s}{Dt} = \rho b + \text{div} \sigma \quad (7.60)$$

Sostituendo la (7.59) nella (7.56) si arriva a scrivere::

$$\text{div}(-k_w \text{grad} p_w) + \text{div}(v^s) = 0 \quad (7.61)$$

trascurando i termini $\frac{1}{Q} \frac{Dp_w}{Dt}$, $-\text{div}\left(k_w \rho_w \frac{\partial^2 v^s}{\partial t^2}\right)$ e $\text{div}(k_w \rho_w b)$

Un importante aspetto in questo tipo di frane riguarda due fenomeni fisici:

- consolidazione e dissipazione della pressione interstiziale;
- propagazione del materiale .

Per tener conto di questo, si possono esprimere le equazioni in una forma adimensionale, per mettere in evidenza l'importanza relativa di tutti i termini, introducendo la lunghezza caratteristica della frana L , l'altezza caratteristica H della massa che scorre e il rapporto $\varepsilon=H/L$. Nella maggior parte dei casi, L è dell'ordine di 10^2 m e H di 5m.

L'adimensionalizzazione delle equazioni è effettuata nella seguente forma:

$$\hat{t} = \frac{t}{\sqrt{L/g}} \quad (7.62)$$

$$\hat{x}_1 = \frac{x_1}{L} \quad \hat{x}_2 = \frac{x_2}{L} \quad \hat{x}_3 = \frac{x_3}{H}$$

Utilizzando le espressioni (7.58) le velocità nelle tre direzioni, la pressione e il tensore degli sforzi saranno:

$$\begin{aligned} v_1 = \frac{dx_1}{dt} &\rightarrow \hat{v}_1 = \frac{v_1}{\sqrt{Lg}} \\ v_2 = \frac{dx_2}{dt} &\rightarrow \hat{v}_2 = \frac{v_2}{\sqrt{Lg}} \\ v_3 = \frac{dx_3}{dt} &\rightarrow \hat{v}_3 = \frac{v_3}{\varepsilon \sqrt{Lg}} \\ p_w &\rightarrow \hat{p}_w = \frac{p_w}{\rho_0 g H} \\ \sigma &\rightarrow \hat{\sigma} = \frac{\sigma}{\rho_0 g H} \end{aligned} \quad (7.63)$$

dove ρ_0 è la densità tipica della miscela.

In questo modo l'equazione (7.57) sarà:

$$\operatorname{div}(\hat{v}^s) = \theta \left[\varepsilon^2 \frac{d^2 \hat{p}_w}{d\hat{x}_1^2} + \varepsilon^2 \frac{d^2 \hat{p}_w}{d\hat{x}_2^2} + \frac{d^2 \hat{p}_w}{d\hat{x}_3^2} \right] \quad (7.64)$$

$$\text{con } \theta = \left[\frac{\sqrt{L/g}}{H/(k_w \rho_0 g)} \right].$$

Considerando i tipici valori per L e H , e una permeabilità $k_w \rho_0 g$ dell'ordine di 10^{-9} ms^{-1} per le argille, 10^{-7} ms^{-1} per il limo, 10^{-5} ms^{-1} per le sabbie fine e 10^{-1} ms^{-1} per le rocce, l'equazione (7.64) si può approssimare, trascurando i termini con ε^2 , come:

$$\operatorname{div}(\hat{v}^s) = \theta \left[\frac{d^2 \hat{p}_w}{d\hat{x}_3^2} \right] \quad (7.65)$$

e sostituendo le variabili dimensionali con le variabili corrispondenti, utilizzando le relazioni (7.63):

$$\operatorname{div}(\hat{v}^s) = \theta \frac{\partial^2 \hat{p}_w}{\partial \hat{x}_3^2} \rightarrow \operatorname{div}(v^s) = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(k_w \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right) \quad (7.66)$$

Adimensionalizzando l'equazione di bilancio del momento della miscela si arriva a scrivere per la componente verticale x_3 , tenendo presente che $\bar{\sigma}_3 = \sigma_{13} \bar{x}_1 + \sigma_{23} \bar{x}_2 + \sigma_{33} \bar{x}_3$, le seguenti relazioni:

$$\frac{\partial v_3^s}{\partial t} = b_3 + \frac{1}{\rho} \operatorname{div} \bar{\sigma}_3 \quad (7.67)$$

$$\varepsilon g \frac{\partial \hat{v}_3}{\partial t} = -g + g \left[\varepsilon \frac{d \hat{\sigma}_{13}}{d \hat{x}_1} + \varepsilon \frac{d \hat{\sigma}_{23}}{d \hat{x}_2} + \frac{d \hat{\sigma}_{33}}{d \hat{x}_3} \right] \quad (7.68)$$

Se si assume che ε sia piccolo, l'equazione (7.64) si riduce:

$$0 = -1 + \frac{d \hat{\sigma}_{33}}{d \hat{x}_3} \quad (7.69)$$

e considerando che $\sigma' = \sigma + p_w \rightarrow \hat{\sigma}_{33} = \hat{\sigma}'_{33} - \hat{p}_w$, in termini di tensioni efficaci si avrà:

$$0 = -1 + \frac{\partial \hat{\sigma}'_{33}}{\partial \hat{x}_3} - \frac{\partial \hat{p}_w}{\partial \hat{x}_3} \quad (7.70)$$

che espressa in modo adimensionale risulta:

$$-\rho_0 g + \frac{\partial \sigma'_{33}}{\partial x_3} - \frac{\partial p_w}{\partial x_3} = 0 \quad (7.71)$$

La distribuzione di σ_{33} è idrostatica lungo l'asse x_3 . In generale, le tensioni efficaci e la pressione p_w non hanno necessariamente una distribuzione idrostatica lungo x_3 .

E' possibile introdurre una scomposizione del campo delle velocità:

$$\hat{v} = \hat{v}_0 + \theta \hat{v}_1 \quad (7.72)$$

mentre il campo delle pressioni assumerà la seguente forma:

$$\hat{p}_w = \hat{p}_{w0} + \hat{p}_{w1} \quad (7.73)$$

dove \hat{p}_{w0} è il campo idrostatico delle pressioni che varia linearmente con un valore 0 sulla superficie e ρgh sul fondo.

Sostituendo i campi delle variabili appena descritti nelle equazioni (7.66):

$$div(\hat{v}_0^s) + \theta div(\hat{v}_1^s) = \theta \left[\frac{\partial^2 \hat{p}_{w0}}{\partial \hat{x}_3^2} + \frac{\partial^2 \hat{p}_{w1}}{\partial \hat{x}_3^2} \right] \quad (7.74)$$

con $p_{w0} = \rho g x_3$ e assumendo che $\frac{\partial^2 \hat{p}_{w0}}{\partial \hat{x}_3^2} = 0$ si ottengono:

- $div(\hat{v}_0^s) = 0$ che dà luogo al campo delle velocità relativo alla propagazione;
- $div(\hat{v}_1^s) = \frac{\partial^2 \hat{p}_{w1}}{\partial \hat{x}_3^2}$ che dà luogo al campo delle velocità dovuto alla consolidazione.

Questa schematizzazione mette in evidenza un importante risultato, giustificando una delle ipotesi che si effettuano nella modellazione di questi fenomeni. Si può dedurre infatti che l'incomprimibilità non è una caratteristica reologica del comportamento del terreno ma una conseguenza del comportamento accoppiato tra la pressione interstiziale e lo scheletro solido, e che è valida solo quando il valore di θ è piccolo.

Inoltre considerando l'equazione (7.71) e che $\sigma'_{33} = \sigma'_{33,0} + \sigma'_{33,1}$ dove $\sigma_{33,0}$ è la tensione efficace corrispondente alla variazione idrostatica si arriva alla espressione:

$$\left(-\rho g + \frac{\partial \sigma'_{33,0}}{\partial x_3} - \frac{\partial p_{w,0}}{\partial x_3} \right) + \left(\frac{\partial \sigma'_{33}}{\partial x_3} - \frac{\partial p_{w,1}}{\partial x_3} \right) = 0 \quad (7.74)$$

dove il primo termine della equazione è il bilancio della quantità di moto lungo l'asse x_3 una volta che la pressione interstiziale si è dissipata. La variazione di $p_{w,1}$ dovuta alla consolidazione provoca una variazione nel tensore idrostatico σ'_{33} che darà luogo ad una deformazione volumetrica dello scheletro solido data da:

$$\operatorname{div}(v_1) = \frac{1}{K_T} \frac{Dp_w}{Dt} \quad (7.75)$$

dove K_T è la rigidità volumetrica dello scheletro solido.

L'equazione che governa la consolidazione si ottiene sostituendo la (7.74) nella (7.66):

$$\frac{1}{K_T} \frac{Dp_w}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(k_w \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right) \quad (7.76)$$

con $p_w = p_w(x_1, x_2, x_3, t)$.

7.7 Le shallow water equations

La modellazione della fase di propagazione delle frane di colata presenta notevoli difficoltà dovute alla trasformazione della massa in frana con un comportamento del materiale che può essere assimilato ad un fluido equivalente.

Per la modellazione di questa fase gli approcci proposti in letteratura sono basati sull'ipotesi di un continuo equivalente: tensioni e deformazioni sono mediate come proposto nella teoria delle miscele.

In questo paragrafo sarà formulato il modello matematico che generalmente si utilizza per lo studio della fase di propagazione. Se vengono fatte alcune ipotesi sulla struttura verticale della colata, è possibile integrare le equazioni di bilancio rispetto alla profondità, arrivando a scrivere le cosiddette *shallow water equations*. Questa semplificazione può essere utilizzata se l'altezza della massa in movimento è molto minore sia rispetto alla lunghezza che alla larghezza della massa stessa. Si utilizza un modello tridimensionale basato sulle equazioni di conservazione della massa e del momento, che vengono integrate nei confronti della profondità utilizzando una serie di ipotesi semplificative, quali il fatto che il fluido sia costituito da una sola fase. Questa ipotesi è valida in due casi limite: materiale secco o saturo ma molto permeabile, e materiale in cui il tempo di consolidazione sia molto maggiore rispetto al tempo di propagazione.

Con queste ipotesi il modello, insieme ad una idonea relazione costitutiva del fluido equivalente, consente di determinare le distanze percorse dalla massa in frana. Le variabili di questo tipo di formulazione sono le velocità sul piano perpendicolare alla direzione di integrazione e l'altezza del materiale in movimento. In questo caso, le equazioni integrate

rispetto alla profondità sono state ampiamente utilizzate perché portano un ragionevole compromesso tra l'accuratezza ed il costo computazionale.

Le *shallow water equations* si ottengono a partire dall'integrazione lungo l'asse verticale x_3 delle equazioni di bilancio di massa e del momento, utilizzando la regola di Leibnitz e valutando i valori medi delle velocità e delle tensioni.

La regola di Leibnitz è di seguito riportata:

$$\int_a^b \frac{\partial}{\partial s} F(r, s) dr = \frac{\partial}{\partial s} \int_a^b F(r, s) dr - F(b, s) \frac{\partial b}{\partial s} + F(a, s) \frac{\partial a}{\partial s} \quad (7.77)$$

con a e b funzioni differenziali di s e, $F(r, s)$, $\partial F(r, s)/\partial s$ funzioni continue in r e s .

Per valutare il valore medio di una variabile si utilizza la decomposizione di Reynolds. Si scompone la variabile in due termini: il valore medio \bar{u} la fluttuazione sull'altezza u' :

$$u = \bar{u} + u' \quad (7.78)$$

con:

$$\bar{u} = \frac{1}{h} \int_z^{z-h} u(x_3) dx_3 \quad (7.79)$$

Il modello che descrive la fase di propagazione quindi consiste nelle seguenti equazioni, ottenute (capitolo 2) per un terreno saturo con densità costante e pressione dell'aria $p_a=0$:

$$\begin{aligned} \rho \frac{D^s v_0^s}{Dt} &= \rho b + \text{div} \sigma \\ \text{div}(v_0^s) &= 0 \\ \frac{1}{K_T} \frac{Dp_w}{Dt} &= \theta \frac{\partial^2 p_{w,1}}{\partial x_3^2} \end{aligned} \quad (7.80)$$

dove il pedice 0 si riferisce al campo di velocità e 1 al campo delle pressioni.

Il sistema di riferimento che si utilizza per ricavare il sistema di equazioni integrate nella profondità è rappresentato in Figura 7.5, dove Z è l'elevazione rispetto sul piano di riferimento ed h è l'altezza della colata.

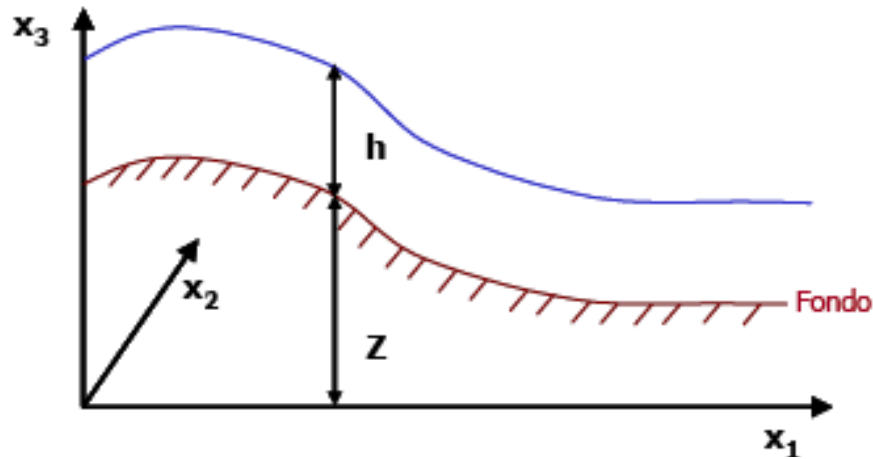


Fig. 7.5: sistema di riferimento

7.8 Modello integrato per la propagazione

7.8.1 Equazione di bilancio di massa per la miscela

Utilizzando la notazione della Figura 7.5, l'equazione di bilancio di massa per un miscela con densità costante è:

$$\frac{\partial}{\partial x_j} v_j = 0 \quad (7.81)$$

Applicando la regola di Leibnitz :

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} v_j = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} v_j dx_3 - v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} + v_j \frac{\partial z}{\partial x_j} \quad j = 1, 2 \quad (7.82)$$

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_3} v_3 dx_3 = \frac{\partial}{\partial x_3} \int_z^{z+h} v_3 dx_3 - v_3 \frac{\partial(z+h)}{\partial x_3} + v_3 \frac{\partial(z+h)}{\partial x_3} = v_3|_{z+h} - v_3|_z \quad j = 3$$

Utilizzando le due espressioni appena ricavate nell'equazione di bilancio di massa della miscela (7.82):

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} v_j dx_3 = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} v_j dx_3 - \left[v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} - v_3|_{z+h} \right] + \left[v_j \frac{\partial z}{\partial x_j} - v_3|_z \right] = 0 \quad (7.83)$$

Se si considera il valore medio della velocità si potrà scrivere:

$$\bar{v}_j = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} v_j dx_3 = \frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{v}_j) \quad (7.84)$$

e il fondo impermeabile $v_3|_z = 0$:

$$\left[v_j \frac{\partial z}{\partial x_j} - v_3|_z \right] = \bar{v} \cdot n|_z = \frac{\partial z}{\partial t} \quad (7.85)$$

Inoltre sviluppando la derivata materiale $\frac{D}{Dt}(h+z) = v_3$:

$$\frac{\partial}{\partial t}(h+z) + v_j \frac{\partial}{\partial x_j}(h+z) - v_3 = 0 \quad \text{con } j = (1,2) \quad (7.86)$$

si ottiene:

$$\left[v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} - v_3|_{z+h} \right] = -\frac{\partial}{\partial t}(h+z) + v_3 - v_3|_{z+h} = -\frac{\partial}{\partial t}(h+z) \quad (7.87)$$

Sostituendo le espressioni (7.85) e (7.87) nella (7.83), si arriva a:

$$\frac{\partial}{\partial x_j}(h\bar{v}_j) + \frac{\partial}{\partial t}(h+z) - \frac{\partial}{\partial t}(z) = 0 \quad (7.89)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j}(h\bar{v}_j) + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad j = 1,2 \quad (7.90)$$

dove \bar{v}_j la velocità integrata nella profondità lungo l'asse x_3 .

7.8.2 Equazione di bilancio della quantità di moto per la miscela

Utilizzando la notazione della Figura 7.5, l'equazione di bilancio del momento della miscela con densità costante espressa in forma conservativa è:

$$\rho \frac{\partial v_i}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x_j} (v_i v_j) = \frac{\partial}{\partial x_j} (\sigma_{ij}) + \rho b_i \quad (7.91)$$

integrandola l'equazione lungo l'asse x_3 :

$$\int_z^{z+h} \rho \frac{\partial v_i}{\partial t} dx_3 + \int_z^{z+h} \rho \frac{\partial}{\partial x_j} (v_i v_j) dx_3 = \int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} \sigma_{ij} dx_3 + \int_z^{z+h} \rho b_i dx_3 \quad (7.92)$$

e utilizzando la definizione di derivata materiale:

$$\frac{D(z+h)}{Dt} = \frac{\partial(z+h)}{\partial t} + v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} = v_3 \Big|_{z+h} = \left[v_i v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} - v_i v_3 \right]_{z+h} = v_i \frac{\partial(z+h)}{\partial t} \quad (7.93)$$

$$\frac{Dz}{Dt} = \frac{\partial z}{\partial t} + v_j \frac{\partial z}{\partial x_j} = v_3 \Big|_z = \left[v_i v_j \frac{\partial z}{\partial x_j} - v_i v_3 \right]_z = v_i \frac{\partial z}{\partial t} \quad (7.94)$$

Si possono definire t_J^A e t_{Ji}^B rispettivamente le trazioni in superficie e sul fondo:

$$\begin{aligned} t_J^A &= - \left[\sigma_{ij} \frac{\partial(z+h)}{\partial t} - \sigma_{3j} \right]_{z+h} = - \sigma_{ij} \cdot n_j \Big|_{z+h} \\ t_J^B &= \left[\sigma_{ij} \frac{\partial z}{\partial t} - \sigma_{3j} \right]_z = \sigma_{ij} \cdot n_j \Big|_z \end{aligned} \quad (7.95)$$

dove n_j è il vettore normale alla superficie.

Applicando la formula di Leibnitz e le (7.93) e (7.94) a ciascun termine delle equazioni (7.92) :

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial v_j}{\partial t} dx_3 = \frac{\partial}{\partial t} \int_z^{z+h} v_j dx_3 - v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial t} \Big|_{z+h} + v_j \frac{\partial z}{\partial t} \Big|_z \quad (7.96)$$

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} (v_i v_j) dx_3 = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} v_i v_j dx_3 - \left[v_i v_j \frac{\partial(z+h)}{\partial x_j} \right]_{z+h} + \left[v_i v_j \frac{\partial z}{\partial t} \right]_z \quad (7.97)$$

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} \sigma_{ij} dx_3 = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} \sigma_{ij} dx_3 + t_J^A + t_J^B \quad (7.98)$$

$$\int_z^{z+h} \rho \frac{\partial}{\partial x_j} b_j dx_3 = \rho b_3 h \quad (7.99)$$

La (7.87) potrà essere riscritta, con le opportune semplificazioni attraverso le (7.93) e (7.94):

$$\rho \left(\int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial t} v_j dx_3 + \int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_j} v_j dx_3 \right) = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} \sigma_{ij} dx_3 + t_J^A + t_J^B + \rho b_3 h \quad (7.100)$$

Scomponendo le velocità nelle sue componenti di media e fluttuazione:

$$\begin{aligned} \rho \left(\frac{\partial}{\partial t} \int_z^{z+h} v_j dx_3 + \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} \bar{v}_i \bar{v}_j dx_3 + \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} v_i' v_j' dx_3 \right) &= \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} \sigma_{ij} + t_J^A + t_J^B + \rho b_3 h \\ \rho \left(\frac{\partial}{\partial t} \int_z^{z+h} v_j dx_3 + \frac{\partial}{\partial x_j} \int_z^{z+h} \bar{v}_i \bar{v}_j dx_3 \right) &= \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\int_z^{z+h} \sigma_{ij} dx_3 - \int_z^{z+h} v_i' v_j' dx_3 \right) + t_J^A + t_J^B + \rho b_3 h \end{aligned} \quad (7.101)$$

Includendo il tensore degli sforzi σ_{ij} di Reynolds e richiamando la (7.84) l'equazione di bilancio della quantità di moto della miscela è:

$$\rho \left[\frac{\partial}{\partial t} (h\bar{v}_j) + \frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{v}_i\bar{v}_j) \right] = \frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{\sigma}_{ij}) + t_j^A + t_j^B + \rho b_j h \quad j = 1,2 \quad (7.102)$$

mentre per l'asse x_3 l'equazione sarà:

$$\rho \left[\frac{\partial}{\partial t} (h\bar{v}_3) + \frac{\partial}{\partial x_3} (h\bar{v}_i\bar{v}_3) \right] = \frac{\partial}{\partial x_3} (h\bar{\sigma}_{i3}) + t_3^A + t_3^B + \rho b_3 h \quad (7.103)$$

e ipotizzando che le accelerazioni verticali siano nulle, dato che le velocità variano linearmente dal fondo alla superficie, si avrà:

$$\begin{aligned} 0 &= \frac{\partial}{\partial x_3} (h\bar{\sigma}_{i3}) + t_3^A + t_3^B + \rho b_3 h \\ t_3^B &= -\frac{\partial}{\partial x_3} (h\bar{\sigma}_{i3}) - t_3^A - \rho b_3 h \end{aligned} \quad (7.104)$$

7.8.3 Modello integrato per la consolidazione

L'ipotesi che la miscela sia formata da un solo costituente è un'approssimazione valida nel caso di colata di materiale granulare secco dove si trascura la pressione dell'aria e nel caso di colata di materiale con un grande contenuto d'acqua. Questa ipotesi consente di trattare il problema in termini di tensioni totali e di una idonea legge reologica per il fluido equivalente. Nei casi intermedi è importante valutare l'influenza tra il fluido interstiziale e lo scheletro solido. Nel codice di calcolo SPH è possibile effettuare analisi considerando la variazione delle pressioni interstiziali nel tempo attraverso una legge di dissipazione o consolidazione descritta nel seguente paragrafo.

Se si considera la diminuzione della pressione interstiziale, causata dalla consolidazione verticale, l'equazione alle derivate parziali della consolidazione è:

$$\frac{1}{K_T} \frac{Dp_w}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(k_w \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right) \quad (7.105)$$

che può essere riscritta come:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} + v_i \frac{\partial p_w}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_3} \left(c_w \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right) \quad (7.106)$$

con:

$$- c_v = \frac{k_w}{\gamma_w c} = K_T k_w : \text{coefficiente di consolidazione;}$$

Integrando nella profondità:

$$\int_z^{z+h} \frac{\partial p_w}{\partial t} dx_3 + \int_z^{z+h} v_i \frac{\partial p_w}{\partial x_i} dx_3 = \int_z^{z+h} \frac{\partial}{\partial x_3} \left(c_v \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right) dx_3 \quad (7.107)$$

sviluppando come fatto in precedenza ciascun termine con la regola di Leibnitz, si arriva a scrivere:

$$\frac{\partial(\bar{p}_w h)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{v}_i \bar{p}_w)}{\partial x_i} = c_v \left(\left. \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right|_{z+h} - \left. \frac{\partial p_w}{\partial x_3} \right|_z \right) \quad (7.108)$$

Per la risoluzione di questa equazione si può approssimare la pressione attraverso uno sviluppo in serie di Fourier:

$$p_w(x_1, x_2, x_3, t) = \sum_{j=1}^{nf} N_j(x_3) P_{wj}(x_1, x_2, t) \quad (7.109)$$

dove $N_j(x_3)$ sono delle funzioni di forma che approssimano la variazione della pressione interstiziale lungo l'asse x_3 . Vengono scelte delle funzioni armoniche che soddisfano le condizioni, ipotizzando che la pressione sia nulla sulla superficie e il materiale sia impermeabile nel fondo. $N_j(x_3)$ sono quindi delle funzioni di tipo coseno:

$$N_j(x_3) = \cos\left(\frac{2j-1}{2h} \pi(x_3 - z)\right) \quad \text{con } j = 1, 2, \dots, nf \quad (7.110)$$

quindi il valore medio di p_w è dato da:

$$\bar{p}_w = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} N_j p_{wj} dx_3 = \sum_{j=1}^{nf} \frac{2}{(2j-1)\pi} (-1)^{j+1} P_{wj}(x_1, x_2, t) \quad (7.111)$$

e sostituendo nella (7.108):

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^{nf} \frac{2}{(2j-1)\pi} (-1)^{j+1} \left[\frac{\partial}{\partial t} (P_{wj}(x_1, x_2, t) h) + \frac{\partial}{\partial x_i} (P_{wj}(x_1, x_2, t) \bar{v}_i h) \right] = \\ & = -c_v \sum_{j=1}^{nf} P_{wj}(x_1, x_2, t) \frac{2j-1}{2h} \pi (-1)^{j+1} \end{aligned} \quad (7.112)$$

Prendendo solo un termine dello sviluppo di Fourier l'equazione precedente diventa:

$$(7.113)$$

$$\left[\frac{\partial}{\partial t} (P_{w1}(x_1, x_2, t)h) + \frac{\partial}{\partial x_i} (P_{wj}(x_1, x_2, t)\bar{v}_i h) \right] = -c_v P_{w1}(x_1, x_2, t) \frac{\pi^2}{4h} \quad (7.113)$$

7.8.4 Riepilogo equazioni utilizzate nell'analisi della propagazione

Le equazioni integrate in profondità per l'analisi della fase di propagazione sono:

- bilancio di massa della miscela:

$$\text{div}(hv_j) + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad j = 1, 2 \quad (7.90)$$

- bilancio della quantità di moto della miscela:

$$\left[\frac{\partial}{\partial t} (h\bar{v}_j) + \frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{v}_i \bar{v}_j) \right] = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{\sigma}_{ij}) + t_j^A + t_j^B + \rho b_j h \right] \quad j = 1, 2 \quad (7.102)$$

$$t_3^B = -\frac{\partial}{\partial x_3} (h\bar{\sigma}_{ij}) - t_3^A - \rho b_3 h \quad (7.103)$$

- equazione di consolidazione :

$$\frac{\partial (P_{w1} h)}{\partial t} + \frac{\partial (P_{w1} \bar{v}_i h)}{\partial x_i} = c_v P_{w1} \frac{\pi^2}{4h} \quad (7.113)$$

Queste equazioni si possono esprimere in forma conservativa come:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{\partial F_i}{\partial x_i} = S \quad (7.114)$$

dove:

- Φ = vettore delle incognite;
- F_i = vettore dei flussi;
- S = vettore delle sorgenti.

In forma matriciale il sistema si presenta (7.115):

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} h \\ h\bar{v}_1 \\ h\bar{v}_2 \\ hP_{w1} \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_1} \begin{bmatrix} h\bar{v}_1 \\ h\bar{v}_1^2 \\ h\bar{v}_2 \bar{v}_1 \\ hP_{w1} \bar{v}_1 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_2} \begin{bmatrix} h\bar{v}_2 \\ h\bar{v}_1 \bar{v}_2 \\ h\bar{v}_2^2 \\ hP_{w1} \bar{v}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ b_1 h \\ b_2 h \\ 0 \end{bmatrix} + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x_1} \begin{pmatrix} 0 \\ h\bar{\sigma}_{11} \\ h\bar{\sigma}_{12} \\ 0 \end{pmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_2} \begin{pmatrix} 0 \\ h\bar{\sigma}_{12} \\ h\bar{\sigma}_{22} \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ t_1^A + t_1^B \\ t_2^A + t_2^B \\ 0 \end{pmatrix} \right] + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ c_v P_{w1} \frac{\pi^2}{4h} \end{bmatrix}$$

7.9 Modellazione matematica delle leggi reologiche

7.9.1 Stato tensionale

Nell'analisi dello stato tensionale si assume che il tensore degli sforzi sia costituito da due parti, una pressione p ed una tensione addizionale D che dipende dal tensore delle velocità di deformazione del materiale (Malvern, 1969). Applicando i teoremi di rappresentazione di funzioni tensoriali, si arriva all'espressione generale:

$$\sigma = -pI + F(D) \quad (7.116)$$

Se si considera un fluido equivalente isotropo:

$$F(D) = \phi_0 I + \phi_1 D + \phi_2 D^2 \quad (7.117)$$

dove:

- I : tensore identità del secondo ordine;
- D : tensore delle velocità di deformazione;
- Φ_k : funzioni dei tre invarianti del tensore delle velocità di deformazione D .

$$\begin{aligned} I_{1D} &= tr(D) \\ I_{2D} &= \frac{1}{2} tr(D^2) \\ I_{3D} &= \frac{1}{3} tr(D^3) \end{aligned} \quad (7.118)$$

Considerando l'incomprimibilità del fluido $I_{1D}=0$, e che la dipendenza rispetto all'invariante I_{3D} si può considerare trascurabile (Chen e Ling, 1996), si può concludere che le funzioni Φ_k dipenderanno unicamente dal secondo invariante del tensore D .

L'espressione (7.116) si potrà scrivere quindi:

$$\sigma = -pI + \phi_0 I + \phi_1 D + \phi_2 D^2 \quad (7.119)$$

Il tensore degli sforzi si può decomporre nelle sue componenti idrostatica e deviatorica:

$$\sigma = -pI + \tau \quad (7.120)$$

dove si può verificare che le componenti volumetriche e quelle deviatoriche dipendono dalla velocità di deformazione D :

$$-\bar{p} = -p + \phi_0(I_{2D}) \quad (7.121)$$

Si può scrivere l'equazione costitutiva come:

$$\sigma = -pI + \phi_1(I_{2D})D + \phi_2(I_{2D})D^2 \quad (7.122)$$

7.9.2 Tensore di velocità di deformazione

Il tensore delle velocità di deformazioni D è definito come:

$$D_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (7.123)$$

$$D = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 2 \frac{\partial v_1}{\partial x_1} & \frac{\partial v_1}{\partial x_2} + \frac{\partial v_2}{\partial x_1} & \frac{\partial v_1}{\partial x_3} + \frac{\partial v_3}{\partial x_1} \\ \frac{\partial v_2}{\partial x_1} + \frac{\partial v_1}{\partial x_2} & 2 \frac{\partial v_2}{\partial x_2} & \frac{\partial v_2}{\partial x_3} + \frac{\partial v_3}{\partial x_2} \\ \frac{\partial v_3}{\partial x_1} + \frac{\partial v_1}{\partial x_3} & \frac{\partial v_3}{\partial x_2} + \frac{\partial v_2}{\partial x_3} & 2 \frac{\partial v_3}{\partial x_3} \end{bmatrix}$$

Supponendo un flusso tangenziale semplice si calcolerà il tensore di velocità di deformazione considerando un flusso 1D e 2D in condizioni di deformazione piana con il riferimento di Figura 7.5.

- Flusso 1D: in questo caso le velocità lungo gli assi x_2 x_3 sono nulle ($v_2=v_3=0$) ed esiste solo la velocità lungo l'asse x_1 , la cui distribuzione è come quella riportata in Fig. 7.6; quindi:

$$D = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & \frac{\partial v_1}{\partial x_3} \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial v_1}{\partial x_3} & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & D_{13} \\ 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad D^2 = \begin{bmatrix} D_{13}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{31}^2 \end{bmatrix} \quad (7.124)$$

Il primo e il secondo invariante del tensore di deformazione in questo caso saranno:

$$I_{1D} = tr \begin{bmatrix} 0 & 0 & D_{13} \\ 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & 0 & 0 \end{bmatrix} = 0 \quad (7.125)$$

$$I_{2D} = \frac{1}{2} tr \begin{bmatrix} D_{13}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{31}^2 \end{bmatrix} = D_{13}^2 \rightarrow D_{13} = \sqrt{I_{2D}}$$

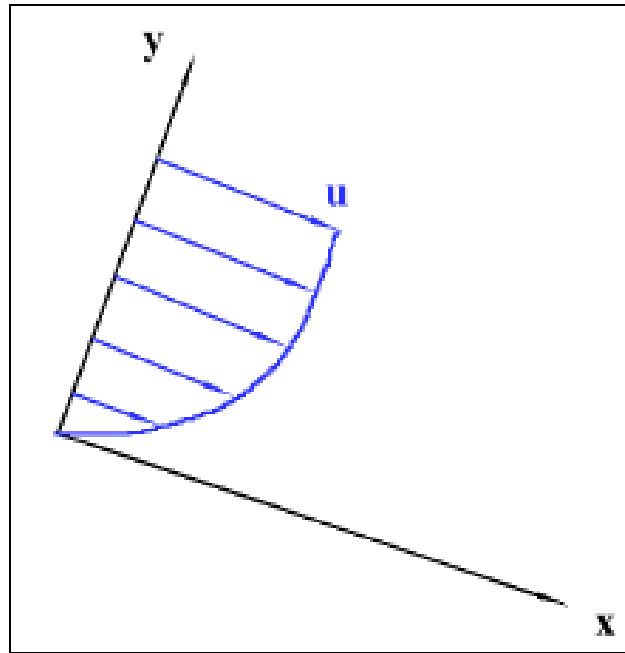


Figura 7.6: distribuzione di velocità nel caso di flusso tangenziale semplice

Si potrà scrivere il tensore degli sforzi e le sue componenti nel seguente modo:

$$\sigma = -pI + \phi_1(I_{2D})D + \phi_2(I_{2D})D^2 \quad (7.126)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= -p + \phi_2 D_{13}^2 & \tau_{12} &= 0 \\ \sigma_{22} &= -p & \tau_{23} &= 0 \\ \sigma_{33} &= -p + \phi_2 D_{13}^2 & \tau_{13} &= \phi_1 D_{13} \end{aligned} \quad (7.127)$$

- Flusso 2D: esistono solo le velocità lungo gli assi x_1 e x_3 , ($v_2=0$):

$$D = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 2 \frac{\partial v_1}{\partial x_1} & 0 & \frac{\partial v_1}{\partial x_3} + \frac{\partial v_3}{\partial x_1} \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial v_3}{\partial x_1} + \frac{\partial v_1}{\partial x_3} & 0 & 2 \frac{\partial v_3}{\partial x_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & 0 & D_{13} \\ 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & 0 & D_{33} \end{bmatrix} \quad (7.128)$$

Considerando l'incompressibilità del fluido possiamo dire che $d\varepsilon_v=0$: $\frac{\partial v_1}{\partial x_1} = -\frac{\partial v_3}{\partial x_3}$ e quindi

$D_{11} = -D_{33}$:

$$D^2 = \begin{bmatrix} D_{11}^2 + D_{13}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{11}^2 + D_{31}^2 \end{bmatrix} \quad (7.129)$$

Il primo e il secondo invariante del tensore di deformazione saranno:

$$I_{1D} = \text{tr} \begin{bmatrix} D_{11} & 0 & D_{13} \\ 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & 0 & D_{33} \end{bmatrix} = D_{11} + D_{33} \quad (7.130)$$

$$I_{2D} = \frac{1}{2} \text{tr} \begin{bmatrix} D_{11}^2 + D_{13}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{11}^2 + D_{31}^2 \end{bmatrix} = D_{11}^2 + D_{13}^2 \rightarrow \sqrt{D_{11}^2 + D_{13}^2} = \sqrt{I_{2D}}$$

In questo caso il tensore degli sforzi sarà:

$$\sigma = -pI + \phi_1(I_{2D})D + \phi_2(I_{2D})D^2 \quad (7.131)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= -p + \phi_1 D + \phi_2 (D_{11}^2 + D_{13}^2) & \tau_{12} &= 0 \\ \sigma_{22} &= -p & \tau_{23} &= 0 \\ \sigma_{33} &= -p - \phi_1 D_{11} + \phi_2 (D_{11}^2 + D_{13}^2) & \tau_{13} &= \phi_1 D_{13} \end{aligned} \quad (7.132)$$

7.9.3 Integrazione in profondità del tensore delle deformazioni

Per avere la formulazione completa del modello è necessario esprimere il tensore delle tensioni medie $\bar{\sigma}_{ij}$ e la tensione al fondo \bar{t}_i^B in funzione delle velocità medie in profondità.

L'approssimazione proposta si basa su:

- definire valori medi del tensore delle velocità di deformazione:

$$\bar{D}_{ij} = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} D_{ij} dx_3 \quad (7.133)$$

$$\text{con } D_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) \quad i, j = 1, 2$$

- sviluppare le relazioni costituite tra \bar{D}_{ij} e $\bar{\sigma}_{ij}$ utilizzando le relazioni dedotte considerando un flusso tangenziale semplice:

$$\bar{\sigma} = -\bar{p}I + \left(\frac{s}{\sqrt{I_{2D}}} + \mu \right) \bar{I}_{2D} = \frac{1}{2} \bar{D}_{ij} \bar{D}_{ij} \quad (7.134)$$

7.9.3.1 Tensore delle velocità di deformazione integrato in profondità per il modello di Bingham:

Questo modello è stato ampiamente descritto nel paragrafo 3.6.1 e segue la legge (3.14)

Le frane alle quali sono applicabili questi tipi di modelli sono quelli con flussi con alto contenuto d'acqua e con frazione granulometrica argillosa superiore al 10%, dato che in questi casi è probabile l'apparizione di una tensione critica dovuta all'interazione tra le particelle di argilla.

Lungo l'asse z si avrà la distribuzione di pressioni illustrata in Figura (7.7).

Il campo delle velocità sarà costante nello spessore h_p e uguale al valore della velocità per $z = h_s$; mentre per $z \leq h_s$ la legge di distribuzione della velocità sarà (Figura 7.6):

$$\begin{aligned} \tau_y + \mu \frac{\partial u}{\partial z} &= \rho g (h - z) \text{sen} \theta \quad \Rightarrow \\ \mu \frac{\partial u}{\partial z} &= \rho g (h - z) \text{sen} \theta - \rho g (h - h_s) \text{sen} \theta = \rho g (h_s - z) \text{sen} \theta \end{aligned} \quad (7.135)$$

$$u = \frac{1}{\mu} \rho g \text{sen} \theta \int_0^z (h_s - z) dz = \frac{1}{\mu} \rho g \text{sen} \theta \left(h_s z - \frac{z^2}{2} \right) \quad (7.136)$$

Il valore della velocità in $z = h_s$ è:

$$u(z = h_s) = \frac{1}{\mu} \rho g \text{sen} \theta \left(h_s^2 - \frac{h_s^2}{2} \right) = \frac{1}{\mu} \rho g \text{sen} \theta \frac{h_s^2}{2} \quad (7.137)$$

invece la velocità media sarà:

$$\bar{u} = \frac{\int_0^h u(z) dz}{h} = \frac{\int_0^{h_s} u(z) dz + \int_{h_s}^h u(z = h_s) dz}{h} = \frac{\rho g h \text{sen} \theta}{6 \mu h} h_s^3 \left(3 - \frac{h_s}{h} \right) \quad (7.138)$$

Considerando un flusso infinito 1D è necessario solo il calcolo di \bar{D}_{13} , per il cui calcolo si utilizzeranno l'espressione della velocità media calcolata in precedenza (7.138):

$$\bar{D}_{13} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{v}_1}{\partial x_3} + \frac{\partial \bar{v}_3}{\partial x_1} \right) = \frac{1}{2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{h} \int_0^h \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) = \frac{1}{2h} \frac{\rho g \text{sen} \theta h_s^2}{2\mu} \quad (7.139)$$

Le leggi di trazione sul contorno, tanto sulla superficie libera quanto sul fondo si suole approssimare ipotizzando uno slittamento infinito tangenziale semplice. Generalmente si sup-

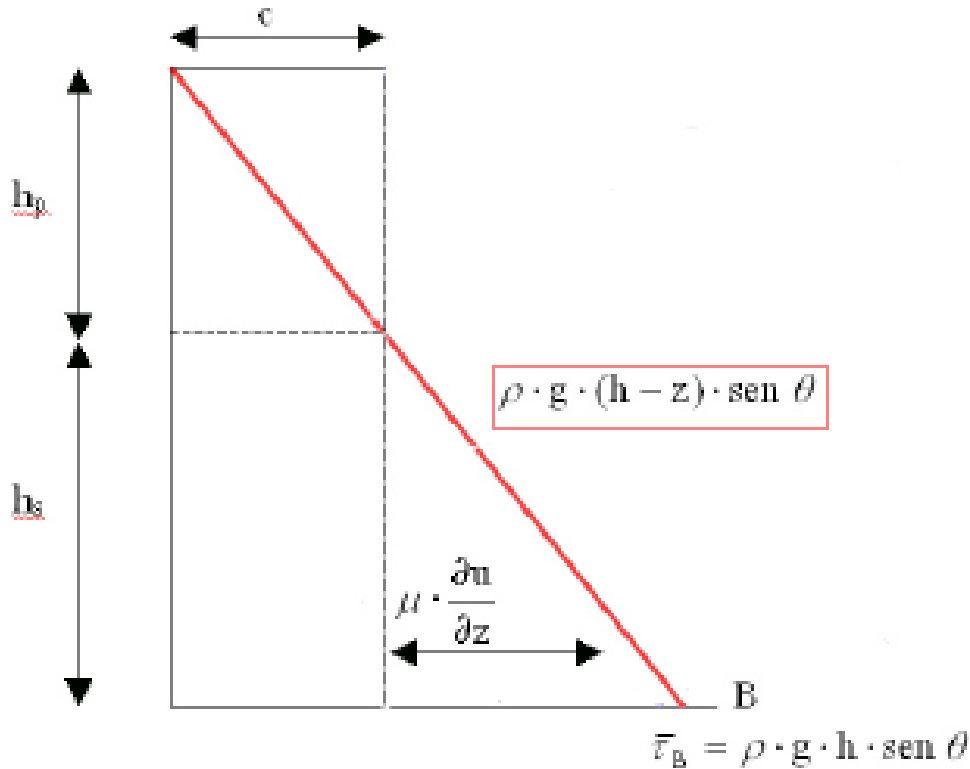


Figura 7.7:schema delle distribuzioni delle pressioni in un fluido di tipo Bingham

pone che la tensione sulla superficie libera sia nulla dato che $t_3^A = 0$, mentre la tensione al fondo è $t_3^B = \tau_{13}$.

Per un fluido di tipo Bingham la velocità media integrata in profondità è:

$$\bar{u} = \frac{\rho g h \text{sen } \theta}{6 \mu h} h_s^3 \left(3 - \frac{h_s}{h} \right) \rightarrow \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = \frac{3}{2 + \frac{\tau_y}{\tau_B}} \frac{\bar{u}}{h} \quad (7.140)$$

e sapendo che:

$$h_s = h - h_p = h \left(1 - \frac{\tau_y}{\tau_B} \right) \rightarrow \frac{h_s}{h_p} = 1 - \frac{\tau_y}{\tau_B} \quad (7.141)$$

Sostituendo quest'espressione nella relazione sulla velocità media, si ottiene quest'ultima in funzione di τ_y e della tensione sul fondo τ_B :

$$\bar{u} = \frac{\rho g h \text{sen } \theta}{6 \mu h} h_s^2 \left(1 - \frac{\tau_y}{\tau_B} \right)^2 \left(2 + \frac{\tau_y}{\tau_B} \right) = \frac{\tau_B h}{6 \mu} \left(1 - \frac{\tau_y}{\tau_B} \right)^2 \left(2 + \frac{\tau_y}{\tau_B} \right) \quad (7.142)$$

7.10 Il modello numerico SPH: discretizzazione e tecnica di risoluzione

La propagazione di una frana non ha soluzione analitica e quindi bisogna ricorrere ai metodi numerici per ottenere una soluzione approssimata. Fino ad oggi questo tipo di problema è stato risolto attraverso modelli nei quali le informazioni si strutturano in “maglie”, come per esempio il metodo degli elementi finiti e/o quello delle differenze finite. Nonostante questi modelli abbiano vissuto un periodo di grande sviluppo dagli anni 80 in poi hanno comunque presentato difficoltà nell'affrontare problemi di superficie libera o di grandi deformazioni. Nell'ultimo decennio è così apparso un gruppo di metodi numerici, che non associando informazioni ad una maglia, sono stati generalmente nominati come “metodi senza maglia”, ai quali appartiene anche lo *Smoothed particle Hydrodynamics* o SPH.

Nel corso della permanenza a Madrid è stato possibile studiare un codice di calcolo, che sfrutta il metodo SPH, ancora in fase di sviluppo che consente di simulare la fase di propagazione di una colata.

Il metodo SPH si basa sulla discretizzazione di un insieme di nodi attraverso approssimazioni di tipo integrale di una funzione e delle sue derivate.

7.10.1 Approssimazioni integrali di funzioni

Il metodo SPH si sviluppa in due tappe:

1. si approssima una funzione data $\phi(x)$ e le sue derivate attraverso approssimazioni integrali caratterizzati da un nucleo di tipo Kernel;
2. si introduce un insieme di nodi o “particelle” che si utilizzano per costruire approssimazioni numeriche basate su un'integrazione numerica i cui punti di integrazione sono proprio i nodi stessi, senza perciò ricorrere a *mesh* o elementi.

L'associare il concetto di nodo a quello di una particella del mezzo continuo presenta il vantaggio che il metodo è più intuitivo e di facile interpretazione, però fa perdere di prospettiva e generalità.

Consideriamo una funzione scalare $\phi(x)$ con $x \in \Omega \subset R$, dove Ω è il dominio in cui è definita la funzione, e la seguente relazione:

$$\phi(x) = \int_{\Omega} \phi(x') \delta(x' - x) dx' \quad (7.143)$$

dove $\delta(x)$ è il Delta di Dirac generalizzato, definito tradizionalmente come:

$$\delta(x) = \begin{cases} \infty & x = 0 \\ 0 & |x| > 0 \end{cases} \quad (7.144)$$

con la proprietà di area unitaria addizionale:

$$\int_{\Omega} \delta(x) dx = 1 \quad (7.145)$$

Il delta di Dirac, nella teoria della distribuzione, si definisce a partire da una successione di funzioni o nuclei $W_k(x, h)$, come per esempio:

$$W_k(x, h) = \frac{1}{\sqrt{2\pi h}} \exp\left(-\frac{x^2}{h}\right) \quad (7.146)$$

Si può dimostrare che:

$$\lim_{h \rightarrow 0} \int_{\Omega} W_k(x' - x, h) \phi(x') dx' = \int_{\Omega} \phi(x') \delta(x' - x) dx' = \phi(x) \quad (7.147)$$

Il nucleo $W_k(x, h)$ dipende da una larghezza $h \rightarrow 0$ e da un numero intero k . Nella Figura 7.8 sono rappresentati approssimazioni del delta di Dirac attraverso una serie di nuclei per diversi valori dei suoi parametri che sono rappresentazioni integrali della funzione vettoriale o scalare $\phi(x)$ col nucleo $W(x)$.

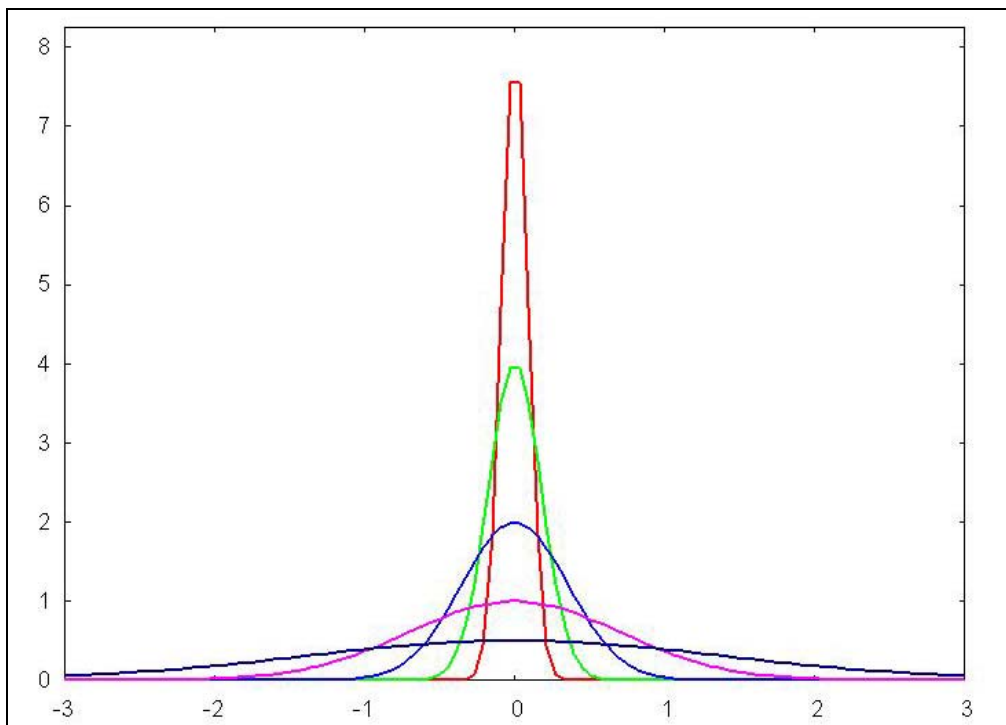


Figura 7.8: approssimazioni del delta di Dirac attraverso nuclei di Kernel

Le espressioni precedenti si possono generalizzare immediatamente a 2 o 3 dimensioni, considerando una funzione vettoriale o scalare $\phi(x)$ di $x \in \Omega \subset R^{\dim}$ con $\Omega =$ dominio aperto e limitato.

Questi risultati sono il punto di inizio per la costruzione delle approssimazioni SPH, dove distribuzioni regolari sono utilizzate per approssimare il valore della funzione. La classica notazione usata per il metodo SPH è:

$$\langle \phi(x) \rangle = \int_{\Omega} \phi(x') \delta(x' - x) dx' \quad (7.148)$$

7.10.2 Nuclei di Kernel: alcune caratteristiche elementari ed esempi

L'esattezza dell'approssimazione SPH dipende dalle caratteristiche del nucleo $W(x, h)$. Una classe speciale di nuclei sono le funzioni che hanno simmetria radiale, che dipendono solo da $r = |x' - x|$, e ponendo $\xi = \frac{|x' - x|}{h} = \frac{r}{h}$ si ottiene $W(x' - x, h) = W(\xi)$.

Le funzioni $W(x, h)$ utilizzate come nuclei di SPH devono soddisfare alle seguenti condizioni:

$$- \lim_{h \rightarrow 0} W(x' - x, h) = \delta(x); \quad (7.149)$$

$$- \int_{\Omega} W(x' - x, h) dx' = 1; \quad (7.150)$$

- il nucleo $W(x' - x, h)$ è positivo e ha supporto locale: $W(x' - x, h) = 0$ se $|x' - x| \geq k$ con $k \geq 0$ (di solito $k=2$);

- il nucleo $W(x' - x, h)$ è una funzione monotona decrescente di ξ ;

- il nucleo $W(x' - x, h)$ è una funzione simmetrica di $(x' - x)$.

Considerando dette condizioni è possibile dimostrare che l'approssimazione è di 2° ordine, cioè:

$$\langle \phi(x) \rangle = \phi(x) + O(h^2) \quad (7.151)$$

Nel quadro delle formulazioni SPH si sono proposti vari nuclei, tra questi i più importanti sono:

- nucleo gaussiano proposto da Gingold e Monaghan (1977) :

$$W(x' - x, h) = W(\xi) = \frac{1}{h^{n \dim} \pi^{(n \dim / 2)}} \exp(-\xi^2) \quad \xi \leq 3 \quad (7.152)$$

– *spline* cubica proposta da Monaghan (1985):

$$W(x' - x, h) = W(\xi) = \frac{C}{h^{n \text{ dim}}} \begin{cases} \left(1 - \frac{3}{2}\xi^2 + \frac{3}{4}\xi^3\right) & \xi < 1 \\ \frac{1}{4}(2 - \xi)^3 & 1 \leq \xi \leq 2 \\ 0 & \xi \geq 2 \end{cases} \quad (7.153)$$

con C costante che dipende dalle dimensioni del dominio.

La Figura 7.9 riporta un esempio di nuclei di Kernel

7.10.3 Approssimazioni integrali di derivate

La rappresentazione integrale delle derivate in SPH si scrive come:

$$\langle \phi'(x) \rangle = \int_{\Omega} \phi'(x') W(x' - x, h) dx' \quad (7.154)$$

Dato che h decresce e il nucleo approssima la funzione del delta di Dirac, la rappresentazione proposta approssimerà anche il valore della derivata. L'espressione precedente è integrata per parti e considerando che il nucleo ha supporto locale risulta:

$$\langle \phi'(x) \rangle = - \int_{\Omega} \phi(x') W(x' - x, h) dx' \quad (7.155)$$

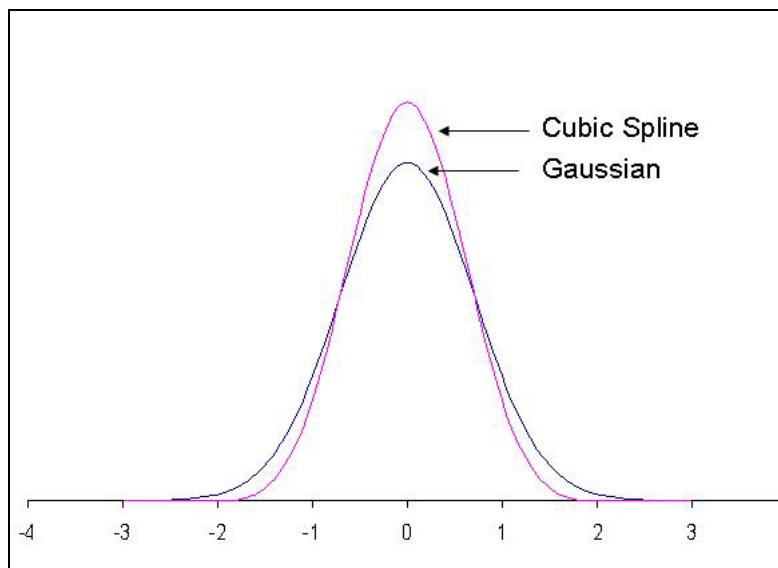


Fig.7.9: nuclei in 1D, *Gaussiano* e *Spline* cubico.

7.10.4 Approssimazioni discreta di funzioni

Se le informazioni riguardano un mezzo discreto e non continuo è necessario introdurre il concetto di particella, alla quale sono vincolate le informazioni delle variabili di campo e delle sue derivate. Tutte le operazioni devono essere riferite ai nodi che andranno a costituire un insieme di particelle (o nodi) $\{x_K\}$ con $K=1 \dots N$. Il livello di approssimazione dipenderà pertanto dal numero e dalla disposizione di tali nodi. La strategia classica prevede di disporre più nodi dove sono maggiori i gradienti.

Dato che l'informazione che si riferisce alla funzione è disponibile solamente per un dato numero di nodi N l'approssimazione integrale di una funzione in un mezzo discreto è:

$$\langle \phi(x_I) \rangle_h = \sum_{J=1}^N \phi(x_J) W(x_J - x_I, h) \omega_J \quad (7.154)$$

dove $\Phi(x_j)$ è il valore della grandezza nel nodo-punto j posto in x_j , W_{ij} è il peso del contributo della particella j al valore di $\Phi(x_i)$ nel punto x_i e ω_j è il volume della particella j , definito come il rapporto tra la massa m_j e la densità ρ_j . La funzione peso, o *kernel*, definita secondo la (7.149) e (7.150):

$$W_{ij} = W(x_j - x_i, h) \quad (7.155)$$

è una funzione della distanza $x_j - x_i$ all'interno del dominio di raggio h (raggio di influenza o *smoothing length*) centrato nel nodo-punto i (Figura 7.10). Per semplificare la notazione si introduce la notazione ϕ_I definita come:

$$\phi_I = \langle \phi(x_I) \rangle_h = \sum_{J=1}^N \phi(x_J) W(x_J - x_I, h) \omega_J \quad (7.156)$$

Se consideriamo che la funzione del nucleo ha supporto locale, cioè è zero quando $|x_j - x_i| > 2h$, la sommatoria si estende solamente al sistema di punti Nh che soddisfano questa condizione:

$$\phi_I = \langle \phi(x_I) \rangle_h = \sum_{J=1}^{Nh} \phi(x_J) W(x_J - x_I, h) \omega_J \quad (7.157)$$

Il valore del nucleo $W(x_J - x_I, h)$, spesso denotato come W_{IJ} , è il valore del nucleo nella posizione J centrato nel nodo I . I nuclei utilizzati sono simmetrici, e quindi avremo:

$$W_{IJ} = W(x_J - x_I, h) = W(x_I - x_J, h) = W_{JI} \quad (7.158)$$

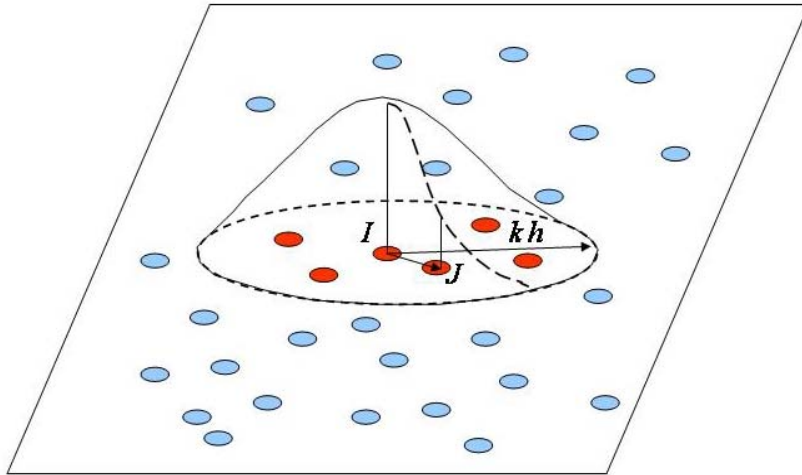


Figura 7.10: nodi e integrazione numerica in SPH

La situazione qui è molto diversa da quella che si trova con il metodo agli elementi finiti, dove sono generalmente utilizzati i metodi gaussiani di integrazione; qui infatti la posizione e i pesi dei punti di integrazione si determinano per ottenere il grado massimo di precisione.

Nel metodo SPH invece i nodi che stanno attorno al punto in cui si deve valutare l'integrale possono avere qualsiasi posizione e perciò non ci sarà nessuna integrazione generalizzata che include gli infiniti casi possibili.

Se vogliamo approssimare $\phi(x_j) = 1$ attraverso l'integrazione discreta, applicando la (7.157) si ottiene:

$$\langle 1 \rangle_h = \sum_{J=1}^{Nh} 1 \cdot W_{IJ} \omega_J \quad (7.159)$$

e ponendo $W_{IJ} = 1$, allora il peso che corrisponde alla particella J dev'essere il volume, l'area o la distanza Ω_J associati ad essa. Questo concetto di "volume" è di fondamentale importanza e l'approssimazione si scriverà come:

$$\phi_I = \sum_{J=1}^{Nh} \phi(x_J) W_{IJ} \Omega_J \quad (7.160)$$

Nel contesto della meccanica dei fluidi è conveniente introdurre la densità ρ_J associata al nodo J finita come: $\rho_J = m_J / \Omega_J$ [con m_J massa associata al nodo J], che porta a scrivere l'espressione (7.160) come:

$$\phi_I = \sum_{J=1}^{Nh} \phi(x_J) W_{IJ} \frac{m_J}{\rho_J} \quad (7.161)$$

che è la forma comunemente usata in SPH.

7.10.5 Discretizzazione delle equazioni integrate in profondità

Molti movimenti franosi hanno profondità medie che sono piccole rispetto alla loro lunghezza o larghezza. E' così possibile semplificare i modelli 3D della propagazione-consolidazione integrando le equazioni lungo l'asse verticale. Il modello 2D integrato in profondità fornisce ottimi risultati sulla velocità di propagazione, profondità del flusso, ecc..

Il procedimento della discretizzazione dell'SPH per il modello integrato in profondità considera la dissipazione dell'acqua interstiziale durante la fase di propagazione.

Il sistema di equazioni che risolve il modello è il (7.115):

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} h \\ h\bar{v}_1 \\ h\bar{v}_2 \\ hP_{wl} \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_1} \begin{bmatrix} h\bar{v}_1 \\ h\bar{v}_1^2 \\ h\bar{v}_2\bar{v}_1 \\ hP_{wl}\bar{v}_1 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_2} \begin{bmatrix} h\bar{v}_2 \\ h\bar{v}_1\bar{v}_2 \\ h\bar{v}_2^2 \\ hP_{wl}\bar{v}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ b_1h \\ b_2h \\ 0 \end{bmatrix} + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x_1} \begin{bmatrix} 0 \\ h\bar{\sigma}_{11} \\ h\bar{\sigma}_{12} \\ 0 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x_2} \begin{bmatrix} 0 \\ h\bar{\sigma}_{12} \\ h\bar{\sigma}_{22} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ t_1^A + t_1^B \\ t_2^A + t_2^B \\ 0 \end{bmatrix} \right] + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ c_v P_{wl} \frac{\pi^2}{4h} \end{bmatrix}$$

Il sistema di equazioni è di tipo iperbolico del primo ordine; sono equazioni che si incontrano molto spesso in problemi fisici e di ingegneria, ma rappresentano molte difficoltà per l'esistenza di termini convettivi che danno luogo ad instabilità e richiedono l'utilizzo di metodi di discretizzazione speciali per ottenere una corretta soluzione.

Si introduce un sistema di nodi $\{x_K\}$ con $K = 1 \dots N$ e le variabili nodali:

- h_i : altezza della colata nel nodo I;
- \bar{v}_i : velocità integrata lungo l'asse verticale;
- t_B^i : tensione sul fondo;
- σ_i : tensione integrata lungo l'asse verticale;
- $P_{wl,i}$: pressione interstiziale alla base.

Se l'area associata al nodo I è Ω_I , si introduce per convenienza:

- una massa fittizia m_I che si muove con questo nodo: $m_I = \Omega_I h_i$;
- \bar{p}_i tensione integrata in profondità: $\bar{p}_i = \frac{1}{2} \rho b_3 h_i^2$.

L'approssimazione SPH dell'equazione del bilancio di massa integrata in profondità è:

$$\left\langle \frac{dh}{dt} + h \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_j} \right\rangle = 0 \quad (7.162)$$

che scritta per il nodo I diventa:

$$\frac{\bar{d}}{dt} \langle h_I \rangle + h_I \left\langle \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_j} \right\rangle_I = 0 \quad j=1,2 \quad (7.163)$$

con il termine di divergenza dato da:

$$\text{div}(v_I) = -\sum_J \Omega_J v_J \text{gra} W_{IJ} = -\sum_J \frac{m_J}{h_J} v_J \text{grad} W_{IJ} \quad (7.164)$$

mentre l'altezza può essere ottenuta una volta nota la posizione dei nodi nel seguente modo:

$$\langle h_I \rangle = \langle h(x_I) \rangle = \sum_J h_J \Omega_J W_{IJ} = \sum_J m_J W_{IJ} \quad (7.165)$$

e può essere inoltre normalizzata migliorando così l'approssimazione vicino ai nodi del contorno:

$$h_I = \frac{\sum_J m_J W_{IJ}}{\sum_J \left(\frac{m_J}{h_J} \right) W_{IJ}} \quad (7.166)$$

La forma discretizzata dell'equazione di conservazione della quantità di moto è:

$$\left\langle \frac{\partial}{\partial t} (h \bar{v}_i) + \frac{\partial}{\partial x_j} (h \bar{v}_i \bar{v}_j) = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x_j} (h \sigma_{ij}) + b_i h + t_i^A + t_i^B \right] \right\rangle \quad (7.167)$$

che nel modello SPH è utilizzata con la forma semplificata, cioè $\left(\frac{\partial}{\partial x_j} (h \bar{v}_i \bar{v}_j) = 0 \right)$ e con la

scomposizione $\sigma_{ij} = -\bar{p} \delta_{ij} + \sigma_{ij}^*$ [con $\bar{p} = \frac{1}{2} \rho b_3 h_I^2$ e $\bar{\sigma}_{ij}^* = \bar{p} \delta_{ij} + \bar{\sigma}_{ij}^*$]:

$$\frac{\bar{d}}{dt} \bar{v}_I = -\sum_J \Omega_J p_J \text{grad} W_{IJ} + \sum_J \Omega_J \sigma_J \text{grad} W_{IJ} + b + \frac{1}{h_I} t_I^B \quad (7.168)$$

E infine la forma discretizzata della dissipazione della pressione dell'acqua sarà:

$$\left\langle \frac{\partial (P_{w1} h)}{\partial t} + \frac{\partial (P_{w1} \bar{v}_i h)}{\partial x_i} = c_v P_{w1} \frac{\pi^2}{4h} \right\rangle \quad (7.169)$$

che anche in questo caso sarà usata con la forma semplificata e cioè:

$$\frac{\bar{d}}{dt} P_{w1,I} = -\frac{\pi^2 c_v}{4h_I} P_{w1,I} \quad (7.170)$$

7.11 La legge di erosione

L'equazione di bilancio di massa vista nel paragrafo 7.3, così com'è stata considerata, non tiene conto delle possibili modifiche che un fondo non rigido potrebbe subire in seguito al passaggio di un flusso di colata sopra di esso. Questo processo di erosione è un fenomeno che si registra molto spesso in seguito allo sviluppo di una frana; infatti quando il flusso si ferma difficilmente il volume mobilizzato finale coincide con quello iniziale. Quindi durante la propagazione di colate il volume iniziale coinvolto erode il fondo, inglobando man mano sempre più materiale all'interno della massa instabile con un conseguente incremento della quantità di volume, per raggiungere un valore finale, addirittura, di un paio di ordini di grandezza maggiore rispetto a quello iniziale (Tsing Shan *debris flow*, da una massa iniziale di 400 m^3 si è passati ad un volume finale di 20000 m^3).

Per tener conto di questo processo di trasporto di materiale dal fondo non rigido allora l'equazione (7.90) dev'essere adeguatamente modificata secondo:

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (h\bar{v}_j) + \frac{\partial h}{\partial t} = e_r \quad j = 1,2 \quad (7.171)$$

dov'è stato introdotto il termine e_r , definito, con riferimento alla Figura 7.5, come tasso di erosione medio:

$$e_r = -\frac{\partial z}{\partial t} \quad (4.9)$$

Il codice SPH implementa la legge di erosione di Hungr, vista nel capitolo 4, in cui e_r è rappresentato da:

$$e_r = E_s \times h \times v \quad (4.10)$$

con h altezza del flusso, v velocità integrata in profondità, e

$$E_s = \frac{\ln(V_0 / V_{finale})}{dis \ tan \ za} \quad (4.11)$$

definiti nel capitolo 4.

8. CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Allo scopo di valutare l'affidabilità del modello descritto al capitolo 7 è necessario individuare il modello reologico adeguato sulla base del quale si possano poi calibrare i parametri numerici d'integrazione, quali il passo spazio-temporale, il raggio d'influenza h , al fine di motivare la scelta del modello numerico adottato per l'implementazione del codice di calcolo.

Generalmente la scelta della legge reologica che meglio descriva il comportamento meccanico di un flusso di colata, si basa sulle prove di laboratorio descritte nel capitolo 5, anche se non completamente rappresentative del materiale coinvolto in un evento reale. Quindi, una volta scelto il modello reologico si procede con la sua validazione attraverso l'utilizzo del modello numerico (in questo caso il metodo SPH) e l'implementazione del modello matematico (qui il modello integrato in profondità), dopodiché si esegue una *back analysis* sulla base dati di eventi passati: i parametri di output dovranno quindi essere confrontati con osservazioni di campo e/o sperimentali.

Perciò sono presentati di seguito alcuni casi studio utilizzati per la calibrazione del modello, fenomeni ben documentati sia dal punto di vista qualitativo, che quantitativo; è necessario cioè conoscere sia l'evoluzione del fenomeno e sue condizioni al contorno, sia dati di velocità, spostamento, altezze al fine di poter effettuare un confronto tra i risultati numerici e i dati reali e quindi appurare l'adeguatezza del codice. Si è così pensato di affrontare la fase di validazione attraverso la simulazione di eventi caratterizzati da due scale differenti del fenomeno:

1. scala di laboratorio: in particolare si sono simulate alcune prove dei test descritti nel capitolo 6, sia di prove di colata su piano inclinato, che in canaletta;
2. scala reale: si sono considerate due eventi parossistici avvenuti in realtà, quali la frana del Tessina (bacino dell'Alpago, BL) e la colata di Favazzina (RC). La scelta di questi due fenomeni è stata dettata dalla netta differenza che c'è tra i due: la prima è una frana molto lenta che si attiva periodicamente da circa 50 anni e coinvolge volumi di terreno consistenti; la seconda invece è un singolo evento molto rapido con volumi di materiale limitati.

Sia le colate di laboratorio che quelle reali sono caratterizzate da un processo di fluidificazione o liquefazione nel quale la massa di terreno si trasforma in materiale fluido, questo permette la loro analisi attraverso la formulazione lagrangiana dei problemi di

propagazione. Quest'ultima infatti approssima il materiale franante con una sola fase, e nel caso specifico lo considera come un flusso iperconcentrato il cui tempo di dissipazione delle pressioni interstiziali è molto maggiore del tempo di propagazione e quindi il comportamento del materiale è non drenato.

8.1 Il codice SPH

Il codice SPH è scritto nel linguaggio fortran 90 ed implementa le equazioni presentate nel capitolo 7, che governano il fenomeno oggetto di questa tesi. E' stato sviluppato dal CEDEX di Madrid a cui fa capo il Professor Manuel Pastor.

Il programma consiste complessivamente di 7 moduli, quattro dei quali sono fondamentali e richiamati sempre, qualsiasi analisi si voglia fare; essi sono:

- 2 moduli legati alla dichiarazione e definizione delle variabili;
- un modulo che interessa la topografia del terreno;
- il modulo principale che risolve le equazioni di campo del fenomeno che si desidera studiare.

Gli altri 3 moduli non sono utilizzati contemporaneamente, in quanto permettono di studiare diversi tipi di eventi naturali:

- propagazione di eventi franosi (basati sulla base delle shallow water equation);
- moto dei fluidi (equazioni di Navier Stokes);
- problemi di dam break.

Visto che questa tesi ha come oggetto le colate di fango, solo il primo modulo è stato utilizzato. La Figura 8.1 riporta lo schema del codice con i moduli utilizzati per la risoluzione di problemi di propagazione di frane.

I dati di input sono contenuti in 3 *files*:

1. il *file* “.top”: dove si forniscono le informazioni necessarie per definire la topografia della zona in esame;
2. il *file* “.pts”: contiene le coordinate di tutte le particelle che compongono la massa iniziale del flusso;
3. il *file* “.dat”: dove si forniscono le informazioni sul tipo di evento, i parametri di controllo della simulazione numerica e le caratteristiche del materiale (densità, parametri reologici e geotecnici, ecc...).

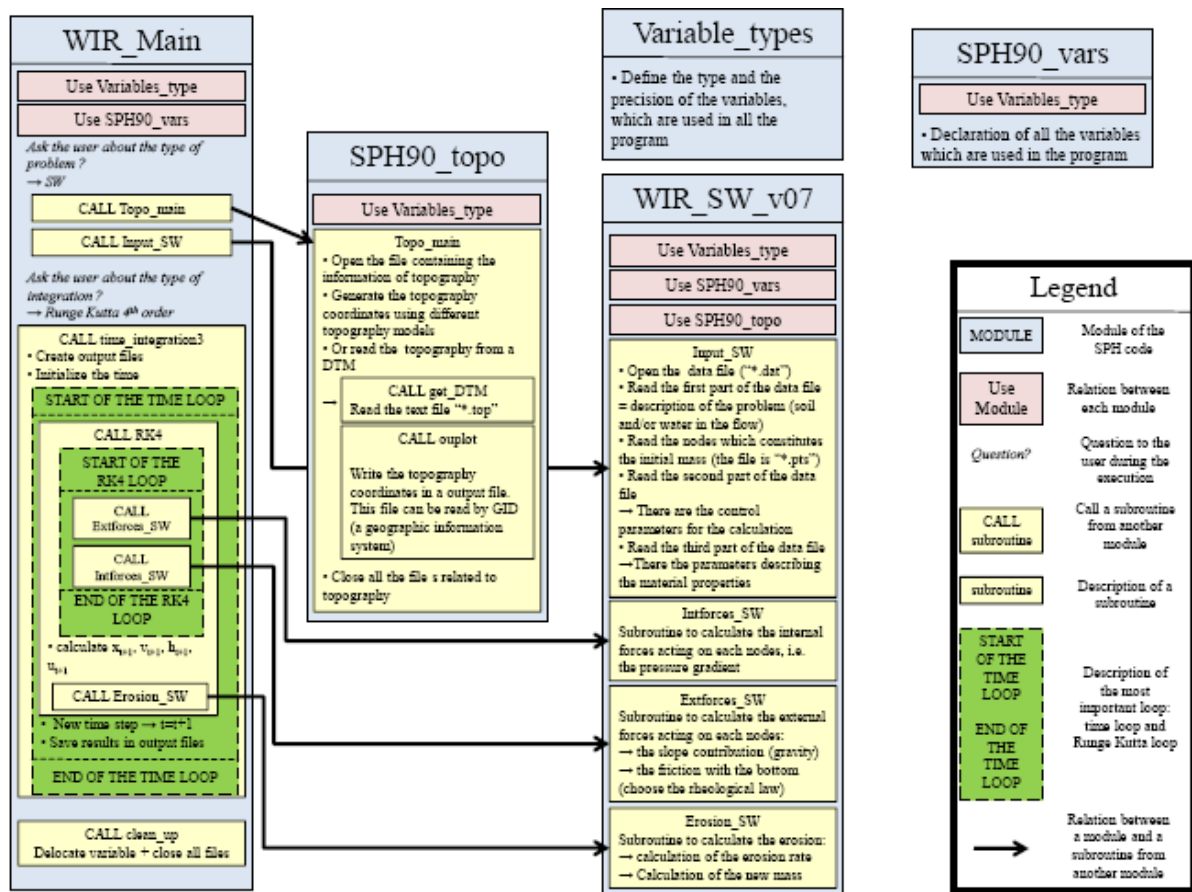


Figura 8.1: schema generale della struttura del codice SPH

Le equazioni 7.90, 7.102, 7.113, che governano la fase di propagazione di una colata, sono equazioni alle derivate parziali delle seguenti grandezze: spessore della colata h , velocità del flusso v , e pressioni interstiziali p_w . Le prime due sono dati di output del programma, la terza no, perché negli eventi che si è deciso di simulare si considera il terreno come un fluido equivalente e di conseguenza non si contemplano né lo sviluppo di sovrappressioni né i conseguenti processi di consolidazione.

8.2 Calibrazione del modello numerico sulla base delle prove di laboratorio

Una prima fase del processo di valutazione dell'affidabilità del codice SPH è consistita nella modellazione delle prove sperimentali descritte nel capitolo 6. Si riportano di seguito alcuni esempi delle simulazione numeriche effettuate, in particolare:

- i test A1-a e i test B3-d per quanto riguarda le prove su piano inclinato;
- le prove C-AA4 e E-AS A-3 invece per quanto concerne le prove in canaletta.

8.2.1 *Simulazione di prove sul piano inclinato*

La modellazione numerica attraverso il codice SPH, come si è già precedentemente spiegato, richiede la definizione di file di input. Il primo di questi è il file che definisce la topografia e la morfologia della problema: l'apparato sperimentale è stato riprodotto attraverso una griglia regolare di 10547 nodi spazati di 0.1 m. In seguito è necessario specificare anche la posizione spaziale dei i nodi che compongono la massa del fluido (file .pts), la quale è stata simulata con 2601 particelle separate tra di loro di un $\Delta x = 0.005$ m; in Figura 8.2 è illustrata la griglia che simula i piani, inclinato ed orizzontale, e la posizione iniziale della massa di fango. Infine è indispensabile caratterizzare il materiale oggetto della simulazione (file. dat): il comportamento del terreno, come già visto nel § 5.1 e 5.2, è ben approssimabile con una legge reologica di Bingham, i cui parametri fondamentali, ottenuti tramite prove di laboratorio (Figure 5.18, 5.20, 5.42, 5.43), seguono le seguenti relazioni:

$$- \text{ per il test A1-a} \quad \tau_c = 0.268e^{0.175CS}, \quad \mu = 6 \cdot 10^{-4} e^{0.127CS} \quad (8.1);$$

$$- \text{ per il test B3-d} \quad \tau_c = 2 \cdot 10^{-3} e^{0.27CS}, \quad \mu = 4 \cdot 10^{-4} e^{0.12CS} \quad (8.2);$$

E' molto importante anche la scelta del passo temporale Δt ; lo schema di integrazione è di tipo esplicito: esso comporta un'amplificazione dell'errore con il progredire dei passi di integrazione, così alla fine di alcune simulazioni la soluzione numerica potrebbe discostarsi radicalmente dal dato reale proprio perché la colata potrebbe avere una velocità molto minore rispetto alla velocità di propagazione dell'errore. Per evitare ciò è necessario che sia rispettata la seguente relazione:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{gh_{\max}}} \quad (8.3)$$

con $\Delta x = 0.01$ m (spaziatura tra le particella della massa franante) $h_{\max} = 7$ cm (altezza massima della massa franante), risulta $\Delta t \sim 0.01$ s.

Tra i dati di input del modello, anziché essere indicato esplicitamente il valore del raggio di influenza h , si preferisce indicare il suo rapporto K con il passo di integrazione Δx , scelta che permette di introdurre un parametro adimensionale più facile da calibrare ed che dovrebbe essere indipendente dalle dimensioni del fenomeno da simulare. Si è notato che più K è piccolo più si osserva una dispersione delle particelle lontano dal comportamento reale del materiale poiché il programma considera ciascuna particella come a sé stante, essendo il raggio di interazione con le altre troppo piccolo; se si scelgono valori di K troppo elevati

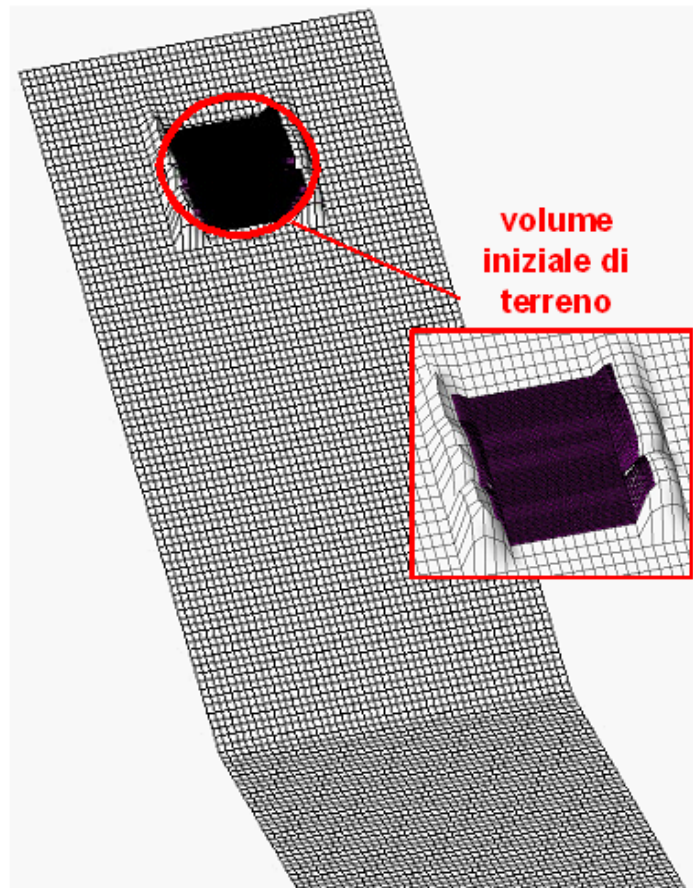


Figura 8.2: *mesh* topografica e della massa che si muove utilizzate per la simulazione delle prove A1-a e B3-d

invece si ha una situazione di mutuo incastro eccessivo tra le particelle che non riescono nemmeno a muoversi.

La Tabella 8.1 riporta i parametri sia geotecnici che numerici adottati per le simulazioni delle 2 prove sperimentali.

In Figura 8.3 sono riportati i valori numerici dell'avanzamento della colata ottenuti per diversi valori del rapporto K e sono messi a confronto con i valori misurati nel test sperimentale B3-d. È possibile osservare come il valore di K , e del raggio di influenza di conseguenza, abbia un effetto importante sulla distanza percorsa dal fronte, ma non sulla sua evoluzione nel tempo e sui tempi di arresto della colata. Il valore del rapporto K che fornisce la migliore simulazione della curva sperimentale è stato individuato pari a 2, valore in linea coi dati che si trovano in letteratura (Pastore *et al.* 2008) e che sarà utilizzato successivamente nelle analisi delle colate in sito.

Nelle Figure 8.4, 8.5 sono riportate le conformazioni della colata nel piano di scorrimento per diversi istanti temporali: le figure si riferiscono alle due prove A1-a e B3-d, e sono confrontate con le analoghe curve sperimentali. È possibile osservare come il modello numerico coglie sufficientemente bene l'evoluzione della colata sia in avanzamento che

lateralmente, osservazione che permette di ritenere il modello sufficientemente affidabile per la riproduzione di questo tipo di fenomeni. C'è una buona corrispondenza sia per quanto riguarda le distanze massime percorse che per i tempi di sviluppo del fenomeno: il test A1-a percorre 19.63 cm in un secondo contro i 19.23 cm, sempre in un secondo, nell'analisi numerica; invece il test B3-d ricopre la distanza di 81 cm in poco più di 2 secondi, mentre nella simulazione numerica, nello stesso tempo, percorre 84 cm.

Inoltre, allo scopo di avere un'analisi più approfondita, le Figure 8.6 e 8.7 mostrano il confronto delle velocità del fronte tra i dati sperimentali e numerici. Appare subito evidente che il trend è molto simile dal punto sia qualitativo che quantitativo. Per il test A1-a la curva presenta un solo picco, che è maggiore e anticipato nella simulazione numerica (Figura 8.6). Nel caso della simulazione del test B3-d sia la curva sperimentale che numerica presentano 4 picchi pronunciati, anche se nella prova in laboratorio questi picchi sono meno pronunciati e più ritardato rispetto ai valori ottenuti con il codice SPH (Figura 8.7).

In ogni caso si può concludere che i dati numerici si scostano leggermente da quelli sperimentali all'inizio del processo, dove il flusso simulato è appena più veloce del flusso di colata sul piano inclinato; ciò nonostante l'evoluzione e la propagazione del fenomeno è univocamente e soddisfacentemente individuata dal codice visto che, distanze e tempi di percorrenza sono in buon accordo con i valori sperimentali.

Tabella 8.1: parametri adottati per le simulazioni dei test A1-a e B3-d

	Test A1-a	test B31-d
Caratteristiche geometriche		
Area (cm ²)	210	210
Volume (cm ³)	640	640
Parametri geotecnici		
Contenuto d'acqua W_f (%)	57	67.56
Viscosità μ (Pa s)	0.1	0.06
Rigidità τ_c (Pa)	294	128
Parametri di integrazione		
Passo temporale Δt (s)	0.006	0.006
Tempo di simulazione (s)	2	2
Passo spaziale (m)	0.01	0.01
Fattore k	2	2
Raggio di influenza $=k \cdot \Delta x$ (m)	0.01	0.01

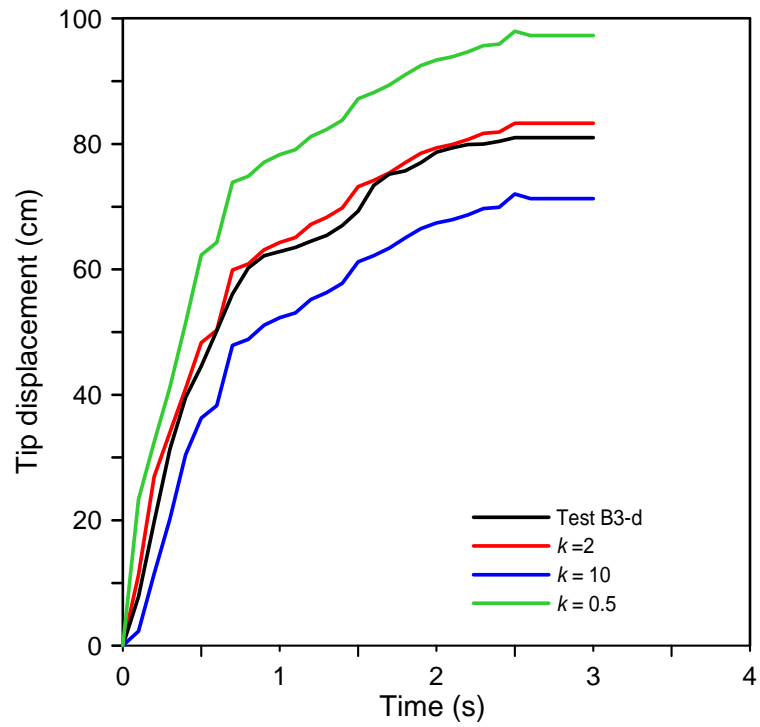


Figura 8.3: effetto del raggio di influenza K sull'avanzamento della colata nella simulazione del test B3-d

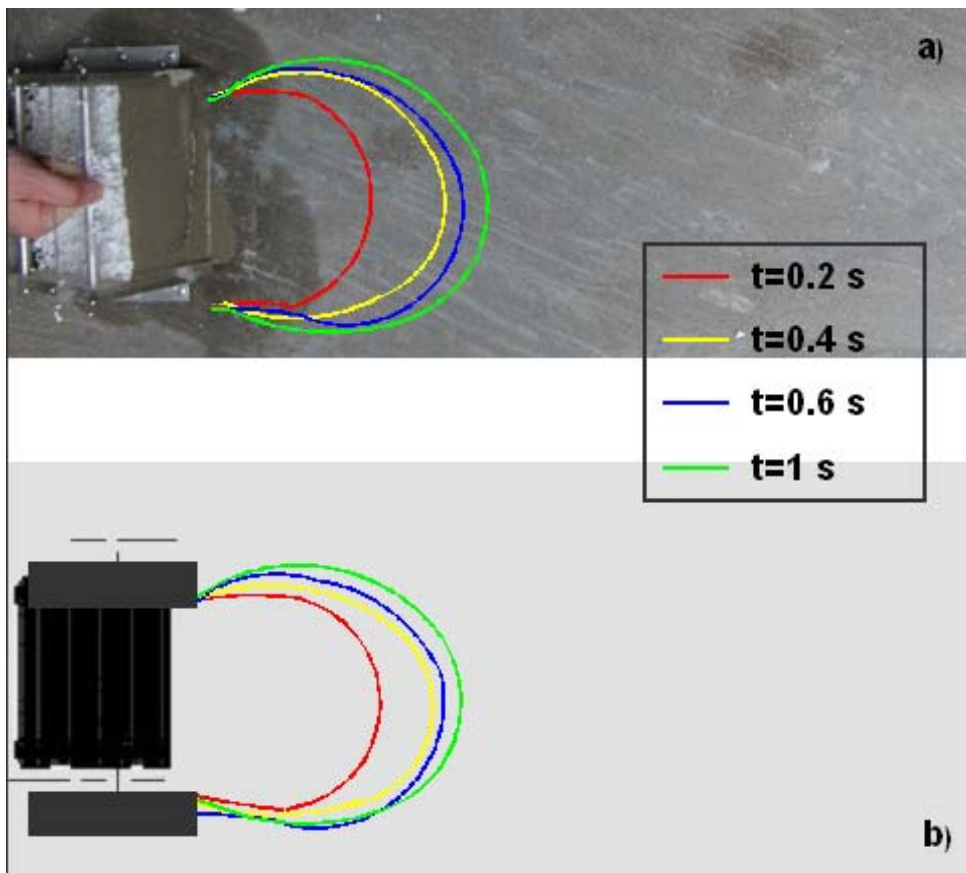


Figura 8.4: evoluzione nel tempo della colate A1-a: a) dati sperimentali, b) simulazione numerica

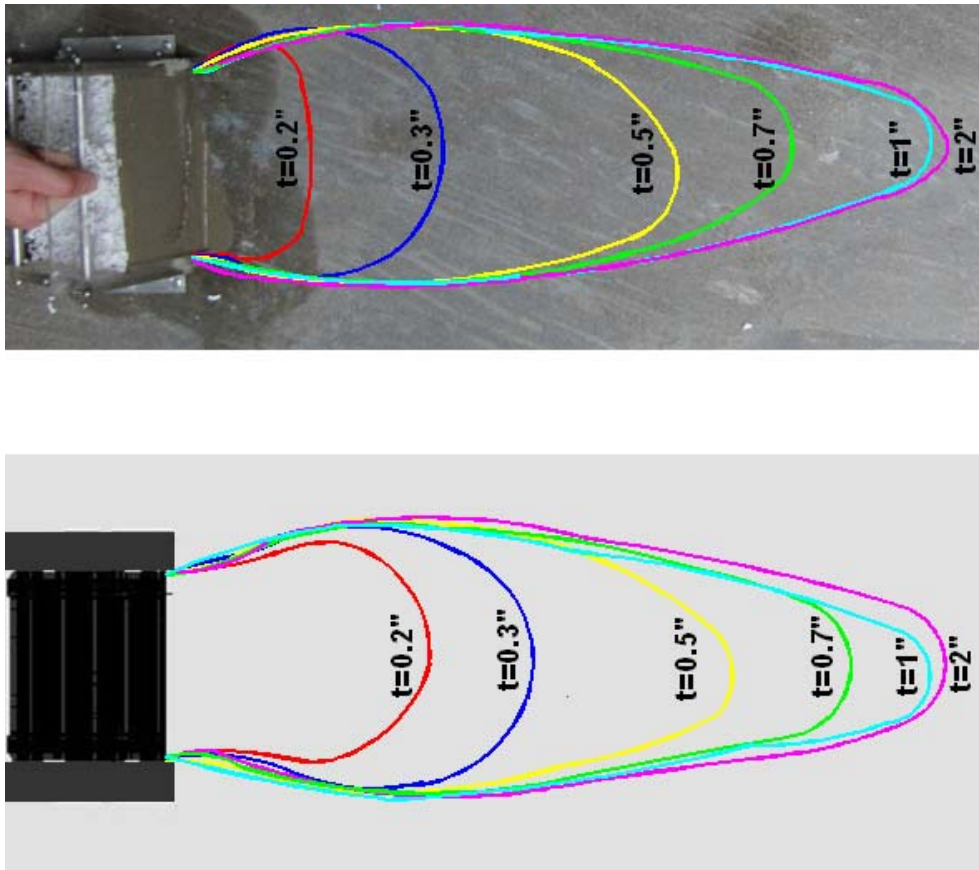


Figura 8.5: evoluzione nel tempo della colate B3-d: a) dati sperimentali, b) simulazione numerica

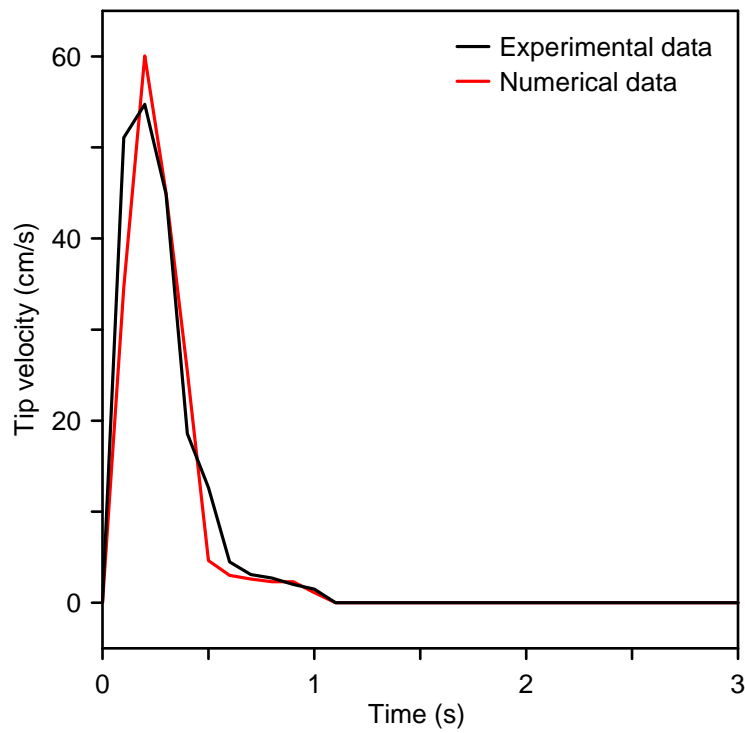


Figura 8.6: andamento delle velocità del fronte nel test sperimentale e nella simulazione numerica per il test A1-a

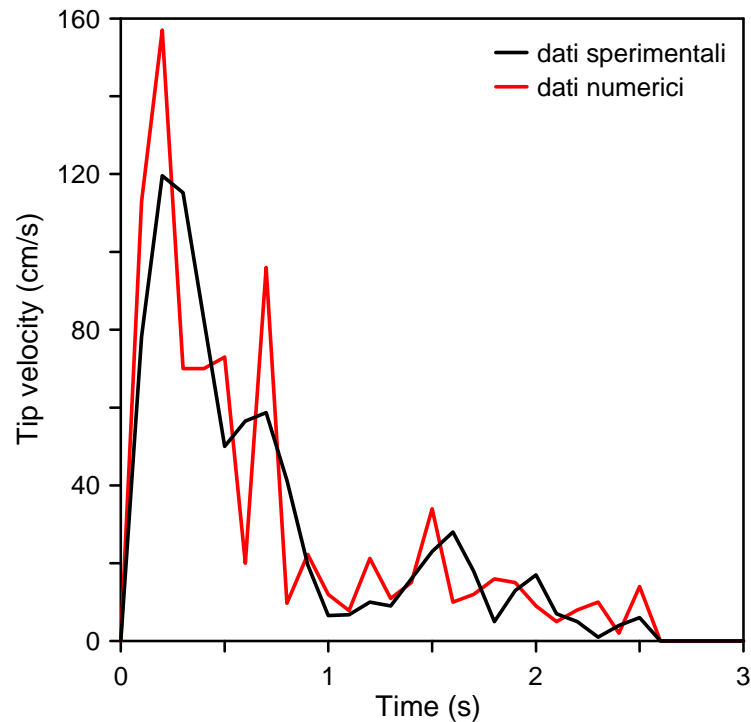


Figura 8.7: andamento delle velocità del fronte nel test sperimentale e nella simulazione numerica per il test B3-d

8.2.2 *Simulazione di prove in canaletta*

Per avere un'ulteriore conferma della validità del codice si sono effettuate due simulazioni di prove sperimentale condotte in canaletta: in particolare si sono considerate i test C-AA4 e E-AS A-3 (capitolo 6). Quest'ultimo è di particolare interesse perché oltre ad avere un confronto sulle grandezze caratteristiche già viste in precedenza, vale a dire distanza e velocità del fronte, permette di comparare anche l'erosione dello strato di sabbia che è stata analizzata, dal punto di vista sperimentale nel § 6.3.2.4.

La topografia della canaletta è stata riprodotta attraverso una griglia regolare di 5490 nodi spazati di 0.01 m, mentre la massa di particelle che discretizza il volume di materiale che cola è stata simulata con 1645 particelle separate tra di loro di $\Delta x = 0.005$ m; in Figura 8.8 e 8.9 sono riportate le griglie di calcolo utilizzate per la simulazione delle due prove: in Figura 8.9 si può distinguere lo strato di sabbia presente sul piano di scorrimento che va quindi a modificare la morfologia del problema.

Anche in questo caso il comportamento del terreno è stato approssimato ad un fluido di Bingham, i cui parametri fondamentali, ottenuti tramite prove di laboratorio (Figure 5.18, 5.20, 5.42, 5.43), seguono le seguenti relazioni:

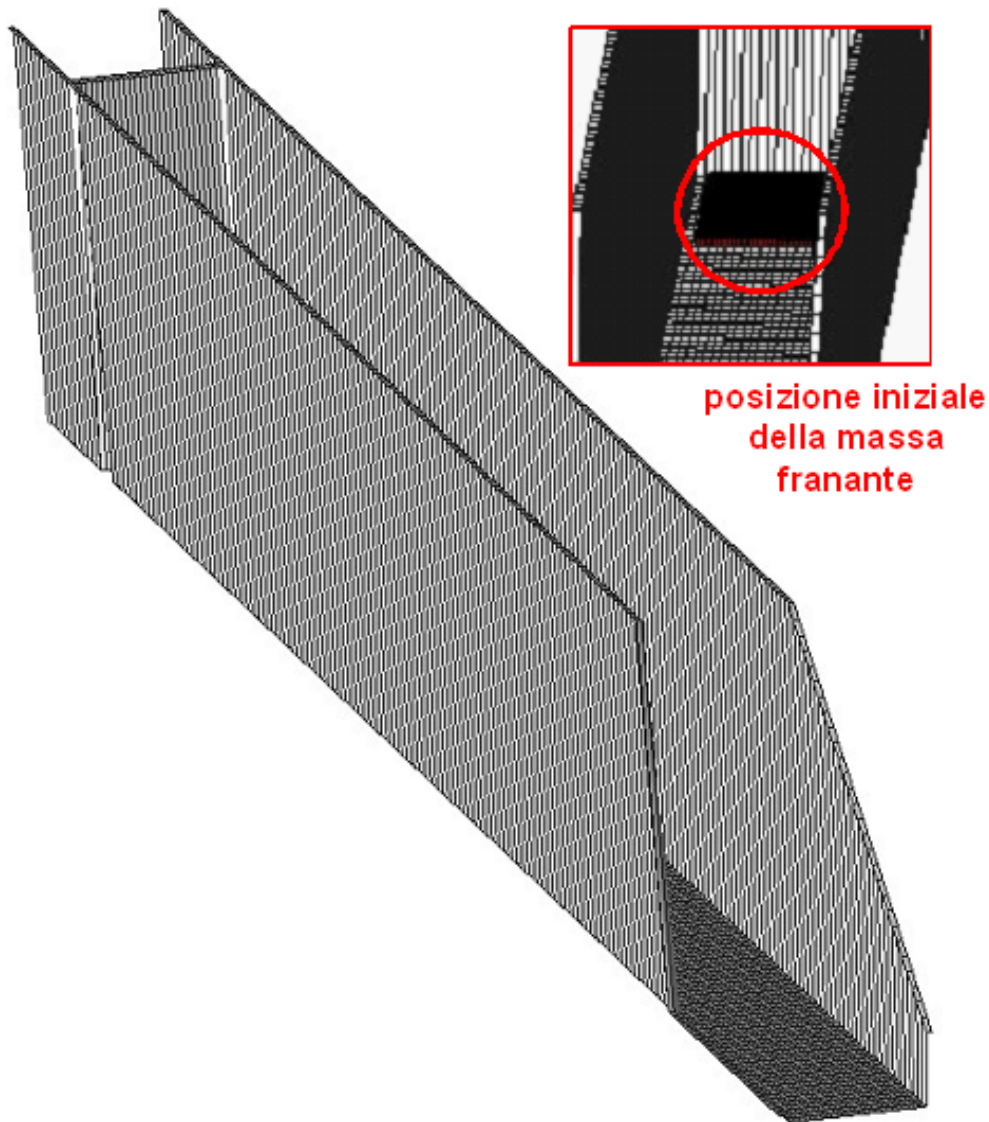


Figura 8.8: *mesh* topografica e della massa che si muove utilizzate per la simulazione della C-AA4

Infine è indispensabile caratterizzare il materiale oggetto della simulazione (file. dat): il comportamento del terreno, come già visto nel § 5.1 e 5.2, è ben approssimabile con una legge reologica di Bingham, i cui parametri fondamentali, ottenuti tramite prove di laboratorio (Figure 5.42, 5.43), seguono le seguenti relazioni

$$\tau_c = 0.052e^{0.25CS}, \quad \mu = 6.5 \cdot 10^{-4} e^{0.097CS} \quad (8.4).$$

La Tabella 8.2 riporta i parametri sia geotecnici che numerici adottati per le simulazioni delle 2 prove sperimentali.

Si riportano nelle Figure 8.10, 8.11 il confronto tra dati sperimentali e numerici per quanto riguarda l'andamento dello spostamento del fronte nel tempo.

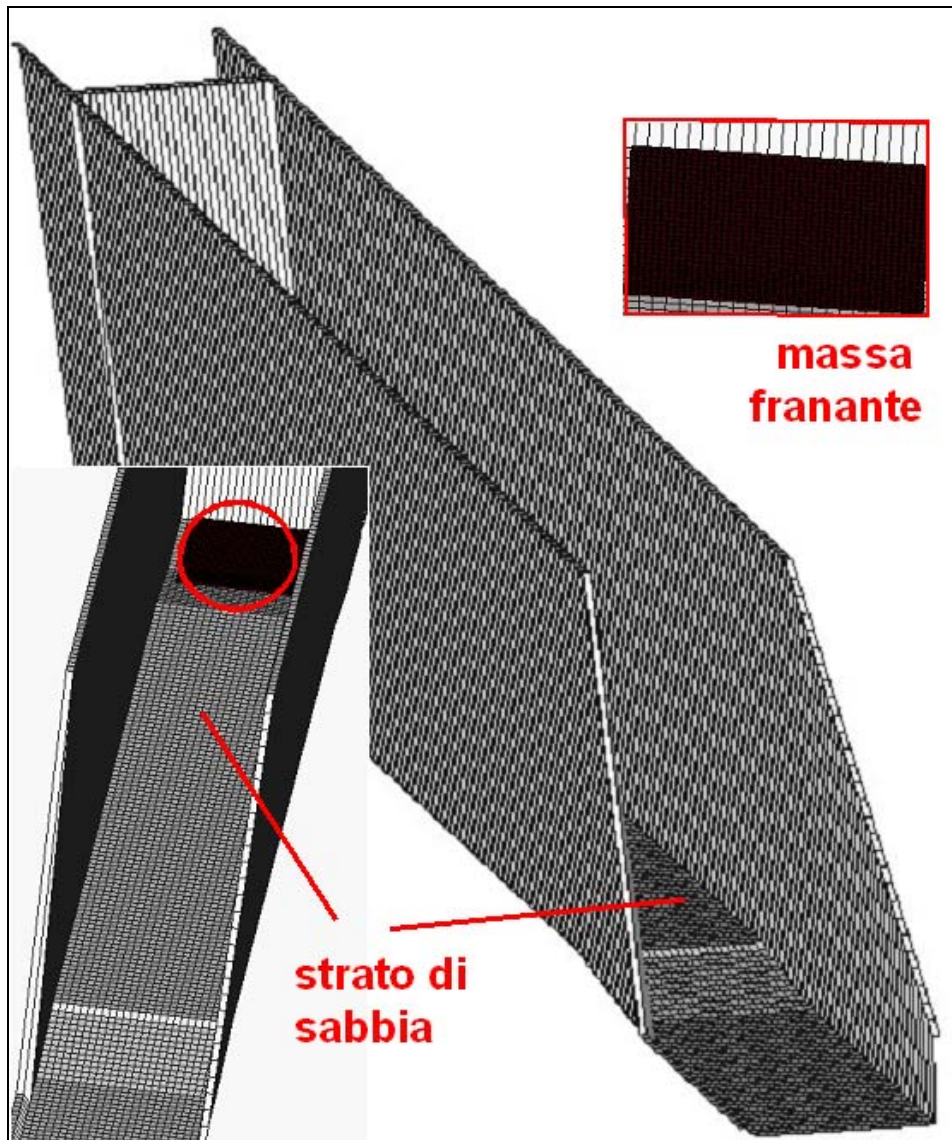


Figura 8.9: *mesh* topografica e della massa che si muove utilizzate per la simulazione della E-AS 3

Anche in questo caso, come nelle simulazione precedenti, c'è un buon accordo tra dati sperimentali e numerici: la prova C-AA4 percorre 142.9 cm nella canaletta, mentre dall'analisi ne risultano 148.98 cm; per il test E-AS A-3 invece sono 144.5 i centimetri percorsi dalla colata sperimentale contro i 141.5 di quella numerica. Dal punto di vista qualitativo l'andamento dello spostamento del fronte nel tempo è assolutamente confrontabile e i tempi di arresto si equivalgono. Si è già detto che la simulazione della prova E-AS A-3 è di particolare interesse perché si può stimare la validità del codice per quanto riguarda il processo di erosione; come si è già visto nel capitolo 7 il codice implementa le legge di erosione al fondo di Hungr (1995), che è di seguito richiamata:

$$e_r = -\frac{dz}{dt} = E_s \cdot h \cdot v \quad (8.5)$$

Tabella 8.2: Parametri adottati per le simulazioni dei test C-AA4 e E-AS 3

	test C-AA4	test E-AS A-3
Caratteristiche geometriche		
Area (cm ²)	195.01	253.9
Volume (cm ³)	4740.7	7545.07
Altezza (cm)	24.31	29.72
Parametri geotecnici		
Contenuto d'acqua W_f (%)	57.5	58
Viscosità μ (Pa s)	0.033	0.032
Rigidità τ_c (Pa)	1151.4	1080.6
Parametri di integrazione		
Passo temporale Δt (s)	0.005	0.005
Tempo di simulazione (s)	2	2
Passo spaziale (m)	0.004	0.003
Fattore k	2	2
Raggio di influenza $=k \cdot \Delta x$ (m)	0.01	0.01

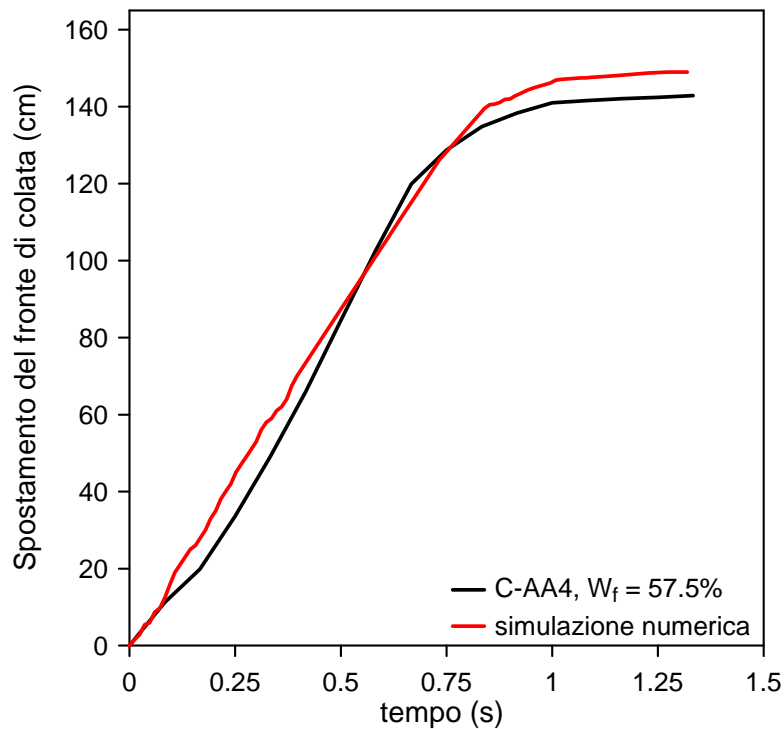


Figura 8.10: spostamento del fronte di colata nel test sperimentale e nella simulazione numerica per la prova C-AA4

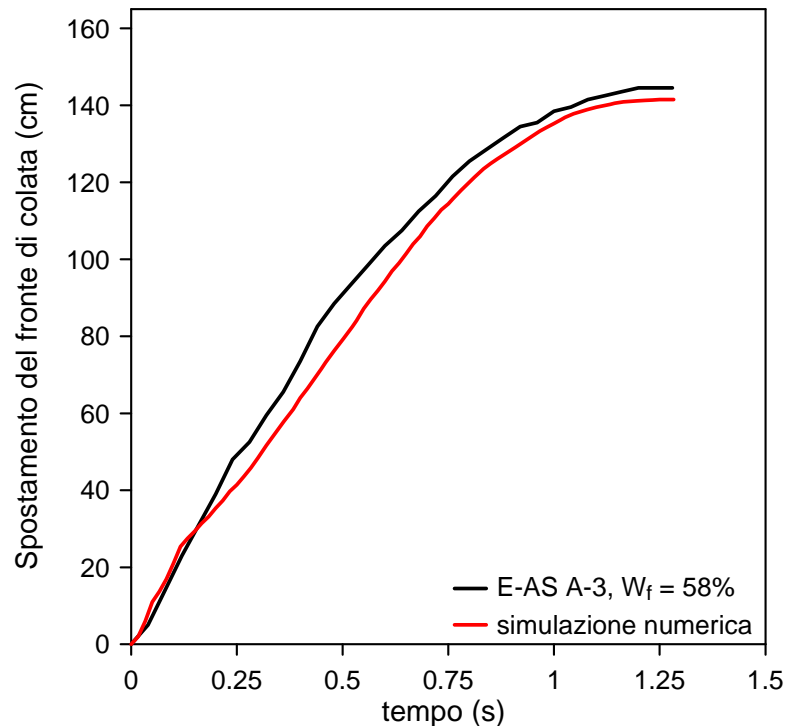


Figura 8.11: spostamento del fronte di colata nel test sperimentale e nella simulazione numerica per la prova E-AS A-3

con, e_r variazione dello spessore dello strato erodibile nell'unità di tempo, h spessore della colata e v velocità integrata in profondità, mentre E_s , (fattore di crescita: è l'altezza erosa, normale al fondo, per unità di lunghezza percorso e per unità di spessore del flusso) è definito come:

$$E_s = \frac{\ln(V_{finale}/V_0)}{d} \quad (4.11)$$

con V_{finale} volume di materiale mobilizzato finale, V_0 volume iniziale della massa che frana, e d distanza percorsa dal fronte.

Il codice richiede come dato di input, all'interno del file .dat, il valore della costante E_s che nel caso in esame è stata valutata considerando i seguenti valori dei parametri:

- $V_0 = 7545.07 \text{ cm}^3$ (Tabella 8.2);
- $V_{finale} = V_0 + V_{eroso} = 10665.07 \text{ cm}^3$

Qui V_{eroso} , non è altro che la quantità di materiale spostato dal fondo a causa del passaggio della colata; è stato calcolato presupponendo un'erosione uniforme lungo tutto lo strato del fondo, anche se quest'approssimazione non è del tutto esatta, visto che è provato, che lateralmente l'erosione al fondo di un flusso è meno pronunciata che al centro del canale in cui esso scorre. In ogni caso, dato che nel test considerato si è registrata un'erosione media

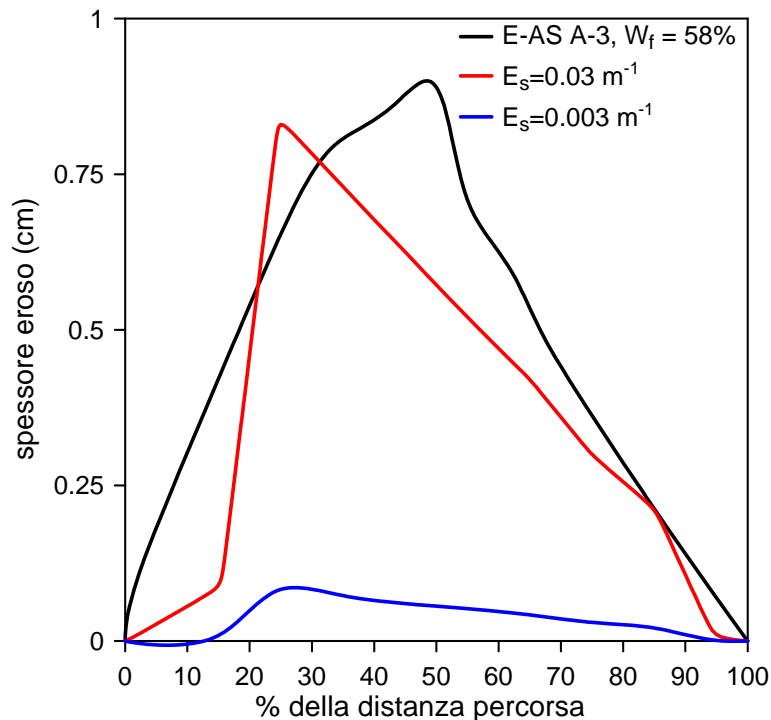


Figura 8.10: andamento dello spessore in funzione della distanza percorsa per il test E-AS A-3: confronto tra dati sperimentale e numerici.

di circa 0.8 cm (Figura 6.92) e visto che lo strato di sabbia è largo 25 cm e lungo 120 cm, ne risulta un V_{eroso} di 3120 cm³.

– $d = 144.5$ cm

Ne segue un E_s pari a 0.003 m^{-1} , ed è questo valore che è stato utilizzato per la simulazione.

Come si può ben vedere dalla Figura 8.10 con un E_s di 0.003 m^{-1} , l'erosione è molto sottovalutata, di circa un ordine di grandezza; per avere dei dati confrontabili con quelli registrati in laboratorio è necessario inserire un coefficiente E_s di 0.03 m^{-1} . In questo caso i valori numerici e sperimentali sono più o meno simili: con la simulazione si ottiene un valore massimo di spessore eroso di circa 0.83 cm contro i 0.9 cm misurati in laboratorio. In ogni caso dal punto di vista qualitativo gli andamenti si equivalgono: c'è un picco iniziale seguito da una diminuzione del processo di erosione col procedere della colata verso valle. La grande differenza sta però nel fatto che nella simulazione numerica questo picco si ha più o meno tra il 20% e il 30% della distanza percorsa, mentre dai dati sperimentali questo picco risulta intorno al 50%.

Si può concludere affermando che la legge di erosione di Hungry può essere un primo tentativo per valutare un eventuale processo di erosione al fondo, tenendo conto che tende a sottovalutare i valori di spessore erosi e ad anticipare i valori di picco anche se dal punto di vista qualitativo coglie abbastanza bene l'evoluzione del fenomeno. Probabilmente queste

limitazioni sono dovute ad una base empirica della legge, non supportata da alcuna teoria geotecnica, sebbene comunque è legata a considerazioni fisiche fondate (paragrafo 4).

8.3 Simulazione delle colate in sito con il codice SPH.

La previsione delle caratteristiche come la velocità di propagazione e le distanze percorse, sono di grande importanza per la progettazione di strutture di protezione e canalizzazione. I modelli matematici e numerici, in questo senso, rappresentano un utile strumento per analizzare questo tipo di fenomeni.

Quindi, dopo una prima calibrazione del codice attraverso le prove di laboratorio si è proseguito con la simulazione di eventi reali, in particolare:

1. la colata del 17 aprile del 1992 nel bacino del Tessina;
2. la colata di Favazzina del 12 maggio 2001.

8.3.1 La frana del Tessina

La frana del Tessina (provincia di Belluno) è un movimento complesso innescatosi nell'ottobre 1960 e caratterizzato dalla presenza di frane roto-traslazionali nella parte alta del bacino e di una grande colata che, scorrendo per circa 800 m, arriva a lambire due abitati posti lungo la valle. Questo fenomeno complesso può essere suddividibile in due settori principali.

La parte alta, situata tra 1000 e 1200 m s.l.m. ai piedi del Monte Teverone (Figura 8.11), comprende la zona di distacco e la relativa zona di accumulo. Qui si localizzano i movimenti di tipo roto-traslativo ad evoluzione retrogressiva che interessano la formazione del *Flysch*, parzialmente alterato e altamente fratturato a causa degli importanti movimenti tettonici ed orogenetici che contraddistinguono questa regione prealpina.

La parte bassa, che si estende fino a quota 600 m s.l.m., è invece costituita da una colata che si attiva solamente quando, in occasione di eventi piovosi di particolare intensità, è alimentata dall'accumulo superiore e, a seconda della fluidità dei materiali coinvolti, defluisce più o meno velocemente nell'impluvio del Tessina e tende ad arrestarsi nel tratto di valle compreso tra gli abitati di Funes e Lamosano.

Come evidenziato in Tabella 8.3, i fenomeni parossistici di rilevante interesse si sono verificati prevalentemente in autunno o in primavera a seguito di piogge intense e prolungate e allo scioglimento della copertura nevosa. Essi hanno causato un progressivo aumento dell'estensione della zona di distacco (Mantovani *et al.*, 2000) con un conseguente

riempimento della valle: quest'ultimo aspetto è evidenziato dal fatto che l'abitato di Funes, elevato di circa 40-50 m rispetto l'alveo del Tessina agli inizi degli anni '60, ora si trova allo stesso livello del torrente (Dall'Olio *et al.*, 1987).

Uno degli eventi franosi più importanti fu certamente il distacco di una porzione di versante in località Roncadin avvenuto il 17 aprile del 1992, che alimentò una colata di enormi proporzioni e mise in movimento circa $3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, dei quali circa $7 \cdot 10^5 \text{ m}^3$ si staccarono dal versante, altri furono movimentati lungo il canale. La colata continuò a muoversi da aprile fino alla fine di giugno, grazie anche al succedersi di più eventi meteorici di particolare intensità e durata (Figure 8.13, 8.14), e la porzione più fluida raggiunse velocità dell'ordine dei 30-40 m/giorno (Angeli *et al.*, 1994). In tale occasione gli abitanti di Funes furono temporaneamente evacuati.

Il movimento principale fu uno scorrimento rotazionale con superficie ipotizzabile ad una profondità compresa tra 20 e 30 m (Figura 8.12), interessante anche il substrato Flyschoid, provocava inizialmente la formazione di una scarpata principale alta circa 15m e

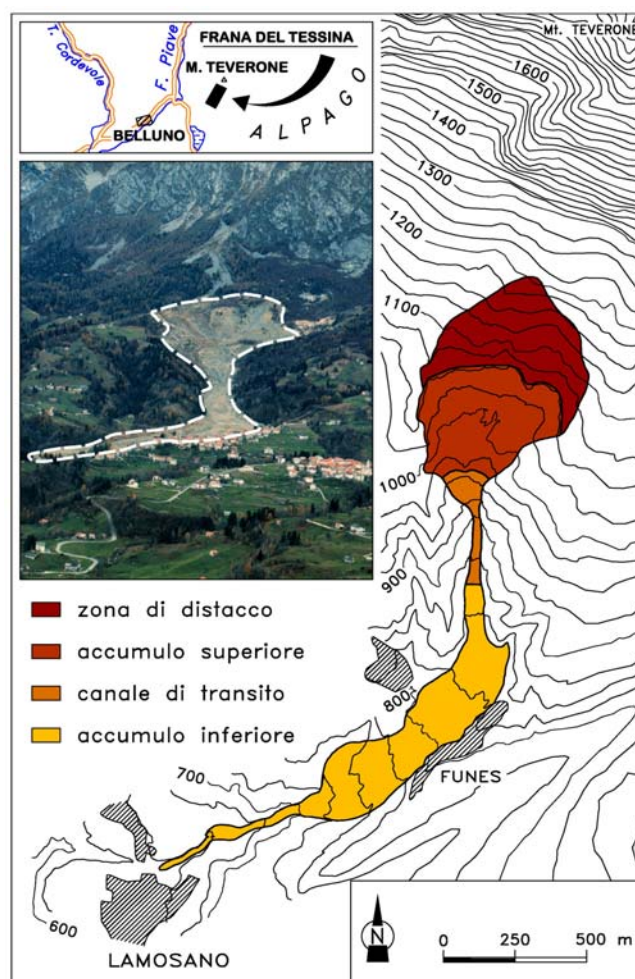


Figura 8.11: mappa del bacino del Tessina

uno spostamento verso valle della zona di circa un centinaio di metri, con conseguente sfaldamento di tutta la massa instabile e distruzione delle opere di drenaggio costruite in anni precedenti.

La frana del Tessina dopo l'evento del 1992 interessava i versanti vallivi da quota 1200 a quota 640 m, con una estensione longitudinale complessiva di oltre 2,5 km ed una larghezza massima di 600 m.

Tabella 8.3. Principali riattivazioni della frana

Mese-anno	Pioggia cumulata di innesco		Estensione della frana (m ²)
	(mm)	(n.giorni)	
10/1960	399	(30 gg)	300.000
12/1962	251	(30 gg)	
12/1963	289	(30 gg)	
04/1964	114	(30 gg)+sciog.	
08/1965	219	(30 gg)	351.000
10-11/1966	713	(60 gg)	
06/1968	399	(60 gg)	
11/1968	339	(gg)	
06/1969	223	(gg)	413.000
05/1973	152	(30 gg)+sciog.	
04/1975	416	(60 gg)+sciog.	
09/1975	196	(30 gg)	
01/1977	297	(30 gg)	444.000
06/1987	194	(30 gg)	453.000
08/1990	105	(30 gg)	
04/1992	160	(15 gg)+sciog.	487.000
08/1993	176	(45 gg)	
06/1995	551	(60 gg)	
04/1998	100	(10 gg)+sciog.	
10/1998	255	(25 gg)	520.000
05-06/2004	136	(16 gg)	
10-11/2004	193	(12 gg)	
04-05/2005	265	(17 gg)	
09-10/2005	777	(60 gg)	



Figura 8.12: zona di distacco ripresa dopo il collasso.



Figura 8.13: situazione a Funès il 14/4/1992, alcuni giorni prima del collasso.

E' stato scelto questo evento perché ritenuto il più significativo dato che:

- ha mobilizzato il massimo volume di materiale fin'ora registrato (circa 1 milione di metri cubi);



Figura 8.14: Situazione a Funès il 30/4/1992.

- ha apportato profonde modifiche morfologiche nelle diverse parti in cui la frana è suddivisa;
- in seguito a questo episodio si sono scatenati nuovi eventi parossistici con una frequenza molto maggiore rispetto al passato; infatti la zona collassata, che ha all'interno un'abbondante circolazione d'acqua, è andata man mano estendendosi verso monte e verso est con la regressione della scarpata principale;
- è il fenomeno per cui ci sono più dati che lo descrivono, sia per quanto riguarda la superficie di scivolamento che la colata vera e propria. Risulta così più facile applicare il modello visto che è possibile un confronto dei risultati numerici con i dati reali e quindi valutare l'attendibilità dello stesso.

Il codice di calcolo utilizzato per la simulazione dell'evento franoso del 1992 si basa sui 3 seguenti *files* di input dati:

1. *file* “.top”: fornisce le coordinate (x,y,z) per definire la topografia della zona in esame;
A partire dalla cartografia regionale, antecedente l'evento del 1992, è stata realizzata la griglia di calcolo, che ricopre un'area di 3700 m x 3000 m con un $\Delta x = \Delta y = 25$ m (Fig. 8.15); la mesh è costituita da 35520 elementi triangolari e 17464 nodi (Fig. 8.16).
2. *File* “.pts”: contiene le coordinate (x,y,h) dei punti dell'area collassata; la quota h altro non è che l'altezza della massa franante, ottenuta per differenza tra le coordinate z dei

punti prima e dopo l'evento franoso. Nel caso in esame l'area franante (40.000 m^2) è suddivisa in 1404 punti con un $\Delta x = \Delta y = 1.5 \text{ m}$ (Fig. 8.16).

3. *file* “.dat”: descrive i parametri del problema da modellare, in particolare:

- parametri del calcolo numerico (tipo di algoritmo, passi temporali per la scrittura nei files di uscita, ecc...);
- parametri che descrivono il materiale e i modelli reologici utilizzati, riportati nella seguente Tabella 8.4. Le equazioni per calcolare i parametri della legge di Bingham seguono le relazioni (8.1).

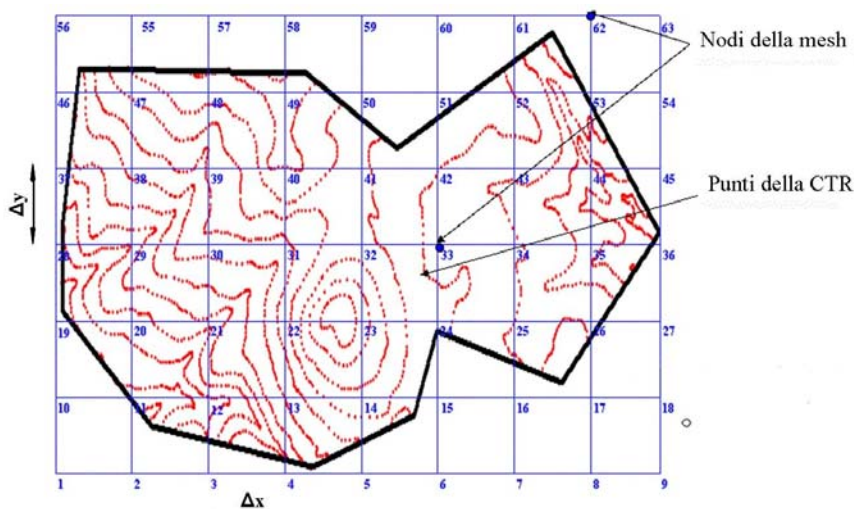


Figura 8.15: Esempio di sovrapposizione tra cartografia regionale e griglia di calcolo

Tabella 8.4. Parametri adottati per la simulazione dell'evento del 1992

Caratteristiche geometriche	
Estensione (m^2)	$3 \cdot 10^4$
Volume (m^3)	$6 \cdot 10^5$
Parametri geotecnici	
Viscosità μ (Pa s)	2
Rigidità τ_c (Pa)	1885
Parametri di integrazione	
Passo temporale Δt (s)	0.1
Tempo di simulazione (s)	400
Passo spaziale (m)	1.5
Fattore k	2
Raggio di influenza $= k \cdot \Delta x$ (m)	3

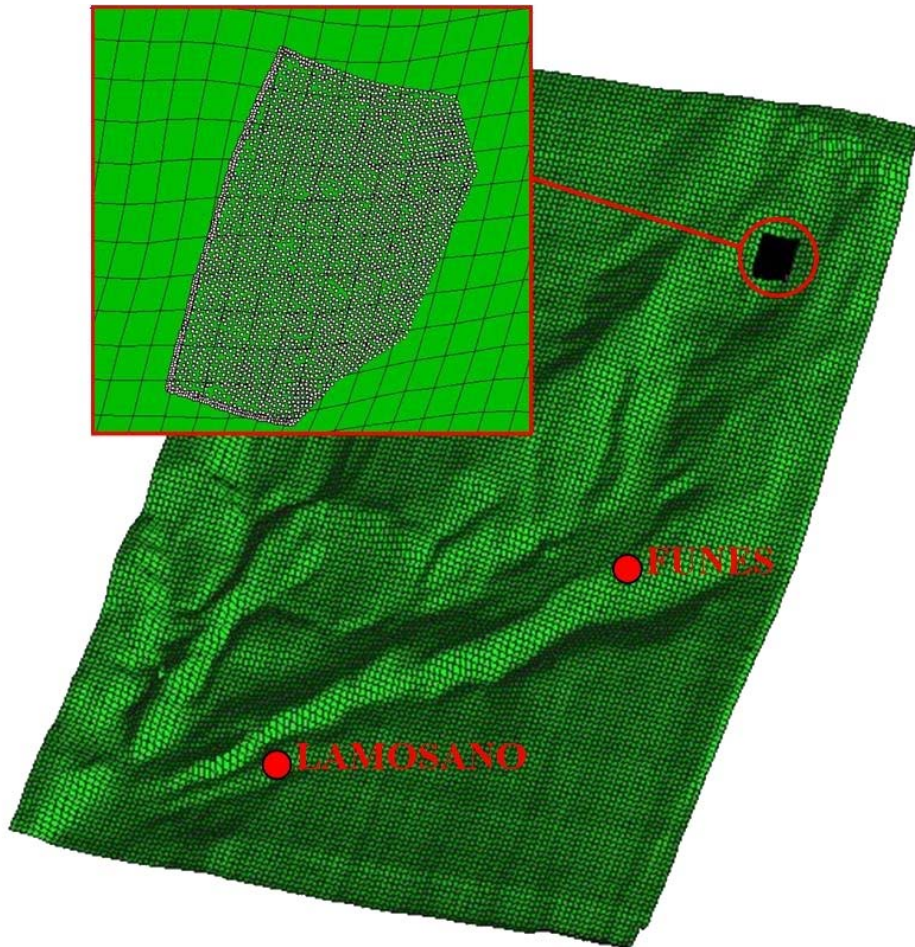


Figura 8.16.:vista 3D della *mesh* che rappresenta la topografica nel codice di calcolo con posizione iniziale della massa franante

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con il codice di calcolo precedentemente descritto; essi sono visualizzati attraverso il post-processore GID (Fig. 8.17).

Il modello riproduce in maniera corretta la traiettoria e le distanze percorse.

Risulta evidente l'evoluzione del fenomeno: dopo il collasso, un volume sostanzioso si accumula nella conca superiore, dove subisce una diminuzione della velocità per poi immettersi nel ripido canale di incanalamento verso Funes assumendo la forma di una vera e propria colata viscosa. Infatti il fluido di materiale a valle del canalone subisce un forte rallentamento (dovuto anche all'ansa di grande raggio che c'è nella valle tra la quota di 820 s.l.m.m e l'abitato di Funes, a 740 m.s.l.m.m) per formare l'accumulo principale: è chiaro il continuo deposito di terreno in questa zona dove non si registrano né movimenti né velocità elevati (Figura 8.18). Il flusso di materiale si arresta proprio allo sbocco del canalone nei pressi di Funès, perché qui la colata ha già disperso la sua energia cinetica; la colata simulata percorre 1164 metri, valore in accordo con i 1100 metri registrati dal CNR di Padova (Pasuto *et al.*, 1993) .

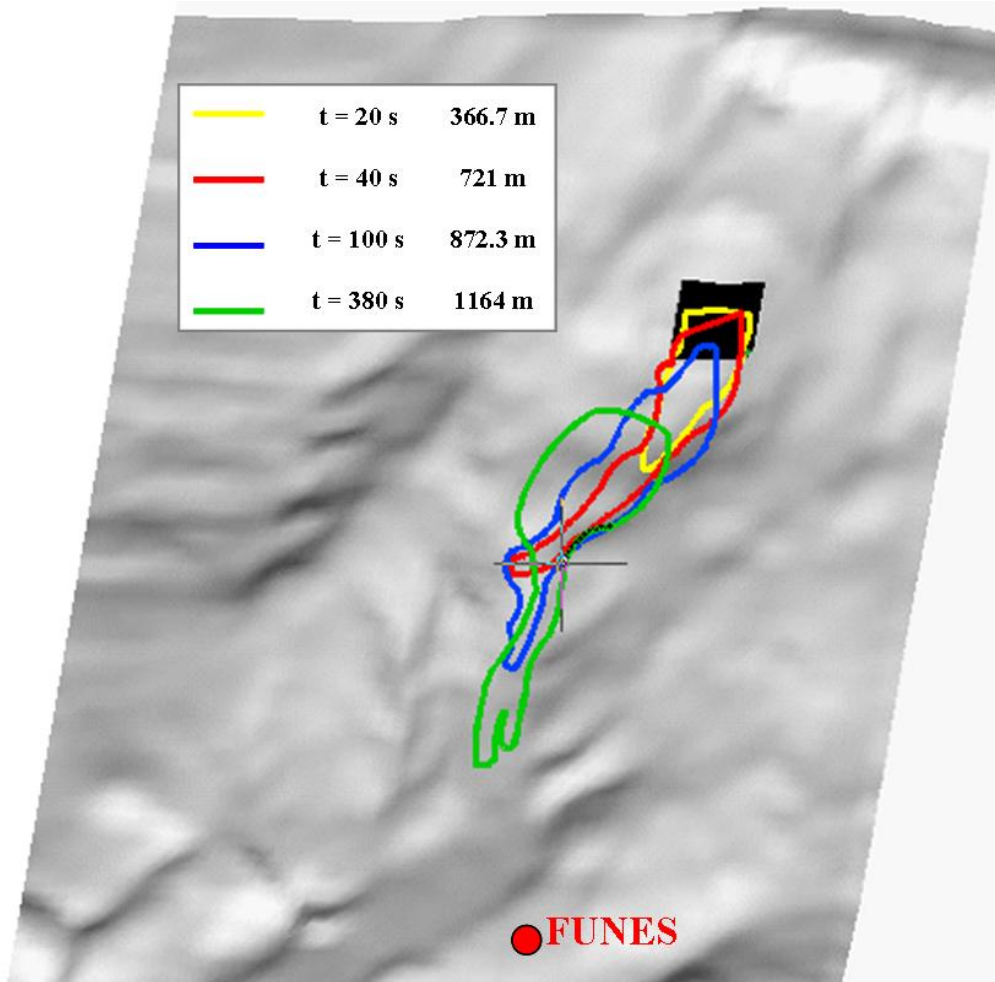


Figura 8.17.: configurazione della massa franante in diversi istanti di calcolo (in legenda la distanza percorsa complessivamente)

Purtroppo non si è riusciti a simulare la completa evoluzione dell'evento: dopo il collasso del 17 aprile il flusso di materiale è continuato per quasi 2 mesi alimentato da altri crolli nella parte sorgente che si sono susseguiti più o meno regolarmente coinvolgendo aree sempre più piccole. Con questo modello non è possibile ricostruire più eventi concatenati, ma solo uno per volta; è per questo motivo che la colata si è fermata dopo più o meno 6 -7 min al di sotto del canale. Non si è proseguiti nella simulazione oltre i 400 sec perché non si sono registrati movimenti significativi (inoltre il codice di calcolo segnala solo gli spostamenti dell'ordine dei decimetri al secondo e non dei centimetri come invece avviene nella realtà) dovuto ad un continuo diminuire della velocità sia nel corpo che nel fronte di colata, infatti essa si stabilizza intorno ai $0.4 \div 0.5$ m/s in perfetto accordo con i dati osservati (Fig. 8.19). L'andamento delle velocità (Figura 8.20) ricalca perfettamente quello dello degli spostamenti, in quanto c'è un picco iniziale (18.35 m/s) seguito da una repentina diminuzione della velocità in corrispondenza dell'accumulo superiore; dopodiché si verifica un piccolo aumento della

celerità poco prima del canale di raccordo dove poi la stessa sembra stabilizzarsi intorno a valori di 0.5 m/s.

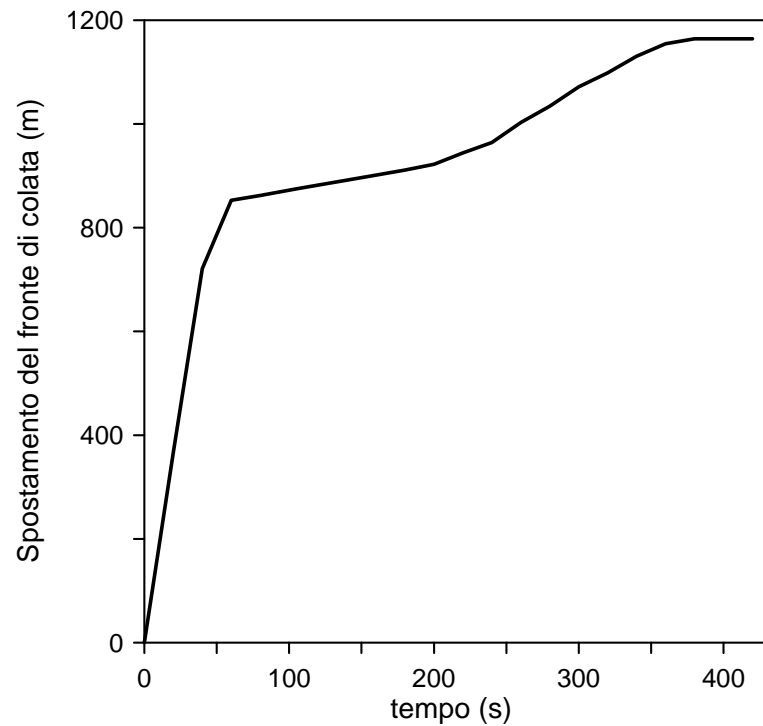


Figura 8.18: avanzamento del tempo del fronte della colata

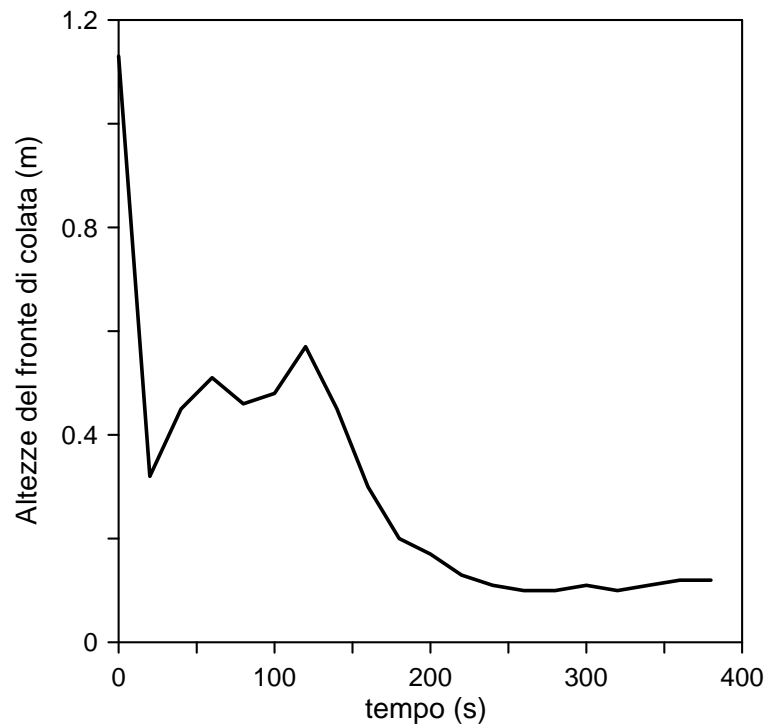


Figure 8.19: altezza del fronte della colata nel tempo

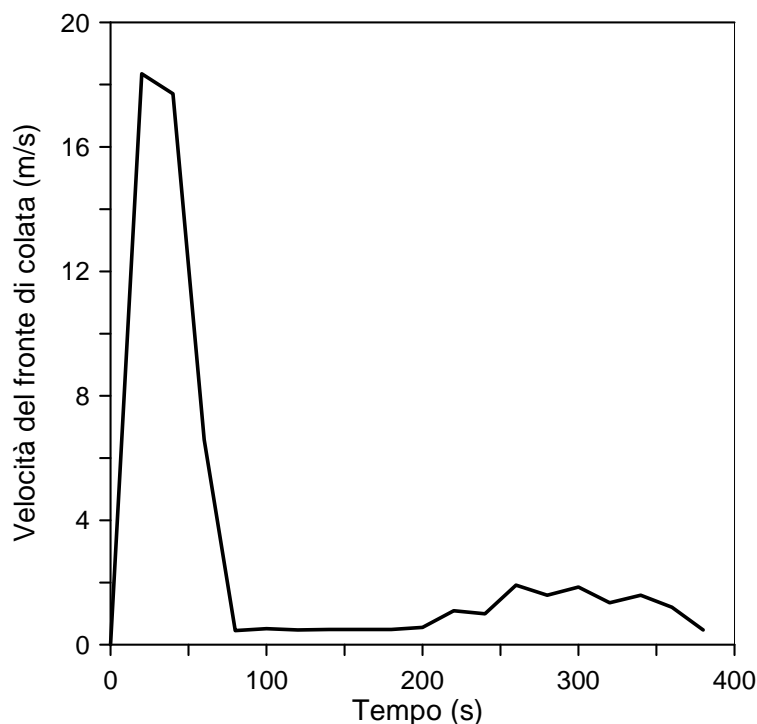


Figure 8.20: velocità del fronte della colata nel tempo

8.3.2 *La frana di Favazzina*

Il tratto di costa tra Bagnara Calabria e Scilla (RC) che ospita la ferrovia, l'autostrada Salerno-Reggio Calabria, la statale tirrenica SS18, l'abitato di Favazzina e diverse infrastrutture, è stato interessato negli ultimi anni da colate di fango e detrito (Figura 8.21). Il 12 Maggio 2001 una colata, incanalatasi nel vallone Favagrega, ha danneggiato la stazione SNAM del metanodotto, la ferrovia e la strada statale, causando il deragliamenti dell'ICN Torino-Reggio Calabria (Figura 8.22) mentre una seconda colata, da un vallone adiacente, ha investito l'autostrada presso la Galleria Brancato.

Gli studi condotti a seguito di tali eventi hanno evidenziato diversi fattori di controllo delle colate di fango e detrito nell'area compresa tra Bagnara Calabria e Scilla, tra i quali le elevate acclività dei versanti costieri, la preesistenza di incise valli, i considerevoli spessori di coltri alterative e colluviali, il regime pluviometrico ed i numerosi interventi antropici, quali sentieri, tagli e disordinate reti di drenaggio delle acque di scolo superficiale. Nell'intero tratto costiero affiora un substrato paleozoico di orto e paragneiss sul quale, in trasgressione, poggiano arenarie plio-pleistoceniche e ghiaie-sabbiose dei terrazzi marini quaternari. L'analisi dei meccanismi di innesco e propagazione delle colate porta a ritenere che la loro origine si debba a scorrimenti traslazionali nelle coltri di alterazione alle testate dei valloni, innescati da intense precipitazioni concentrate in poche ore; i detriti, incanalandosi nelle valli,

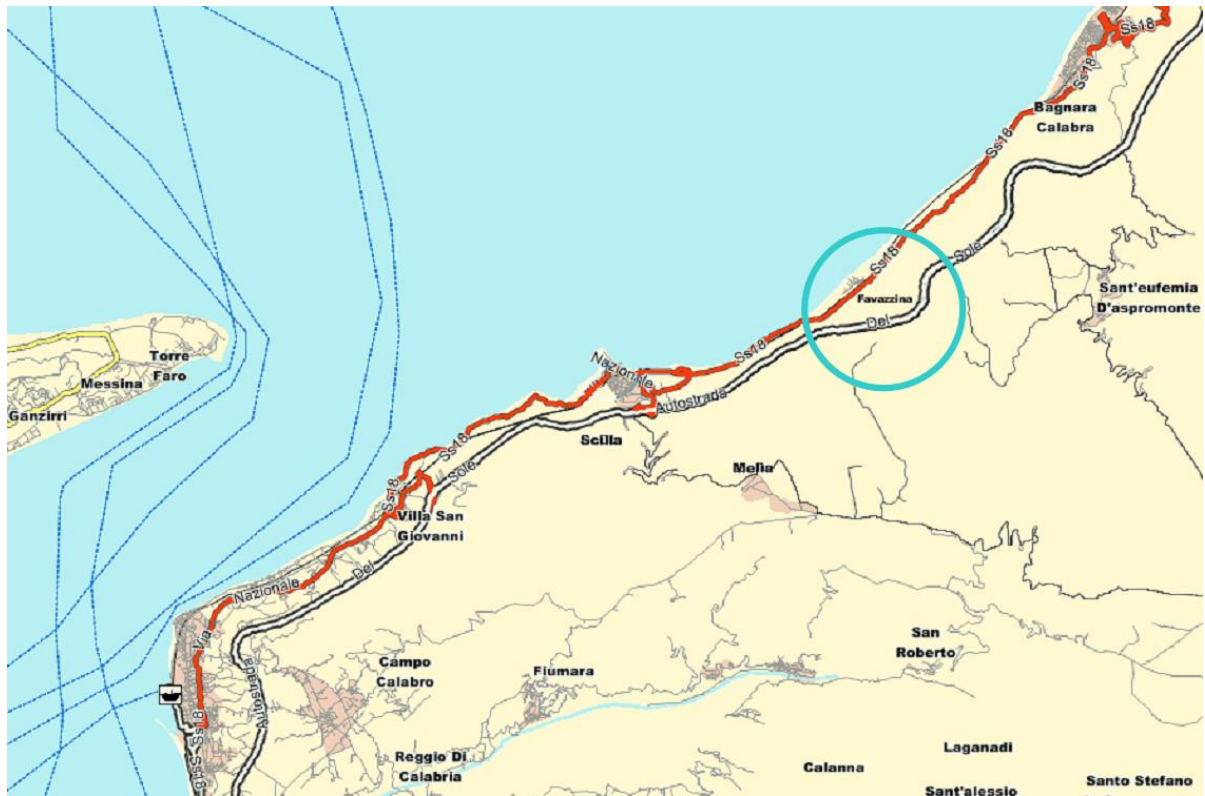


Figura 8.21: individuazione dell'area di colata di Favazzina

umentano il contenuto in solido ed acqua, dando origine a colate di fango e detrito. Valutazioni preliminari portano a ritenere che i volumi distaccatisi alle testate siano dell'ordine dei 1000 m^3 (Bonavina *et al.*, 2005) Le percentuali di solido e liquido della massa di frana risultano di circa 60%, e secondo la classificazione di Coussot e Meunier (1996), e considerando le caratteristiche granulometriche del terreno, consentono di classificare il flusso di materiale come un *mudflow*.

In seguito alle piogge del giorno 11 Maggio 2001 ed al violento temporale abbattutosi nelle prime ore del mattino del 12 Maggio 2001, si è attivata una colata di fango e detrito che, a partire da quota 570 m s.l.m., ha interessato il bacino del Vallone Favagrega (Figura 8.23). Il distacco della massa instabile è stato localizzato all'altezza di una strada sterrata che costeggia il versante (Figura 8.24). I movimenti di frana a cinematismo traslazionale sono evoluti in colata rapida di fango e detrito; la colata che ha avuto origine a circa 570 m s.l.m., ha percorso il canale per una lunghezza di circa 975 m (Figure 8.25, 8.26). Determinante nell'evoluzione del fenomeno è stata l'azione delle acque incanalatesi nel vallone a causa della corrivazione concentrata lungo la strada sterrata a monte delle testate, all'epoca priva di adeguati sistemi di regimentazione dei deflussi.



Figura 8.22: zona di valle della frana dove c'è stato il deragliamento del treno



Figura 8.23: aerofoto della zona di Favazzina



Figura 8.24: zona di innesco della frana di Favazzina

Figura 8.25: canale di flusso della frana di Favazzina



Figura 8.26: area di accumulo della frana di Favazzina

Un'indagine sul terreno coinvolto dai fenomeni franosi è stata condotta dall'Università Mediterranea degli Studi di Reggio Calabria (D. Giofrè, 2003) per ricavare i parametri necessari alla simulazione della fase di propagazione. Sono stati prelevati campioni di terreno nel sito in oggetto e sono state condotte le prove di laboratorio per individuare il comportamento reologico della miscela. I risultati dell'analisi granulometrica sono riportati in Figura 8.27 e in Tabella 8.5. Il terreno è classificabile come una sabbia limo argillosa. Allo scopo di caratterizzare il materiale dal punto di vista meccanico, il materiale è stato sottoposto a prove di tipo reologico come descritto nel paragrafo 5.2. Il viscosimetro utilizzato è di tipo rotazionale FANN VG (Figura 5.12) e le prove sono state condotte facendo variare la concentrazione solida con valori dal 20% al 35%.

Tabella 8.5: risultati delle indagini svolte sul terreno (da Giofrè, 2003)

D_{50}	0.026 mm
C_u	5.18
C_c	1.08
Densità dell'unità di volume ρ	2650 kg/m ³
Umidità naturale del terreno W_N	41.4 %
Peso dell'unità di volume naturale γ	11.9 kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco γ_d	8.4 kN/m ³

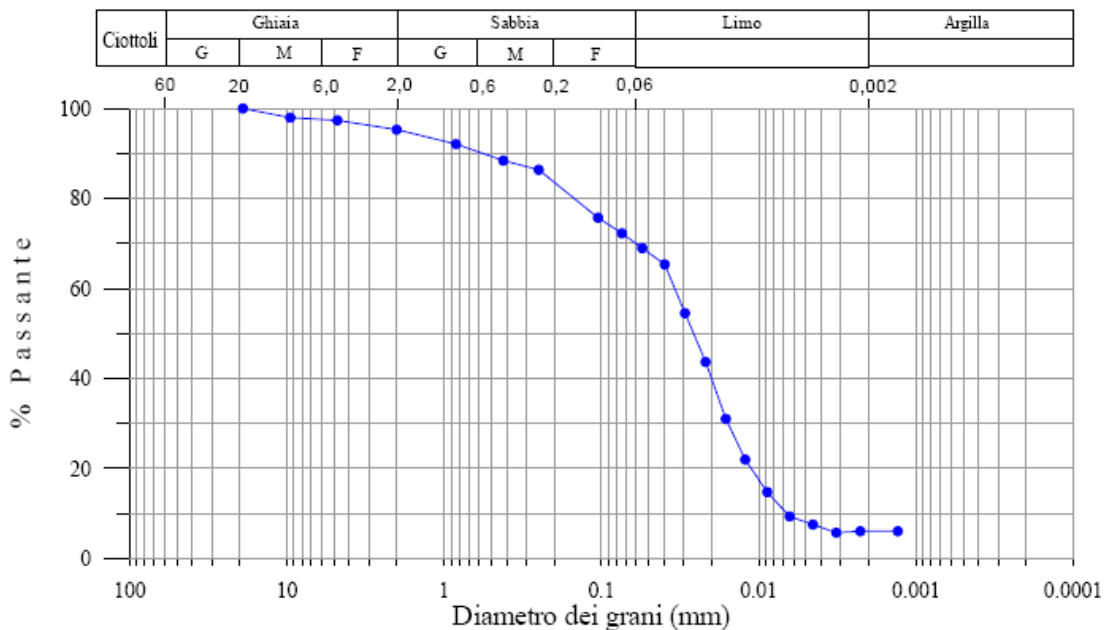


Figura 8.27: curva granulometrica del terreno coinvolto dalla frana di Favazzina (Giofrè, 2003)

Dalla Figura 8.28 che riassume i risultati delle prove con viscosimetro per differenti concentrazioni solide, si evidenzia come il comportamento del terreno è ben rappresentato da un modello plastico. In particolare per concentrazioni elevate e all'aumentare della velocità di rotazione, i dati sperimentali sono ben rappresentati da un andamento curvilineo di tipo Herschel-Bulkey, ma visto che il codice SPH non implementa questa legge, si assume come modello quello di Bingham che in ogni caso è una buona approssimazione, seppur non ottima, dei dati sperimentali.

Le equazioni che governano i parametri fondamentali di Bingham, vale a dire viscosità μ , e sforzo critico τ_c , sono le seguenti (Gioffrè, 2003):

$$\tau_c = 0.2959e^{0.2293CS}, \quad \mu = 0.009e^{0.166CS} \quad (8.6)$$

La griglia di calcolo per definire la topografia del problema è stata ricavata con la stessa procedura eseguita per la frana del Tessina. A partire dal modello digitale del terreno, antecedente l'evento, è stata realizzata una maglia regolare, che ricopre un'area di 430 m x 1060 m con un $\Delta x = \Delta y = 5$ m; la *mesh* è costituita da 18531 elementi triangolari e 37527 nodi (Figura 8.29).

L'area collassata era caratterizzata da una geometria di tipo prismatico (Figg. 8.30, 8.32) con un volume complessivo di circa 1138 m³. La massa iniziale è stata così modellata

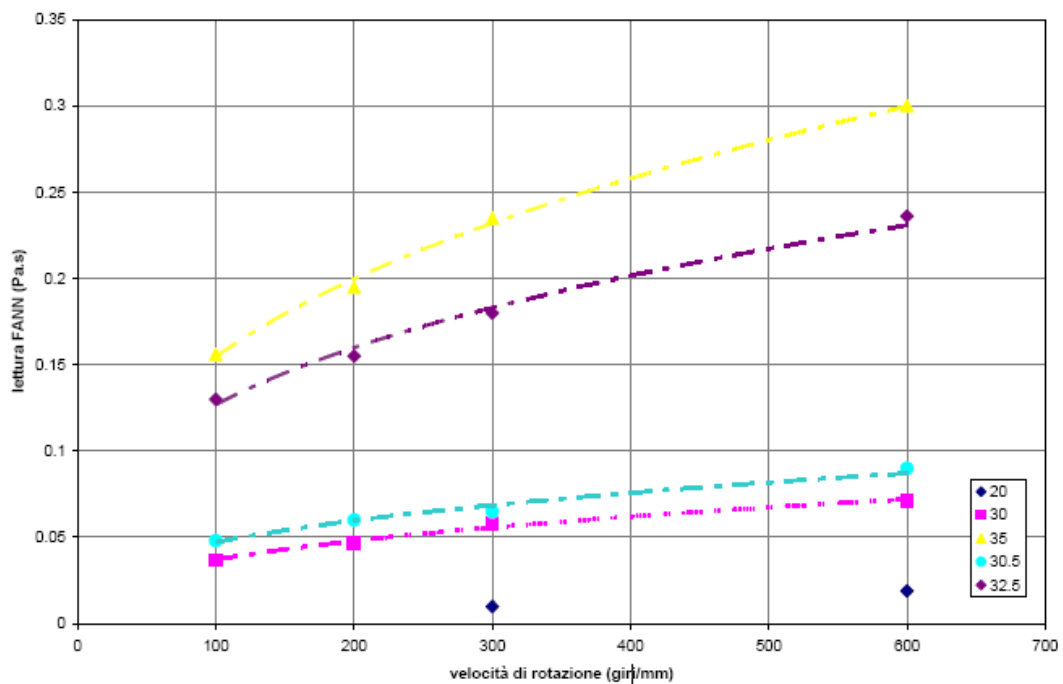
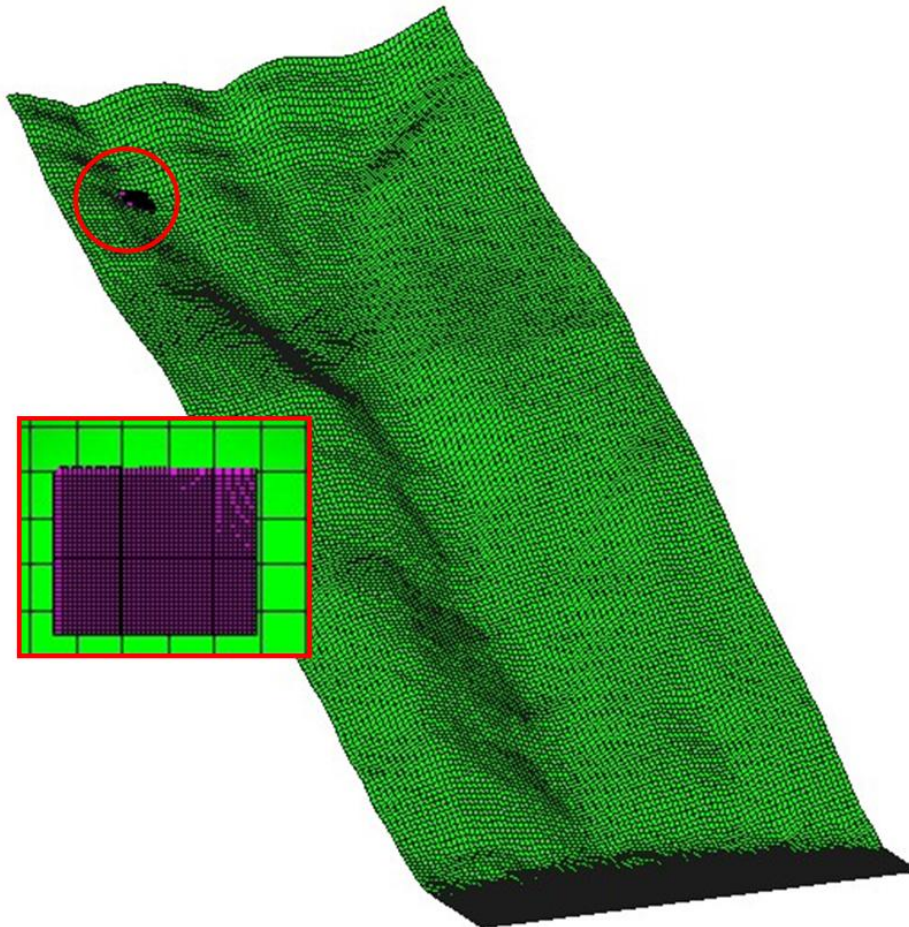


Figura 8.28 :letture FANN in funzione della velocità di rotazione (Gioffrè, 2003)

Tabella 8.6: parametri adottati per la simulazione della colata di Favazzina

Caratteristiche geometriche	
Estensione (m ²)	234
Volume (m ³)	1138
Parametri geotecnici	
Viscosità μ_B (Pa s)	40
Rigidità τ_c (Pa)	190
E_s (m ⁻¹)	0.002
Parametri di integrazione	
Passo temporale Δt (s)	0.1
Tempo di simulazione (s)	40
Passo spaziale (m)	0.7
Fattore k	2
Raggio di influenza $=k \cdot \Delta x$ (m)	1.4

Figura 8.29: vista 3D della *mesh* che rappresenta la topografica nel codice di calcolo con posizione iniziale della massa franante.

con un parallelogramma equivalente (Figura 8.30) avente lo stesso volume del cuneo che si è distaccato dalla valle Favagrega, con un'area di base di 26mX9m e un'altezza di 5 m. Questo volume è stato discretizzato con 877 nodi con un $\Delta x = \Delta y = 0.7\text{m}$.

Per quanto riguarda invece i parametri che caratterizzano il terreno, i valori utilizzati sono riportati in Tabella 8.6, approssimando il comportamento reologico del terreno con una legge di Bingham, secondo le relazioni (8.6)

Questa frana è stata caratterizzata da un rilevante processo di erosione, visto che a valle il volume mobilizzato finale era circa il triplo di quello iniziale; la colata durante il suo percorso ha eroso il fondo per uno spessore variabile tra i 50 e 60 cm (Figura 8.32). E' stato quindi adottato un fattore di crescita E_s , di 0.008 m^{-1} , secondo la relazione 8.5, considerando un volume finale di 3000 m^3 e una distanza percorsa di circa 1046 m.

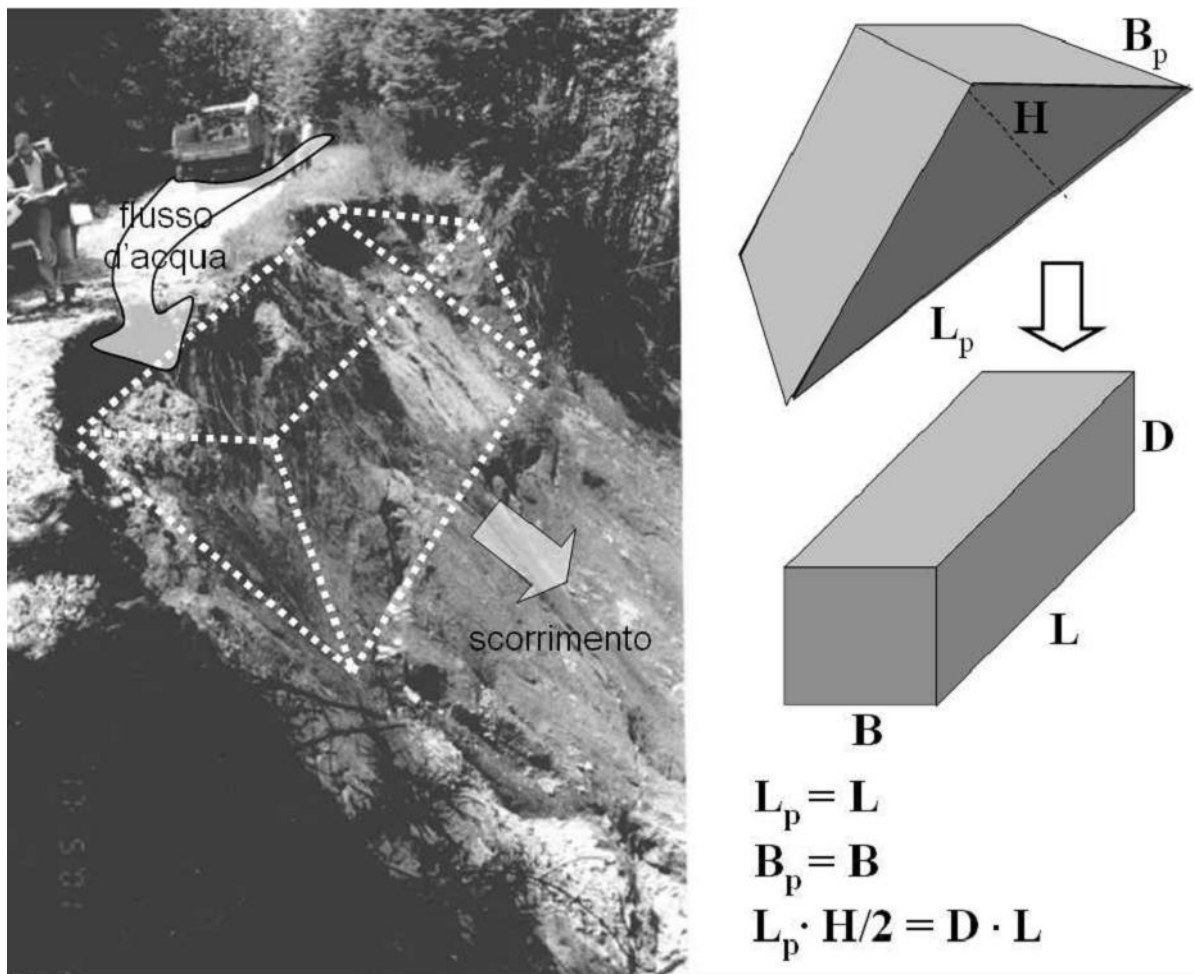


Figura 8.30: area di distacco alla testata del Vallone Favagrega come si presentava il giorno dopo la colata del 12 Maggio 2001 (sinistra). Schematizzazione del prisma di distacco e del parallelogramma equivalente utilizzato per l'analisi numerica (da Bonavina *et al.*, 2005)



Figura 8.31: particolare della nicchia di distacco vista dall'alto.



Figura 8.32: canale eroso dalla colata di Favazzina

La Figura 8.33 riporta la posizione della massa in movimento in diversi istanti di tempo.

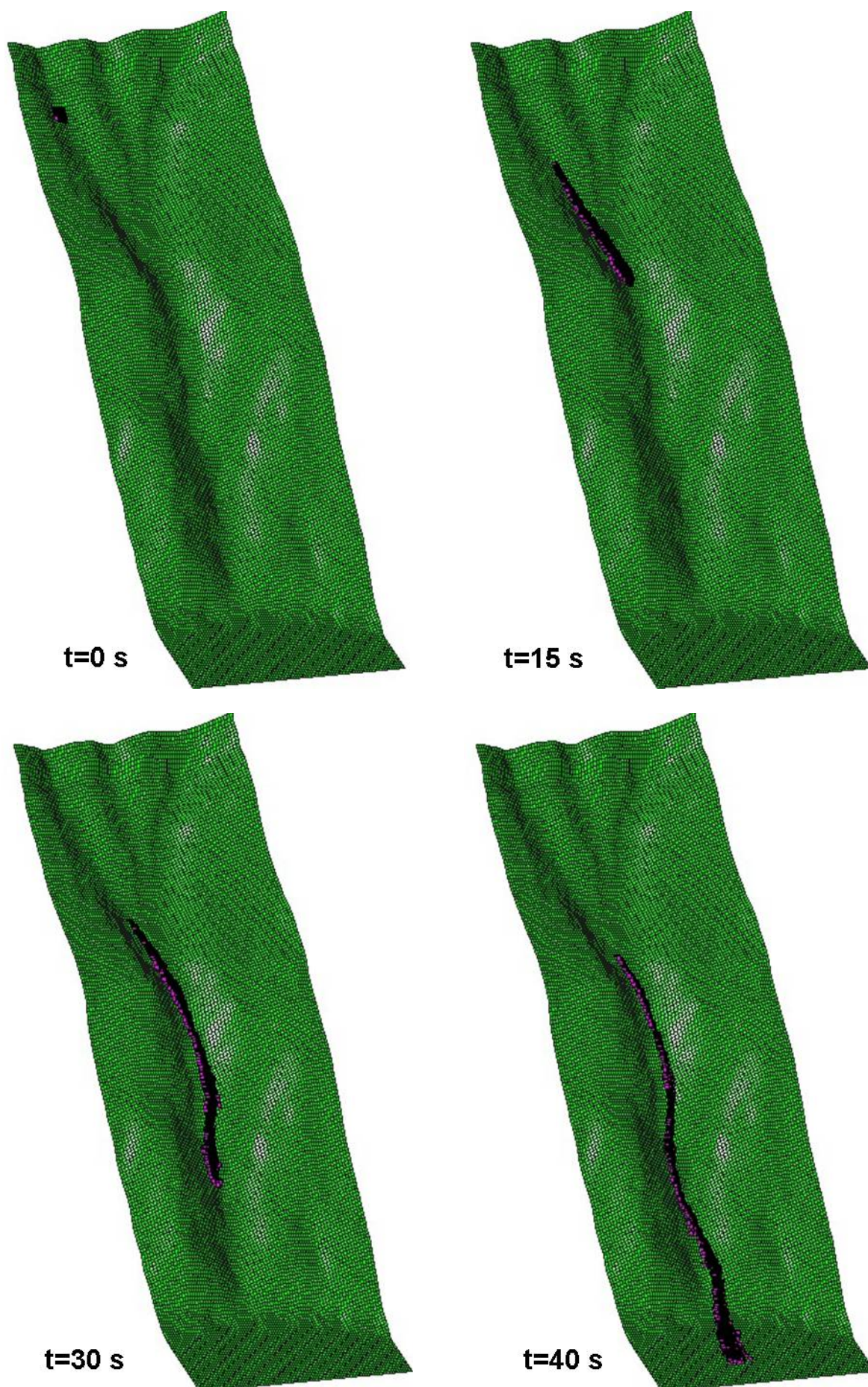


Figura 8.33: posizione della colata in diversi istanti di tempo

Come visto nei casi precedenti il codice riproduce in modo corretto il fenomeno per quanto riguarda la traiettoria e le distanze percorse: la distanza percorsa risulta essere di 1025 m contro i 975 misurati in campo (Figura 8.34).

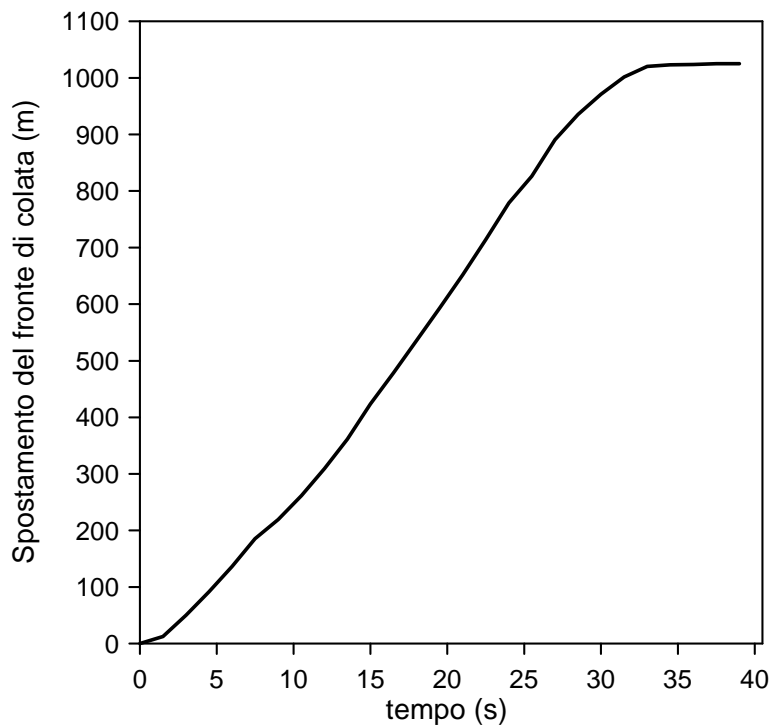


Figura 8.34: spostamento del fronte di colata della frana di Favazzina

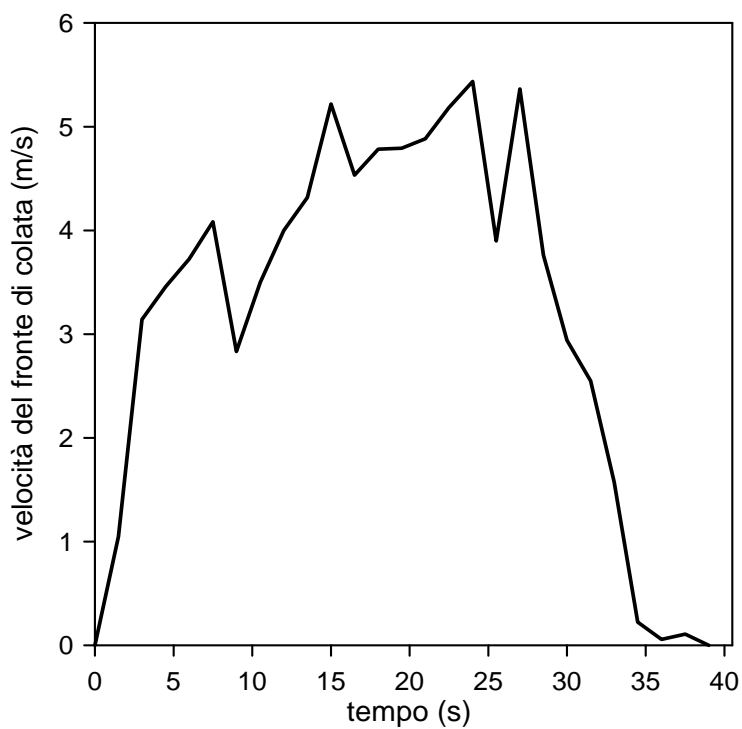


Figura 8.35: velocità del fronte di colata della frana di Favazzina

Si hanno altezze variabili con un compresi tra 1 e 2 m, mentre la velocità media di propagazione è di circa 3 m/s (Figura 8.35).

La Figura 8.36 illustra l'andamento dell'erosione del fondo in funzione della percentuale della distanza percorsa. I risultati si possono ritenere soddisfacenti visto che la simulazione restituisce uno spessore medio eroso di circa 40 cm, con picchi di 75 cm raggiunti più o meno alla fine del canale di scorrimento della colata. A differenza della simulazione del test E-AS A3, questa volta la legge di erosione di Hungr non sottostima affatto il grado di erosione del fenomeno.

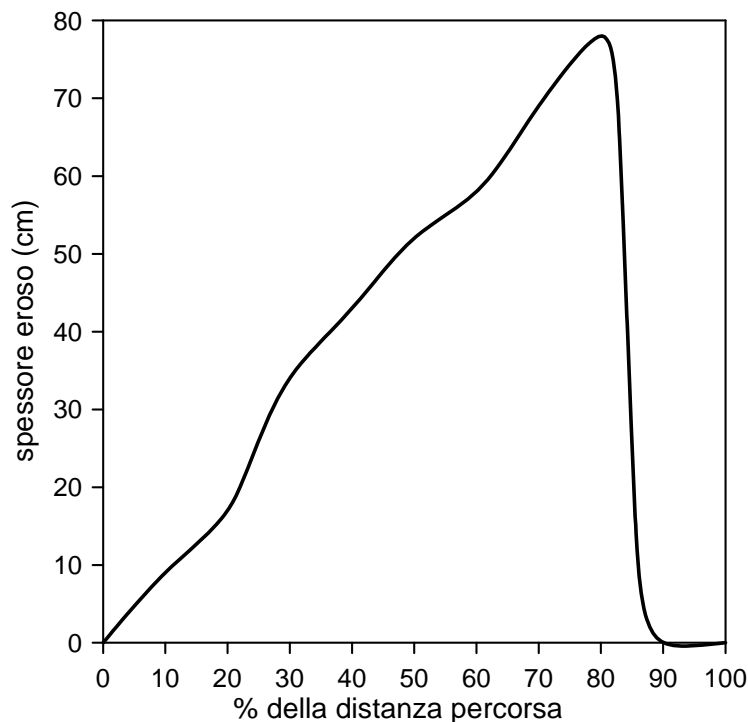


Figura 8.36: andamento dello spessore in funzione della distanza percorsa per la frana di Favazzina.

CONCLUSIONI

La presente tesi ha riguardato lo studio della fase di propagazione di colate di fango, con particolare riferimento ai terreni argillosi. In particolare lo studio è stato rivolto all'analisi delle grandezze caratteristiche che governano il fenomeno in esame, quali velocità di propagazione, altezze di colata, andamento delle pressioni interstiziali ed erosione al fondo.

Il lavoro è stato sviluppato in tre fasi:

- la prima ha dato una visione generale del problema che un movimento franoso rappresenta nella società attuale, riassumendo i contributi teorici e sperimentali forniti, in tale campo dalla ricerca. Particolare importanza è stata data al comportamento reologico di questo tipo di flussi.
- la seconda, di carattere puramente sperimentale, volta alla messa a punto di modelli fisici per lo studio della fase di propagazione di colate d'argilla.
- la terza, infine ha previsto la validazione e calibrazione di un modello numerico sviluppato dal professor Pastor del CEDEX di Madrid. Tale proposito è stato raggiunto attraverso la simulazione di alcuni test sperimentali effettuati sui modelli fisici, di cui sopra, e tramite anche la riproduzione di eventi reali: la frana del Tessina (1992, BL), e la frana di favazzina (2001, RC).

Le colate di fango (o argilla), meglio conosciuti come *mudflow*, sono stati definiti da vari studiosi e ricercatori come una categoria specifica dei fenomeni franosi rappresentati da una viscosità tale che la loro matrice fine sia in grado di sostenere massi e ciottoli. Così la reologia permette una descrizione migliore e più approfondita del comportamento dei fenomeni di colata; essa infatti relaziona il comportamento del materiale alla sua microstruttura, alla fase liquida e solida che lo compongono, e ai suoi parametri fisici (composizione e distribuzione granulometrica, concentrazione solida, concentrazione ionica, ecc..).

L'analisi bibliografica ha suggerito che la formazione di colate di fango può essere attribuita all'insorgere di un fenomeno di liquefazione statica ed ha individuato nella modellazione fisica un utile strumento per verificare tale ipotesi. Sia i contributi teorici che sperimentali riportati in letteratura sono stati per lo più rivolti al caso di depositi saturi di terreni granulari posti a copertura di versanti di moderata pendenza. L'oggetto di questa tesi invece sono per lo più terreni a grana fine, limi e argille, quindi è stato necessario indagare

con attenzione le condizioni e i meccanismi coi quali si sviluppa una colata di fango, allo scopo di ben delineare il comportamento reologico di questi terreni.

Per lo studio di questo problema è stato così avviato una modellazione fisica di laboratorio che ha previsto due fasi di sperimentazione:

1. prove sul piano inclinato;
2. prove in canaletta.

Le prime, propedeutiche alla sperimentazione in canaletta (*flume tests*), hanno riprodotto in piccola scala un fenomeno di colata su un piano inclinato di 30°. E' risultate essere più un'analisi qualitativa del fenomeno che ha permesso di effettuare una prima indagine del comportamento del materiale testato, e in particolar modo delle caratteristiche di mobilità e sensibilità all'acqua dello stesso.

I terreni oggetto di questa prova sono stati di due tipi: uno è il *tout-venant* in matrice argillosa del bacino del Tessina, il secondo è invece un'argilla limosa commerciale. Infatti i test effettuati con . I test con il materiale proveniente dalla colata del Tessina sono serviti a prevedere il comportamento dei flussi reali, in quanto distanza massima percorsa, larghezza e velocità del flusso sono solo alcune delle grandezze caratteristiche che, in un'ottica di previsione, andrebbero valutate. Invece le prove con materiale proveniente da cava avevano come scopo principale il fornire un'idea più generale del fenomeno di colata e quindi riuscire a descrivere i parametri fondamentali in un contesto globale. Ed è proprio per questo che le prove in canaletta sono state effettuate con questo materiale, a sottolineare come un'indagine di questo tipo possa portare ad avere una conoscenza maggiore di un fenomeno che fin'ora, data la sua elevata complessità, non è stato approfondito in tutti i suoi aspetti.

La prima sperimentazione sul piano inclinato ha mostrato come il materiale argilloso sia estremamente sensibile al variare del contenuto d'acqua, infatti basta una variazione di mezzo punto percentuale, che velocità e distanza cambiano in modo sostanziale; all'aumentare del contenuto d'acqua aumentano sia la distanza che la velocità massima percorsa dal fronte in maniera esponenziale. Inoltre se al materiale fine è aggiunta una percentuale di frazione granulare (in questo caso sabbia dell'Adige), il comportamento della miscela (argilla-acqua-sabbia) si può descrivere attraverso due aspetti duali. Il primo prevede che per una stessa quantità di materiale, è necessaria un volume d'acqua inferiore per mobilitare la miscela sabbia-argilla, in quanto la quantità di terreno in grado di assorbire l'acqua (cioè la parte fine) risulta essere inferiore; è quindi necessaria meno acqua per superare il limite di scorrimento e mobilitare la colata. Il secondo invece considera il contenuto d'acqua della matrice fine, W_f , dimostrando che se si confrontano le distanze

massime percorse, la sabbia risulta fornire una evidente componente attritiva, se presente al di sotto di una data quantità, perché al di sopra di una certa soglia il fenomeno non assume più le caratteristiche di un *mudflow* ma piuttosto rientra in un regime macro viscoso, dove cioè anche la frazione granulare assume una certa importanza e fa sentire i suoi effetti sullo sviluppo del fenomeno stesso.

I *flume tests* sono stati eseguiti allo scopo di analizzare la fase di propagazione di una colata con particolare riferimento a due processi fondamentali per un flusso di colata:

- sviluppo di sovrappressioni interstiziali: in particolare si è voluto analizzare l'andamento delle pressioni neutre durante l'evolversi del fenomeno stesso, visto che questa grandezza è una delle cause principali della mobilitazione di un certo quantitativo di massa e purtroppo, fin'ora, non sono stati condotti studi mirati al riguardo.
- processo di erosione al fondo: scopo preciso è capire se una colata può erodere e se si in quali condizioni e in che modo. Quest'attenzione all'erosività di un flusso, e quindi all'erodibilità del fondo, nasce dal fatto che un processo di questo tipo provoca, alla fine di un evento, un sostanziale aumento di volume della massa coinvolta, anche di un due ordini di grandezza (la frana di Tsing Shan è un buon esempio, in quanto da un volume iniziale pari a 400 m³ si è passati ad un volume finale di 20.000 m³).

Questa seconda sperimentazione ha confermato quanto già dimostrato dalle prove su piano inclinato: maggiore è la quantità di materiale fine e d'acqua presente nel campione maggiori sono le distanze percorse dal fronte e rispettive velocità.

Per quanto riguarda le pressioni interstiziali, esse sono rappresentate da una rapida crescita seguita da un altrettanto rapida diminuzione del valore di pressione, il quale poi si assesta ad un valore più o meno costante nel tempo. I picchi si susseguono in ordine di tempo; l'innalzamento rapido, corrispondente ai picchi registrati, è dovuto essenzialmente al passaggio rapido del flusso al di sopra dei sensori: essi lo vedono e lo registrano come una sorta di onda di materiale fluido. Da quanto si è potuto vedere questi incrementi di pressione interstiziale sono dovuti ad una sorta di deformazione non drenata, che genera quindi lo sviluppo di sovrappressioni neutre. Inoltre tali picchi presentano un sovrappiù, un certo contributo cinetico, fornito appunto dall'impatto dell'onda di colata sui sensori stessi. Infine le evidenze sperimentale hanno rivelato che nonostante la colata sia ferma, sono presenti ancora condizioni non drenate e quindi sovrappressioni neutre Δu all'interno della colata stessa. Ciò porta ad affermare che la colata si è fermata perché ha raggiunto spessori per cui le forze destabilizzanti esterne diminuiscono, piuttosto che per un incremento delle tensioni

efficaci interne alla massa dovuto al processo di consolidazione (non si infatti osserva dalle misure di pressione effettuate alcun fenomeno di dissipazione delle pressioni neutre né durante né subito dopo l'arresto della colata).

L'ultimo fenomeno analizzato durante la sperimentazione è stato il processo di erosione al fondo. Dall'analisi dei dati sperimentali e dalla loro rielaborazione è apparso evidente che la configurazione finale dello strato di sabbia sia più o meno simile in tutte le prove inizialmente il flusso produce un'erosione regolare e moderata, per poi raggiungere i suoi massimi livelli a metà del percorso, dove dissipa gran parte dell'energia, causando così una diminuzione dell'asporto di materiale verso la fine del suo cammino fino all'arresto della colata stessa in corrispondenza del quale non si registra nessun processo di erosione.

Inoltre a parità di contenuto d'acqua rispetto alla matrice fine, W_f , e di composizione granulometrica della miscela, erode di più la colata che scorre su fondo bagnato; mentre a parità di grado di saturazione del fondo, e di composizione granulometrica della miscela, il processo di erosione è maggiore per le miscele con contenuto d'acqua della matrice fine minore. Ancora, a parità di W_f , e di grado di saturazione del fondo, erode di più la colata col 20% di sabbia piuttosto che il campione di solo argilla.

Caratteristico è infine l'andamento dell'altezza massima erosa in funzione del contenuto d'acqua: varia esponenzialmente con W e W_f , così come per lo spostamento e velocità massimi del fronte, ma con inclinazione della curve opposta, cioè all'aumentare della quantità d'acqua del campione diminuisce lo spessore massimo eroso.

Ne segue che tutti i picchi delle grandezze caratteristiche dei fenomeni fisici analizzati, cioè propagazione e erosione delle colate, sono legate al contenuto d'acqua, e quindi alla concentrazione solida del campione, secondo una legge di tipo esponenziale, così come per la viscosità e lo sforzo critico. Per cui si può dedurre che il comportamento meccanico di una colata di fango dipende strettamente dalla sua quantità d'acqua, la quale è determinante anche del comportamento reologico del flusso; ne segue che è importante la scelta di leggi reologiche atte a descrivere l'evoluzione del fenomeno nell'ottica di prevenzione e protezione da processi franosi.

La terza ed ultima fase del lavoro di tesi ha previsto la modellazione numerica di colate per la calibrazione e validazione del codice numerico SPH del professor Pastor.

Sono stati perciò scelti alcuni casi studio, fenomeni ben documentati sia dal punto di vista qualitativo, che quantitativo; in particolare la validazione è stata effettuata attraverso la simulazione di eventi caratterizzati da due scale differenti del fenomeno:

1. scala di laboratorio: si sono simulate alcune prove del programma sperimentale di questo lavoro di ricerca;
2. scala reale: si sono considerate due eventi parossistici avvenuti in realtà, quali la frana del Tessina (bacino dell'Alpago, BL) e la colata di Favazzina (RC).

Quest'analisi numerica ha permesso di verificare come il codice in esame coglie adeguatamente l'evoluzione della colata sia in avanzamento che lateralmente, osservazione che permette di ritenere il modello sufficientemente affidabile per la riproduzione di questo tipo di fenomeni, sia quelli di scala reale che di laboratorio. C'è una buona corrispondenza sia per quanto riguarda le distanze massime percorse che per i tempi di sviluppo del fenomeno. Non c'è altrettanta corrispondenza invece per quanto riguarda la quantificazione dell'erosione al fondo: il codice sottostima questo processo nel caso dei modelli fisici di laboratorio, mentre ben lo rappresenta nei fenomeni reali. Questa incongruenza purtroppo non trova ancora spiegazione, e necessita di ulteriori e più approfondite ricerche.

Lo studio dei movimenti franosi risulta molto difficile, dato che i fattori che intervengono sono molti e dotano di una grande complessità i fenomeni stessi; all'inizio si può solo trattarli assumendo delle ipotesi, anche se non veritiere al 100%, che permettono di ottenere buoni risultati.

E' ovvio il campo di ricerca in questo ambito è molto esteso e quindi gli sviluppi da ottenere in questo senso sono ancora tanti. Quindi i futuri sviluppi della ricerca potranno essere indirizzati su due campi:

- campo sperimentale: ulteriori test atti ad indagare, in maniera sistematica, il comportamento di miscele argilla-acqua e argilla-sabbia-acqua, con diverse condizioni al contorno, soprattutto per quanto riguarda le caratteristiche fisiche e geotecniche del terreno che costituisce il fondo. Inoltre sarebbe interessante programmare una sperimentazione adeguata allo studio e comprensione della reologia di questo tipo di flussi.
- Campo numerico: implementazione tridimensionale, e non più 2D delle equazioni che governano la fase di propagazione di una colata, con sviluppo modelli reologici a due o più dimensioni in grado di simulare in maniera più precisa il comportamento del materiale, in quanto il codice SPH prevede il comportamento di questi flussi dal punto di vista unidimensionale

BIBLIOGRAFIA

- Ancey C., Evesque P., (2000). Frictional collisional regime for granular suspension flows down an inclined channel. *Physical Review* , 62, 8349-8360.
- Angeli M.G., Gasparetto P., Menotti R.M., Pasuto A., Silvano S., (1994). A system of monitoring and warning in a complex landslide in Northeastern Italy. *Landslide News*, 8, 12-15.
- Ayotte D., Hungr O., (2000). Calibration of a runout prediction model for debris flow and avalanches. *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment*. Rotterdam, Wieczorek & Naeser (eds) Balkema, 505-514.
- Bagnold R. A. (1966). An approach to the sediment transport problem from general physics; physiographic and hydraulic studies. US Geological Survey, Washington, DC, 422-I.
- Bagnold R. A. (1954). Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proceeding of the Royal Society of London* , 225, 49-63.
- Bardou E., Ancey C, Bonnard C. & Vuillet L., (2003). Classification of debris-flow deposits for hazard assessment in alpine areas. *Proceeding of the 3rd International Conference on debris flow hazards mitigation*, Davos, Sept.10-12. Rickenmann&Chen (editors).Millpress, Rotterdam, 799-808.
- Beverage J.P., Culbertson J.K., (1964). Hyperconcentrations of suspended sediment. *Journal of the Hydraulics Division ASCE*, vol. 90, n. HY6.
- Biot M.A, (1941). General theory of three - dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 155-164.
- Biot M.A, (1955). Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. *Journal of Applied Physics*, 26, 182-185.
- Bonavina M., Bozzano F., Martino S., Pellegrino A., Prestininzi A., Scandurra R., (2005). Le collate di fango e detrito lung oil versante costiero tra Bagnara Calabria e Scilla (Reggio Calabria): valutazioni di suscettibilità. *Giornale di Geologia Applicata*, 2, 65-74.
- Chapman S., Cowling T.G., (1952). The mathematical theory of non-uniform gases. Cambridge University press, Cambridge.
- Chen C.L., Ling C.H., (1996). Granular flow rheology: role of shear rate number in transition regime. *Journal of Engineering Mechanics*, 122 (5),469-480.
- Cheng D.C.H., Richmond, R.A., 1978. Some observations on the rheological behaviour of dense suspensions. *Rheologica Acta*, 17, 446-453.
- Costa J.E., (1984). Physical of geomorphology of debris flow. *Developments and application of geomorphology*, edited by Costa J.E e Fleisher P.J., Springer – Verlin Heidelberg, 268-317.
- Coussot P., Meunier M., (1996). The role of debris supply conditions in predicting debris flow activity. *Earth Surface Landforms and Processes*, 24, 1039-1054.
- Coussot P., (1997). Mudflow rheology and Dynamic. IAHR, 255 p.
- Coussot P., Piau J.M., (1995). A large-scale field coaxial cylinders rheometr to study the rheology of natural coarse suspension. *Journal of Rheology*, 39, 105-124.

- Coussot P., Piau J.M., (1994). Rheology of very concentrated suspensions of force-free particles. *Les Cahiers de Rhéologie*, 23, 266-277 (in French).
- Cruden, D.M., Hungr, O., (1986). The debris of the Frank Slide and theories of rockslide-avalanche mobility. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 23, 425-432.
- Cruden D.M., Varnes D.J., (1996). Landslide types and processes. *Turner A.K. and Schuster R.L. eds., Landslides Investigation and Mitigation, Transportation Research Board*, US National Research Council, Special Report 247, Washington, DC.
- D'Agostino V., Cesca M., Marchi L., (2009). Field and laboratory investigation of runout distances of debris flow in the Dolomites (Eastern Italian Alps). *Geomorphology*, 115, 294-304.
- Dall'Olio L., Ghiotti M., Illiceto V., Semenza E., (1987). La frana del Tessina, Alpage (Bl). *Atti VI Congresso Ordine Nazionale Geologi*, Venezia 25-27 settembre 1987, 275-293;
- Darcy H., (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Dalmont, Paris.
- Doi M., Edwards S.F., (1986). The theory of polymer dynamics. Oxford University Press, Oxford.
- Easterbrook D.J., (1999). Surface process and landforms. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 546 p.
- Eckart W., Faria S., Hutter K., Kirchner N., Pudasaini S., Wang Y., (2002). Particle Image Velocimetry (PIV) for granular avalanches on inclined planes. *Continuum description of granular materials*, vol.2, Spring school at the Department of structural and geotechnical Engineering, Politecnico di Torino, 8-12 Aprile, 179-218.
- Eckersley J.D., (1990). Instrumented laboratory flowslides. *Géotechnique* 40 (3),489-502.
- Egashira S., 1993. Mechanism of sediment deposition from debris flow (part 1). *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering* , 46(1), 186, 45-49 (in Giappone).
- Einstein A., (1906). Eine neue Bestimmung der Molekuldimension. *Annalen der Physik*, 19, 289-306.
- Evans S.G., Hungr O., Clague J.J., (2001). Dynamics of the 1984 rock avalanche and associated distal debris flow on Mount Cayley, British Columbia, Canada: implications for landslide hazard assessment on dissected volcanoes. *Engineering Geology*, 61, 29-51.
- Fei X.J., (1981). Bingham yield stress of sediment mixtures with hyperconcentration. *Journal of Sediment Resources*, 3, 19-28 (in Chinese).
- Fick A., (1855). On liquid diffusion. *Philosophical Magazine and Journal of Science*, 10, 31-39.
- Glasstone S., Laidler K., Eyring H., (1941). The theory of rate process. Mc Graw-Hill, New York.
- Gingold R.A., Monaghan J.J, (1977). Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, 181, 375-389.
- Gioffré D., (2003). Modellazione numerica dei fenomeni di frane di colata. Tesi di dottorato, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria.

- Govier G. W., Aziz K. (1982). The flow of complex mixtures in pipes. Krieger Publishing Co., Melbourne, Fla.
- Govier G. W., Shook C. A., Lilge, E. O. (1957). The properties of water suspension of finely subdivided magnetite, galena, and ferrosilicon. *Transactions of the Canadian Institute of Mining and Metallurgy*, 60, 147-154.
- Happel J., Brenner H. (1965). Low Reynolds number hydrodynamics. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Herschel W. H., Bulkley R. (1926). Measurement of consistency as applied to rubber-benzene solutions. *A.S.T.M. Proceedings*, 26(621). *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 42, 1210-1223.
- Hungr O., (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 610-623.
- Hungr O., Evans S.G., Bovis M.J., Hutchinson J.N., (2001). A review of the classification of landslides of flow type. *Environmental & Engineering Science*, 7(3), 1-18.
- Hungr O., Evans S.G., (1997). A dynamic model for landslides with changing mass. *Proceeding of IAEG International Symposium on Engineering Geology and the Environment*, vol. 1, Athens, Greece, 719-724.
- Hungr O., Evans S.G., (1996). Rock avalanche runout prediction using a dynamic model. *Proceeding of 7th International Symposium on Landslides*, Trondheim, Norway, 1, 233-238.
- Hungr O., McDougall S., Bovis M., (2005). Entrainment of material by debris flows. *Debris flow Hazards and related phenomena*, by Matthias Jakob and Oldrich Hungr; Springer, Berlino, 135-158.
- Hungr O. , Morgenstern N.R., (1984). Experiments on the flow behaviour of granular materials at high velocity in an open channel. *Géotechnique* 34 (3), 405-413.
- Hussain H., (1999). Analysis of different models to predict the mean flow velocity in hyperconcentrations mudflows and debris flows. *Master Thesis*, Colorado State Univ., 170 p.
- Hutchinson, J.N., Bhandari, R.K., (1971). Undrained loading, a fundamental mechanism of mudflow and other mass movements. *Géotechnique*, 21, 353-358.
- Iverson R.M., LaHusen R.G., (1989). Dynamic pore pressure fluctuations in rapidly shearing granular materials. *Science*, 246, 796-799.
- Iverson, R.M., (1997). The physics of debris flows. *Review of Geophysics* 35, 245-296.
- Jeffrey D. J., Acrivos A. (1976). The rheological properties of suspension of rigid particles, *Journal of American Institute of Chemical Engineers*, 22, 417-432.
- Johnson A.M., (1970). Physical processes in Geology. Freeman, Cooper & C., San Francisco.
- Julien P.Y., Lan Y.Q., (1991). Rheology of hyperconcentration. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(3), 346-353.
- Julien P.Y., León S.C., (2000). Mud floods, mudflows and debrisflows classification, rheology and structural design. *Jornadas de Investigación JIFI 2000: the debris flow disaster of december 1999 in Venezuela*.

- Lacerda W.A., AVelar A.S, (2003). Flume tests on sand subjected to seepage with the influence of hidden barriers. *Proceeding of International Workshop on Occurrence and Mechanism of Flows in Natural Slopes and Earthfills*, Sorrento.
- Kang Z., Zhang S., (1980). A preliminary analysis of the characteristics of debris flow. *Proceedings of the International Symposium on River Sedimentation*, Beijing, China, 213-220 (in Chinese).
- Malvern L.E., (1969). *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*, Prentice Hall,
- Major J.J., Pierson C.T., (1992). Debris flow rheology: experimental analysis of fine-grained slurries. *Water Resources Research*, 28 (3), 841-857.
- Mantovani F., Pausto A., Silvano S., Zannoni A., (2000). Collecting data to define future hazard scenarios of the Tessina landslide. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2(1), 33-40.
- Marchetti M. 2000. *Geomorfologia fluviale*. Pitagora Editrice, Bologna.
- Mayer-Peter W., Müller R., (1948). Formulas for bed-load transport. *Proceeding of 2nd Meeting IAHSR*, Stockholm, Sweden, 1-26.
- McConnell, R.G., Brock, R.W., (1904). Report on the great landslide at Frank, Alberta, 1903. *Part VIII, Annual Report 1903*, Department of the Interior Dominion of Canada.
- McDougall S., (1998). A new continuum dynamic model for the analysis of extremely rapid landslide motion across complex 3D terrain. PhD Thesis, B.A.Sc., University of Toronto, Canada.
- Meunier M., (1993). Classification of stream flows. *International. Workshop on Rapid Gravitational Mass Movements*, Grénoble, 231-236.
- Mitschka P., (1982). Simple conversion of Brookfield R.V.T. readings into viscosity functions. *Rheological Acta*, 12, 207–209.
- Monaghan J.J., (1985). Particle methods for hydrodynamics. *Computer Physics Report*, 3, 71.
- Morgestern N.R, Sangrey, (1978). Methods of slope stability analysis. R.J Schister and R.J. Krizek (eds) *Landlides, Analysis and Control Transportation Research Board*, National Academy of Science, Washington, DC. (Special report 176, 155-171)..
- O'Brien J.S., Julien P.Y., (1988). Laboratory analysis of mudflow properties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 877-887.
- O'Brien J. S., and Julien P. Y. (1985). Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. *Proceeding of the Specialty Conference on Delineation of Landslides, Flash Flood and Debris Flow Hazards in Utah*, 260-279.
- Okura Y., Ochiai H., Sammori T., (2002). Flow failure caused by monotonic liquefaction. *Proceeding of International Symposium of Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage*, 21-25 January 2002, Kyoto University, Kyoto, 155-172.
- Olivares L., Picarelli L., (2003). Shallow flowslides triggered by intense rainfalls on natural slopes covered by loose unsaturated pyroclastic soils. *Géotechnique*, 52 (2), 283-287.

- Pastor M., Haddad B., Sorbino G., Cuomo S., Drempetic V., (2008). A depth integrated, coupled SPH model for flow-like landslides and related phenomena. *International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33, 143-172.
- Pastor M., Quecedo J.A., Merodo F., Herreros M.I., González E., Mira P., (2002). Modelling of debris flow and flow slides. *Numerical modelling in Geomechanics*, 6 (6), 1213-1232.
- Pasuto A., Silvano S., (1993). The Tessina landslide. *Proceeding of the first European Intensive Course on Applied Geomorphology*, Pubblicazioni Istituto di Geologia, Università degli Studi di Modena, Italy, 63-69.
- Phillips C.J., Davies T.R.H., (1991). Determining rheological parameters of debris flow material. *Geomorphology*, 4, 101-110.
- Picarelli L., (2000). Meccanismi di deformazione e rottura dei pendii. Hevelius Edizioni, Benevento.
- Picarelli L., Leroueil S., Urciuoli G., Guerriero G., Delisle M.C., (1997). Occurrence and features of shear zones in clay. *IV International Symposium on Localization and Bifurcation Theory*, Gifu.
- Pierson T.C., Costa J.E., (1987). A rheologic classification of subareal sediment flows. *Reviews in Engineering Geology, VII Debris flow / Avalanches: process, recognition and mitigation*, J.E. Costa & Wieczorek eds, Geological Society of America, Boulder, Colorado 7, 1-12.
- Pierson T.C., 1986. Flow behaviour of channelized debris flows, Mount St. Helens, Washington. *Hillslope Processes Allen and Unwin*, Winchester, Massachusetts, 269-296.
- Powers M.C., (1953). A new roundness scale for sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Research*, 23, 117-119.
- Reiner M., (1964). The Deborah number. *Physics Today*, January, 62.
- Rickenman, D., Koch. T., (1997). Comparison of debris flow modelling approaches. *In Proceeding of 1st International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation. San Francisco*, ASCE, 576-585.
- Rittenhouse, (1943). Measuring intercept sphericity of sand grains. *American Journal of Science*, 241, 109.
- Russel W.B., Saville D.A., Schowalter W.R.. *Colloidal dispersions*. Cambridge University Press, (1989); paperback edition, (1992), 525 pp.
- Salm B., (1966). Contribution to avalanche dynamics. *Proceedings of International Symposium on Scientific Aspects of Snow and Ice Avalanches*, IAHS, Christchurch (New Zealand), 199-214
- Sassa, K., (1985). The mechanism of debris flows. *Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco. Vol. 1, 1173-1176.
- Savage S.B., 1989. Flow of granular materials. *Theoretical and Applied Mechanics*, 241-266.
- Savage S.B., Hutter K., (1989). The motion of a finite mass of granular material down a rough incline. *Journal of Fluid Mechanics*, 199, 177-215.

- Savage S.B., (1979). Gravity flow of cohesionless granular materials in chutes and channels. *Journal of Fluid Mechanics*, 92, 53-96.
- Savage S.B., McKeown, S., (1983). Shear stresses developed during rapid shear of concentrated suspension of large spherical particles between concentric cylinders. *Journal of Fluid Mechanics*, 127, 453-472.
- Schatzmann M., (2003). Rheometry for large particle fluids and debris flows. *PhD Thesis*, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 243 p.
- Scotto di Santolo A., (2002). Analysis of a steep slope in unsaturated pyroclastic soils. *Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA 2000 / Singapore*, 18-19 maggio 2000, 569-574.
- Scotto di Santolo A., Nicotera M.V., Ramondini M., (2000). Analysis of instability phenomena affecting a cut slope in unsaturated pyroclastic soils. *Landslides in research, theory and practice* Thomas Telford ed., London.
- Schowalter W.R., (1989). Quelques aspects rhéologiques des fluids colloïdaux. *La Houille Blanche*, 1, 32-42.
- Simonini P., (1996). A finite element approach to the strength of granular soils reinforced with geosynthetics. *Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kiushu, Japan, 675-680.
- Skempton A.W., Hutchinson J.N., (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. *State-of-the-Art Repor. VII International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico.
- Spence K.J., Guyrer I., (1997). Small-scale laboratory flowslides. *Géotechnique*, 47 (5), 915-932.
- Takahashi T., (1981). Debris flow. *Annual review of Fluid Mechanics*, 13, 57-77.
- Takahashi T. (1980). Debris flow on prismatic open channel. *Journal of the Hydraulics Division*, 106 (3), 381-396.
- Takahashi T., (1978). Mechanical characteristics of debris-flow. *Journal of the Hydraulics Division*, 104, 1153-1169.
- Takahashi T., Nakagawa H., Harada T., Yamashiki Y., (1992). Routing debris flows with particle segregation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118 (11), 1490-1507.
- Terzaghi K., (1936). Presidential Address. *Proceeding of the first International Conference for soil Mechanics and Foundations Engineering*, Cambridge, 22 (3).
- Thomas D.G., (1963). Non-newtonian suspensions. Part I: physical properties and laminar transport characteristics. *Industrial and Engineering Chemistry Research*, 55 (11), 18-29.
- Varnes D.J., (1954). Landslide types and processes. *Schuster R.L. and Krizek R.J. eds., Landslides: Analysis and Control, Special Report 28: Highway Research Board, National Academy of Sciences*, Washington, DC.
- Varnes, D.J., (1978). Slope movement types and processes. *Landslides, Analysis and Control. Special Report 176*, Transportation Research Board, Washington, 11-33.
- Voellmy A., 1955. Über die Zerstörungskraft von Lawinen Schweizerische Bauzeitung. English version “On the destructive force of avalanches” translated by Tate R.E. (1964), ed. US Department of Agriculture Forest Service.

- Wang G., Sassa K., (2001). Factors affecting rainfall-induced landslides in laboratory flume tests. *Géotechnique* 51 (7), 587-599.
- Watanabe M., Ikeya H., (1981). Investigations and analysis of volcanic mud flows on Mt. Sakarujima, Japan. *Erosion and Sediment Transport Measurement*, vol. 113, IAHS Publication, Wallingford, Oxfordshire, U.K., 245-256.
- Y. Yoshimi, J.O. Osterberg., (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society Civil Engineers, 89 (4), 1-24.
- Zienkiewicz O.C, (1982). Basic formulation of static and dynamic behaviour of soil and other porous materials, J.B Martins (ed). *Numerical Methods in Geomechanics*, D. Riedel, London.
- Zienkiewicz O.C, Chang C.T, Bettess P., (1980). Drained, undrained, consolidating dynamic behaviour assumptions in soils. *Géotechnique*, 30, 385-395.
- Zienkiewicz O.C., Shiomi T., (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalised Biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, 8, 71-96.