

ALMA MATER STUDIORUM A.D. 1088
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI SCIENZE

Corso di Laurea Magistrale in Geologia e Territorio

Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche ed Ambientali

Tesi di Laurea Magistrale

Studio delle condizioni di stabilità di un
versante in frana presso Caminata, Castel di
Casio (BO), e possibili interventi di
mitigazione

Candidato:

Guglielmo Matti

Relatore:

Prof. Alessandro Simoni

Correlatore:

Dr. Martina Chiara Morandi

Sessione Marzo 2016
Anno Accademico 2014-2015

Indice

Riassunto	5
1. Introduzione	6
1.1 Contestualizzazione e obiettivi del lavoro.....	6
2. Stato dell'arte	9
2.1 Frane, generalità.....	9
2.1.1 Colate in terra.....	10
2.2 Resistenze residue.....	12
2.2.1 Stima delle resistenze residue da proprietà indice.....	14
2.2.2 Metodi di caratterizzazione della resistenza residua.....	15
2.2.3 Effetto della preparazione dei campioni.....	16
2.2.4 Influenza del tempo sulle resistenze.....	17
2.3 Condizioni litologiche e di franosità in Emilia-Romagna.....	17
2.3.1 Caratteristiche principali delle grandi frane.....	18
2.3.2 Meccanismi di riattivazione.....	19
2.4 Interventi di sistemazione.....	20
2.4.1 Drenaggi.....	20
2.4.2 Interventi strutturali.....	24
3. Area di studio	27
3.1 Inquadramento geologico.....	27
3.1.1 Inquadramento geologico a scala regionale.....	27
3.1.2 Inquadramento geologico a scala locale.....	28
3.2 Inquadramento geomorfologico.....	31
3.3 Inquadramento idrologico ed idrogeologico.....	32
3.4 Lavori precedenti.....	32
4. Metodologia	35
4.1 Perforazioni.....	35
4.2 Rilevamento di campo.....	38
4.3 Prove di laboratorio.....	39
4.3.1 Preparazione.....	40
4.3.2 Granulometria.....	41
4.3.3 Limiti di Atterberg.....	43
4.3.4 Osservazioni al microscopio.....	45
4.3.5 Taglio anulare.....	45
4.4 Definizione del modello geologico-tecnico e analisi di stabilità.....	46
5. Risultati	49
5.1 Stratigrafia.....	49
5.1.1 Interpretazione stratigrafica.....	57
5.2 Dati di monitoraggio.....	58
5.3 Dati da interferometria radar.....	61
5.4 Evidenze di campo.....	63

5.5 Interpretazione dei processi.....	67
5.6 Discussione dei risultati di laboratorio.....	69
5.6.1 Osservazioni al microscopio.....	69
5.6.2 Granulometria.....	70
5.6.3 Limiti di consistenza.....	71
5.6.4 Taglio anulare.....	72
5.7 Risultati delle prove di laboratorio esterne.....	78
6. Modello geologico-tecnico.....	79
7. Analisi di stabilità.....	83
7.1 Back-analysis.....	83
7.1.1 Unico materiale.....	84
7.1.2 Due materiali.....	86
7.2 Interventi di mitigazione.....	88
7.2.1 Dreni suborizzontali.....	88
7.2.2 Trincee drenanti.....	91
7.2.3 Pali.....	95
8. Conclusioni.....	102
9. Bibliografia.....	105

Riassunto

La linea ferroviaria *Bologna-Porretta* mostra evidenze deformative nel tratto ad EST della stazione di *Silla* (precisamente località *I Prati* e *Caminata*, comune di *Castel di Casio (BO)*), già da metà del secolo scorso. Stando alle fonti di *Rete Ferroviaria Italiana*, gli addetti ai lavori sono costretti ad intervenire con cadenza semestrale o annuale da almeno 70 anni, così da contenere i cedimenti del rilevato e garantire l'attività della tratta. Il fenomeno si manifesta in una zona delimitata a SUD da un grande deposito di frana quiescente, che caratterizza l'intero versante e che potrebbe essere in parte nuovamente attivo, e a NORD dal corso del fiume *Reno*, il cui regime idraulico fortemente erosivo potrebbe essere a sua volta causa della deformazione del rilevato. In questo contesto, geologicamente dominato dalle formazioni appenniniche del *Dominio Ligure*, in particolar modo dalle *Argille a Palombini*, è stato possibile seguire le indagini geognostiche commissionate da *RFI*, finalizzate alla caratterizzazione geologico-tecnica del problema deformativo e all'installazione di alcuni strumenti di monitoraggio. L'obiettivo principale è quello di ricostruire le dinamiche dei processi in atto, valutando quale sia la causa primaria del cedimento del rilevato ferroviario.

Il lavoro ha inizialmente previsto una fase di attività sul campo, durante la quale è stato possibile descrivere la stratigrafia dalle carote estratte dai due sondaggi a carotaggio continuo e valutare la morfologia dell'area di studio. Successivamente, prove di laboratorio atte a determinare la granulometria, i limiti di consistenza e le resistenze residue del materiale sono state svolte su cinque campioni rimaneggiati ottenuti da spezzoni di carota. Dalle setacciature ad umido, i trattenuti al setaccio 80 ($D = 0,18$ mm) e al setaccio 200 ($D = 0,075$ mm) sono inoltre stati osservati al microscopio ottico, con l'obiettivo di valutare la natura dei granuli costituenti la frazione sabbiosa del materiale.

Le stratigrafie di sondaggio, le osservazioni di campo e i risultati delle prove di laboratorio sono stati elaborati assieme ad altri dati a disposizione, quali dati di interferometria radar, dati di monitoraggio e risultati di prove di laboratorio esterne, così da produrre il modello geologico-tecnico dell'area. In quest'ultimo compaiono tre unità litotecniche principali: la prima, più superficiale, rappresenta il deposito di frana che gli inclinometri confermano essere in movimento; la seconda è invece il substrato vero e proprio, quello delle *Argille a Palombini*. La terza unità è costituita dai depositi alluvionali del fiume *Reno*, accumulati con spessore piuttosto esiguo sulla sua destra idrografica, dove è presente la scarpata del rilevato ferroviario al piede del versante in esame. Nel modello, la superficie di scorrimento si trova a circa 10 m di profondità, coerentemente con le misure degli inclinometri, mentre la falda oscilla tra i 2,0 m e gli 0,5 m di profondità da piano campagna.

Infine, le analisi di stabilità sono state divise in una fase di back-analysis e in una fase previsionale che ipotizzasse alcuni interventi di sistemazione. In prima istanza sono stati determinati i parametri mobilizzati e ricostruite le possibili geometrie di rottura, mentre in seguito è stata valutata l'efficacia di dreni suborizzontali, trincee drenanti e pali.

Dal lavoro è stato possibile concludere che il versante destro del fiume *Reno* è attualmente soggetto a movimenti gravitativi. Le simulazioni effettuate hanno portato a determinare due meccanismi di rottura plausibili. Una batteria di dreni suborizzontali permetterebbe di stabilizzare le superfici di scorrimento critiche con un buon incremento del *Fattore di Sicurezza*, mentre trincee drenanti e pali rappresentano soluzioni meno efficaci. Inoltre, si ritiene necessario integrare le opere spondali già presenti nella scarpata del rilevato ferroviario che scende al fiume *Reno*, la cui erosione al piede potrebbe peggiorare la stabilità dell'opera stessa e del versante.

1. Introduzione

Il rischio da dissesto idrogeologico è un tema molto dibattuto nel mondo ed in particolare in *Italia*, dove, negli ultimi anni, ci si è trovati a dover gestire un sempre più crescente numero di disastri ambientali, quali alluvioni o frane, anche se quest'ultime a scala minore e meno risaltate dai media nazionali. In particolare, nell'Annuario dei dati ambientali dell'*ISPRA*, circa il 10% del territorio è classificato a rischio idrogeologico, e più di 2/3 delle zone esposte interessa centri urbani, infrastrutture e aree industriali (Tellini, 2012). Le frane, ad esempio, hanno un'estensione totale di 20700 km², pari a circa il 7% del nostro paese.

Diventa dunque di fondamentale importanza il monitoraggio di aree dissestate o sottoposte a questo genere di rischi, ancor di più qualora siano coinvolti molteplici centri abitati e linee ferroviarie, come nel caso in esame, la cui funzionalità potrebbe essere compromessa o, anche peggio, in cui numerose vite umane potrebbero risultare in pericolo. Per rispondere a queste necessità, l'esecuzione di indagini in sito e di prove di laboratorio fornisce le informazioni necessarie per ricostruire la stratigrafia del sottosuolo, valutare la tipologia di materiali presenti e caratterizzare i terreni dal punto di vista geotecnico, attribuendo parametri meccanici rappresentativi. Tutto ciò si traduce in un modello geologico-tecnico, necessario per verificare la stabilità dell'area in esame e formulare scenari previsionali. Oltre a questo, indagini geognostiche quali perforazioni a carotaggio continuo o a distruzione permettono l'installazione di strumenti, come inclinometri o piezometri, decisivi per seguire l'evoluzione e approfondire la conoscenza dei fenomeni in atto.

1.1 Contestualizzazione e obiettivi del lavoro

Su commissione di *Rete Ferroviaria Italiana*, l'*Università di Bologna* si sta occupando di una serie di casi di instabilità di versante che vedono coinvolti i binari di alcune tratte. Questo tipo di problema è relativamente comune nei territori montani, e generalmente si presenta con una deformazione della rotaia o del ballast sottostante in funzione di quello che è il movimento o la causa scatenante.

Nel presente lavoro, la linea ferroviaria in esame è la *Bologna-Porretta*, inaugurata nel 1864. Pur in assenza di informazioni storiche ben precise, gli addetti ai lavori segnalano che il cedimento del rilevato nel tratto ad EST della stazione di *Silla* (Fig. 1) si manifesta ormai da almeno 70 anni, anche se, come detto, non vi è totale corrispondenza tra le fonti interpellate. Tale cedimento, che si evidenzia con la deformazione del binario delimitata da due specifici punti (Fig. 2), costringe *RFI* ad intervenire periodicamente, con cadenza semestrale o annuale, così da riassetare la porzione superiore del rilevato ed evitare il propagarsi del problema.

La linea ferroviaria sorge a valle di un grande deposito di frana cartografato quiescente che, qualora fosse ancora in movimento, potrebbe rappresentare la causa del cedimento, esercitando una spinta sulle pareti del rilevato o facendo scorrere quest'ultimo in caso la superficie di scorrimento lo attraversasse alla base. Ad ogni modo, in tempi storici non sono mai state fatte segnalazioni riguardo spostamenti o danni occorsi nei paesi circostanti, per questo motivo non si ha certezza dell'effettiva riattivazione del vecchio corpo di frana, che potrebbe però essere caratterizzato da movimento lento o intermittente molto duraturo.



Fig. 1 – Deformazione del binario ferroviario nel punto più ad EST del rilevato.

Se da un lato della linea ferroviaria è presente un esteso deposito di frana, dall'altro si incontra il corso del fiume *Reno*. L'approfondimento quaternario delle valli è uno dei fattori più influenti nella stabilità dei versanti, che tendono a riequilibrarsi attraverso fenomeni gravitativi (Tellini, 2012). Il regime idraulico del *Reno* ha subito un'importante modificazione in seguito alla realizzazione del viadotto per la nuova statale *Porrettana*, iniziando ad erodere sulla sponda destra, proprio quella su cui corre la ferrovia. Non si hanno dati sul periodo in cui questo cambiamento ha cominciato a manifestarsi, mentre è noto che a partire dall'anno 2008 ha preso il via la costruzione di un'opera di difesa spondale, una scogliera in massi costituita da uno o due ordini verticali, che nel 2010 è stata poi prolungata verso SUD. L'intervento ha l'obiettivo di limitare l'incisione sulla parete del rilevato, ma non sembra aver influenzato la stabilità globale dell'opera, ancora oggetto di deformazioni.

OVEST

EST

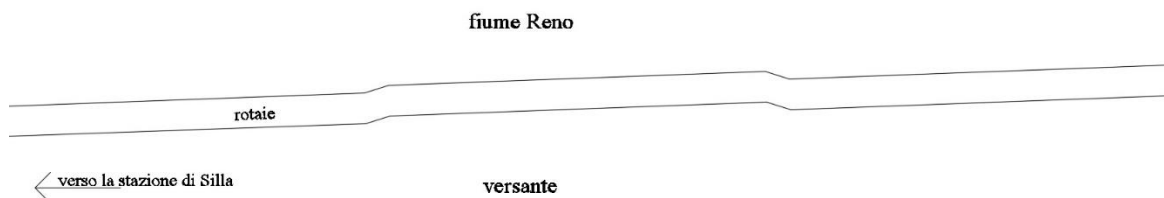


Fig. 2 – Schematizzazione non in scala della deformazione che affligge il binario ferroviario. Esagerazione nella larghezza della rotaia.

In questo contesto, ho avuto la possibilità di seguire la campagna di indagine commissionata da *RFI*, finalizzata alla caratterizzazione geologico-tecnica del problema deformativo e all'installazione di alcuni strumenti di monitoraggio. Obiettivo primario del lavoro è ricostruire le dinamiche dei processi in atto nell'area di studio, valutando al contempo quale sia la causa primaria nel cedimento del rilevato ferroviario, causa riconducibile fondamentalmente a movimenti gravitativi, a fenomeni di erosione fluviale o alla combinazione dei due. E' dunque necessario definire il modello geologico-tecnico della zona, attraverso la ricostruzione della stratigrafia dell'area e la caratterizzazione dei terreni da un punto di vista meccanico. Le indagini permettono inoltre di verificare e modificare la cartografia realizzata dalla *Regione Emilia-Romagna*, valutare in prima persona il regime

idraulico del fiume *Reno*, e, attraverso una fase di monitoraggio, determinare la geometria profonda e l'evoluzione dei fenomeni gravitativi. La ricostruzione di quest'ultimi ha permesso, tramite analisi a ritroso, la determinazione dei parametri mobilizzati da confrontare con quelli ricavati in laboratorio. Infine, sono state condotte analisi di significato previsionale per valutare l'efficacia di alcune opere di sistemazione.

Per conseguire gli scopi prefissati, nel mese di agosto 2015 sono stati eseguiti tre sondaggi al piede del sito di interesse, perforazioni che hanno permesso di riconoscere la stratigrafia e di prelevare una serie di campioni rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio (analisi granulometrica, limiti di *Atterberg*, taglio anulare). I risultati delle indagini e tutti i dati a disposizione, uniti alle osservazioni raccolte in campagna di rilevamento, hanno portato all'interpretazione dei processi e alla definizione del modello geologico-tecnico, con successiva analisi di stabilità.

2. Stato dell'arte

Il tema del dissesto idrogeologico è uno dei più trattati da qualche anno a questa parte. Oltre al pericolo da terremoto o da inondazione, non è infatti da sottovalutare quello da frana, specialmente in *Italia*, uno dei paesi maggiormente colpiti da questo punto di vista (Tellini, 2012). A dispetto di quello che si potrebbe pensare, frane in terra con movimento lento sono tra le cause principali di erosione e di danno per le infrastrutture (Handwerger et al., 2013). Regolano inoltre gli angoli dei versanti e modellano i rilievi topografici.

2.1 Frane, generalità

In letteratura, una frana è definita come un movimento di una massa di roccia, terra o detrito lungo un versante sotto l'influenza della gravità (Cruden, 1991).

Una frana viene generalmente classificata in base alla tipologia di materiale coinvolto e alla tipologia del movimento. Queste due caratteristiche sono poi integrate considerando anche altri aspetti, quali lo stato di attività, lo stile di attività, la velocità, le condizioni idrauliche, ecc... La classificazione di Cruden e Varnes (1996), ottenuta a partire da quella di Varnes (1978) e dalla rivisitazione di Carrara, D'Elia & Semenza (1985), tiene conto di tutti questi fattori ed è quella comunemente più utilizzata nella caratterizzazione di un fenomeno franoso. I tre materiali fondamentali, che possono essere coinvolti in un movimento gravitativo, sono rocce, terreni grossolani, anche detti detrito, e terreni fini, i quali darebbero origine, dipendentemente dal movimento, a crolli, ribaltamenti, scorrimenti (traslativi o rotazionali), espandimenti laterali, colamenti o combinazioni di più meccanismi tra quelli citati. In quest'ultimo caso, si parlerebbe di frane complesse, ma Cruden & Varnes (1996) propongono di evitare questo termine perché troppo generico e fuorviante, mantenendolo come solo descrittore dello stile di attività. In natura, infatti, le frane complesse sono più la regola che l'eccezione, pertanto si rischierebbe di accomunare fenomeni molto diversi tra loro, tipo crollo di roccia + colata di detrito e scivolamento di terra + colata di terra, in entrambi i casi classificabili come fenomeni complessi.

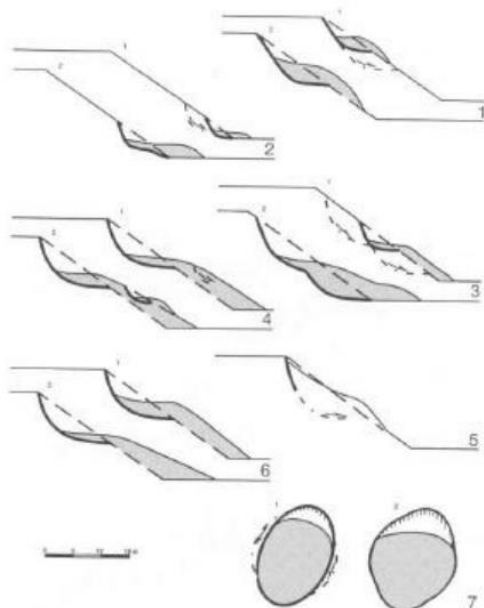


Fig. 3 – Frane con diversa distribuzione di attività: 1) in avanzamento; 2) retrogressiva; 3) multi-direzionale; 4) in diminuzione; 5) confinata; 6) costante; 7) in allargamento. La sezione 2 di ogni diagramma mostra il versante dopo il movimento sulla superficie di rottura (da Cruden & Varnes, 1996).

In aggiunta alla tipologia di materiale coinvolto e alla tipologia di movimento, la classificazione di una frana, secondo Cruden & Varnes (1996), comprende lo stato di attività. In questo senso, se la frana risulta essere in movimento viene considerata attiva, se si è mossa nell'ultimo ciclo stagionale viene detta sospesa, mentre se si è mossa prima dell'ultimo ciclo stagionale può essere considerata inattiva. Tra le frane inattive, stando alla classificazione in oggetto, oltre a quelle stabilizzate o relitte vengono considerate anche quelle quiescenti, ovvero che potrebbero essere riattivate dalle stesse cause che le hanno originate.

La distribuzione di attività e lo stile di attività sono altri due elementi che permettono di caratterizzare in modo completo una frana, anch'essi inclusi nella classificazione di Cruden & Varnes (1996). La prima (Fig. 3) descrive fundamentalmente la direzione di movimento, e permette di prevedere l'evoluzione, nello spazio, del fenomeno franoso. Si parla di frana in avanzamento se la superficie di rottura si estende nella direzione del movimento,

andando a coinvolgere aree sempre maggiori verso valle; di frana in retrogressione se la superficie di rottura si sposta nella direzione opposta al senso del movimento, tendendo a coinvolgere aree sempre maggiori verso monte e arretrando la corona di frana; di frana multi-direzionale se la superficie di rottura si estende in più direzioni; di frana in diminuzione se il materiale spostato diminuisce nel tempo; di frana confinata se è presente una scarpata ma non è visibile la superficie di scorrimento al piede; di frana costante se il materiale spostato continua a muoversi senza variazioni apprezzabili del volume e della superficie di rottura; e di frana in allargamento se la superficie di rottura si estende su uno o su entrambi i lati della frana.

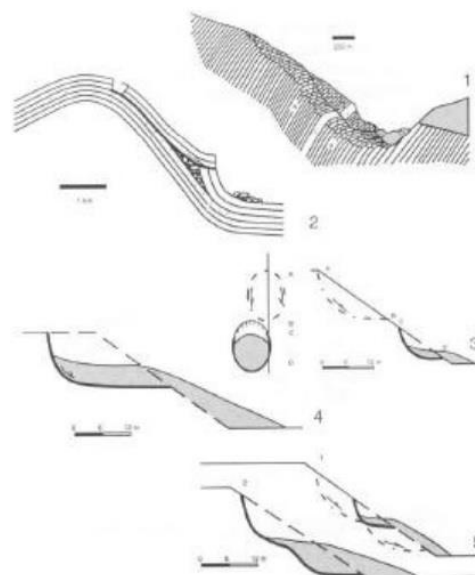


Fig. 4 – Frane con diverso stile di attività: 1) complessa; 2) composita; 3) successiva; 4) singola; 5) multipla (da Cruden & Varnes, 1996).

Lo stile di attività (Fig. 4) indica invece come i diversi tipi di movimento contribuiscono al fenomeno franoso. Una frana può definirsi complessa se caratterizzata da più movimenti successivi; composita se si ha una combinazione simultanea di più movimenti diversi; successiva se si verificano movimenti successivi dello stesso tipo ed i materiali coinvolti e le superfici di rottura rimangono distinti; singola se la dislocazione avviene con la mobilitazione di un ammasso unico e secondo un'unica tipologia di movimento; multipla se lo stesso tipo di movimento si ripete più volte, coinvolgendo masse già dislocate in precedenza.

Infine, come riportato in Tabella 1, una frana può essere assegnata ad una classe da I a VII sulla base della sua velocità.

Classe	Descrizione	Velocità tipica	Osservazioni sui danni
I	Estremamente lento	6 mm/anno	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio, costruzione di edifici possibile con precauzioni.
II	Molto lento	16 mm/anno	Alcune strutture permanenti possono essere danneggiate dal movimento.
III	Lento	1,6 m/anno	Possibilità di intraprendere i lavori di rinforzo e restauro durante il movimento.
IV	Moderato	13 m/mese	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.
V	Rapido	1,8 m/h	Evacuazione possibile; distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.
VI	Molto rapido	3 m/min	Perdita di vite umane, velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione.
VII	Estremamente rapido	5 m/s	Catastrofe di eccezionale violenza, edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato, molti morti.

Tab. 1 – Scala di intensità delle frane basata sulla velocità e sul danno prodotto (da Cruden & Varnes, 1996).

2.1.1 Colate in terra

Una delle tipologie di frana più comune, specialmente nel territorio appenninico, è quella che Simoni et al. (2013) definiscono earthflow, termine utilizzato per identificare una frana che mostra un movimento tipo fluido viscoso, facilitato dalla combinazione di una singola o di molteplici superfici di taglio e di deformazione interna, in terreni plastici e argillosi. Si tratta di movimenti gravitativi che possono coinvolgere un ampio numero di depositi fini, da argille quaternarie marine (Picarelli et al., 2005) ad argille lacustri (Bièvre et al., 2011) a

rocce vulcaniche degradate in minerali argillosi (Coe et al., 2003), in cui si osserva una trasformazione del materiale da solido a fluido. Altri autori preferiscono definire questo genere di fenomeni con il termine di mudslide (Hutchinson, 1988; Picarelli et al., 2005), oppure di frana in terra complessa (Cruden & Varnes, 1996). Adottando quest'ultima nomenclatura però, pressoché la totalità dei fenomeni franosi potrebbero essere ricondotti a movimenti di questo tipo, come già detto in precedenza. Una ulteriore necessaria considerazione è legata alle dimensioni areali e volumetriche dei fenomeni, all'aumentare delle quali è sempre più frequente avere a che fare con movimenti di colamento.

Questo genere di frane, che può semplicemente essere denominato colate in terra, mostra tassi di spostamento molto persistenti nel tempo, con velocità classificabili come molto lente o estremamente lente (Cruden & Varnes, 1996). L'attività di tali frane è generalmente controllata dalla fluttuazione delle pressioni dell'acqua, tant'è che periodici incrementi nel tasso di spostamento sono stati documentati in relazione a specifici episodi di precipitazione o ad un incremento stagionale delle pressioni interstiziali. Valutare l'interazione tra piovosità e spostamenti è essenziale per caratterizzare il ruolo di tali frane nell'evoluzione del paesaggio e nella mitigazione del rischio idrogeologico (Handwerker et al., 2013). Quando analizzate nel dettaglio, queste colate in terra, rintracciabili in diversi contesti climatici e geologici, non mostrano una correlazione diretta tra precipitazioni, topografia e velocità, piuttosto evidenziano un pattern stagionale di accelerazione e decelerazione (Iverson & Major, 1987; Coe et al., 2003). L'aumento di velocità si verifica nel giro di giorni o mesi dopo un evento piovoso, mentre il rallentamento si ha nel bel mezzo della stagione estiva. E' dunque l'infiltrazione dell'acqua, ed il tempo con cui questo si verifica, a regolare l'aumento delle pressioni interstiziali, mentre drenaggi o dilatazione del materiale nella zona di taglio, fenomeno verificato anche in laboratorio ma poco visibile in sito, portano a una riduzione delle pressioni dei pori (Iverson & Major, 1987; Coe et al., 2003; Schulz et al., 2009).

Nonostante le accelerazioni che di tanto in tanto si verificano, questi movimenti possono procedere a basse velocità per secoli o addirittura millenni (Schulz et al., 2009; Rutter & Green, 2011), manifestandosi chiaramente solo al momento della rottura catastrofica, a volte senza preavviso (Petley et al., 2002), quando la velocità aumenta sino a raggiungere le classi moderato o rapido della classificazione di Cruden & Varnes (1996). Non è possibile dire se prima o poi tutte le colate in terra attraversino, nel corso della loro storia, fasi periodiche di rottura parossistica, o se invece possano mantenere un comportamento estremamente lento anche nel lunghissimo periodo (Simoni et al., 2013). Recenti studi effettuati su fenomeni franosi lenti, studi basati su dati strumentali e su evidenze geomorfologiche, sostengono che in molti casi non vi sia evidenza di rapidi movimenti nella loro evoluzione di lungo termine (Glastonbury & Fell, 2008). Per questo motivo, è difficile definirne uno stato di attività a partire da osservazioni qualitative. Il confine molto sottile tra un fenomeno detto attivo e uno detto quiescente diventa assai difficile da determinare quando gli spostamenti sono dell'ordine di centimetri al mese, per cui misure strumentali sono necessarie per descrivere in maniera appropriata la velocità e lo stato di attività. Anche con strumentazioni in grado di fornire misure precise, quest'ultime resteranno comunque limitate a piccole zone di studio e a periodi di tempo relativamente corti (mesi o anni), per cui l'interpretazione del fenomeno in un contesto evolutivo di lungo termine sarà sempre particolarmente problematica (Simoni et al., 2013).

A conferma di ciò, vi è il fatto che le velocità medie misurate dagli inclinometri variano da mm/anno a cm/anno senza che vi siano particolari differenze estetiche tra frane cartografate attive e frane cartografate quiescenti, distinzione comunemente fatta esclusivamente sulla base di osservazioni geomorfologiche. Nel corpo di colata in terra, però, raramente si

apprezzano differenze morfologiche tali da permettere la distinzione di un fenomeno attivo da uno quiescente, mentre qualche segno di attività, come assenza di vegetazione o scarpate recenti, si può rinvenire nell'area di alimentazione (Simoni et al., 2013). Statisticamente, dunque, non è possibile classificare le colate in terra sulla base di quanto proposto da Cruden & Varnes (1996). Inoltre, spesso non vi è correlazione tra la velocità e la geometria del fenomeno, mentre è stato riscontrato un legame tra la

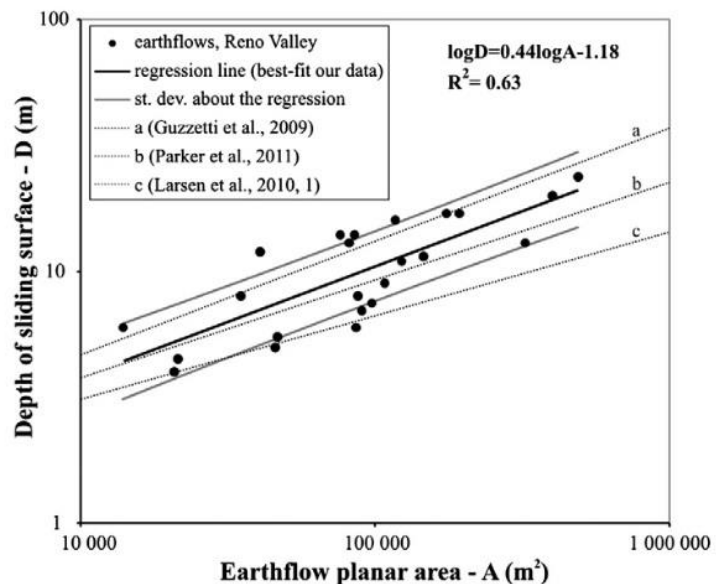


Fig. 5 – Profondità della superficie di scivolamento in funzione dell'area planare della colata (da Simoni et al., 2013).

scorrimento e l'area planare occupata dall'earthflow (Fig. 5): all'aumentare dell'area si ha un aumento della profondità (Simoni et al., 2013).

Il meccanismo di movimento più comune in questo genere di casi è legato ad un innesco per scorrimento traslativo o rotazionale. Dopo il definitivo cedimento del versante, il materiale coinvolto collassa e si fluidifica, evolvendo così in colata. Il fenomeno si imposta sulla superficie topografica naturale preesistente che funge da piano di flusso. Quando la frazione liquida è predominante su quella solida, il pendio attraversato si conserva integro con copertura erbosa intatta. In questi casi, e stante l'esistenza di condizioni geometriche ottimali, la lunghezza totale della frana può essere di molte unità (5 - 10) superiore alla sua larghezza (Cruden & Varnes, 1996).

Le colate in terra sono tipicamente caratterizzate da un'area sorgente a forma di scodella, una zona di trasporto allungata e un'area di accumulo lobata che costituisce il piede della frana o, in alternativa, si unisce ad altre earthflow così da generare fenomeni coalescenti (Simoni et al., 2013). Il movimento verso valle è, come detto, molto lento, variabile con la stagionalità, e si sviluppa lungo precise superfici di scivolamento con deformazione della massa in frana. I primi inneschi sono comunemente descritti come fenomeni rotazionali regressivi che coinvolgono la zona di origine, e che alimentano il successivo corpo di colata (Berti & Simoni, 2012). La riattivazione parossistica dell'intero deposito di primo innesco è molto poco frequente, ma può avere caratteri devastanti per edifici e strade. In caso, può essere dovuta a rotture multiple per retrogressione della scarpata, e la successiva propagazione legata a meccanismi di carico non drenato (Bertolini et al., 2005).

2.2 Resistenze residue

I principali parametri necessari a condurre un'analisi di stabilità sono la geometria della frana, il posizionamento della superficie di scorrimento, le pressioni interstiziali, il peso dell'unità di volume del materiale coinvolto e le resistenze del terreno intersecato dalla superficie di rottura (Stark et al., 2005). L'uso di strumenti topografici dovrebbe permettere di mappare l'area in frana, l'installazione di inclinometri e le osservazioni di campo dovrebbero facilitare la localizzazione della superficie di scorrimento nel caso di analisi post-frana, mentre le prove di laboratorio sono in grado di determinare la densità del materiale coinvolto (Stark et al., 2005). Le maggiori incertezze sono quindi legate alle pressioni dell'acqua e alle resistenze mobilizzate dal terreno. Le prime dipendono dalla zona

e dal periodo di indagine, per cui risulta molto difficile definire le condizioni piezometriche in maniera precisa e generalizzata. Le seconde possono essere date da parametri drenati o non drenati, a seconda delle cause di innesco e della permeabilità del materiale coinvolto.

Un terreno, sottoposto a deformazione di taglio, raggiunge due stadi successivi al procedere della stessa. In prima istanza, a deboli spostamenti, si ha un aumento della resistenza mobilizzata sino al raggiungimento di valori di picco, i più alti a disposizione. Questi sono propri di materiali granulari ben addensati o di materiali fini sovraconsolidati, con i secondi che, oltre ad essere caratterizzati da un valore di angolo di attrito efficace, hanno comportamento coesivo. Al superamento del picco segue una riduzione della resistenza disponibile, che si stabilizza sul valore di stato critico, determinabile su qualsiasi campione anche in condizioni rimaneggiate. Per i terreni fini esiste un terzo stadio che è quello delle resistenze residue. Queste resistenze residue possono essere considerate in caso di nuove o vecchie frane caratterizzate da una preesistente superficie di taglio (Stark et al., 2005), come in antiche colate in terra o in fenomeni di soliflusso, in caso di strati piegati e caratterizzati da fratture o faglie, o in altre situazioni particolari, quali la costruzione di dighe che inducono un innalzamento e un abbassamento del livello dell'acqua a scala annuale (Stark & Duncan, 1991). In genere, una rottura in condizioni drenate si verifica quando le resistenze del terreno hanno appunto già raggiunto quelle residue (Terzaghi et al. 1996). Questo è dovuto allo spessore piuttosto sottile della zona di taglio, dove le particelle argillose tendono ad allinearsi parallelamente alla direzione di scorrimento, comportando inoltre piccole variazioni nel volume del materiale (Mesri & Shahien, 2003). In sostanza, analisi di stabilità in tensioni efficaci necessitano molto spesso di parametri drenati residui (Stark et al., 2005), come emerge dalle modellazioni svolte da Huvaj-Sarihan (2009), in cui i parametri di resistenza mobilizzati da back-analysis sono molto simili a quelli residui determinati in laboratorio (Fig. 6).

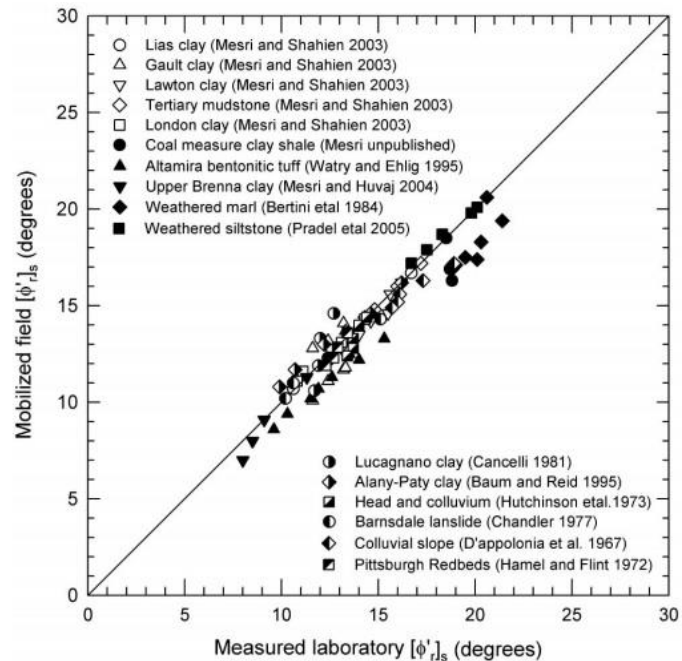


Fig. 6 – Angolo di attrito efficace mobilizzato da back-analysis comparato a quello determinato in laboratorio per frane riattivate (da Huvaj-Sarihan, 2009).

Molto dibattuto è l'utilizzo, nelle analisi di stabilità, di un valore di coesione efficace diverso da zero. Il *Fattore di Sicurezza* risultante dalle analisi all'equilibrio limite non è altro che il rapporto tra le forze resistenti richieste per la stabilità del versante e quelle agenti. Qualsiasi valore di c' , anche ridotto, ha un impatto molto importante nel calcolo di F.S., in particolare si nota un incremento di quest'ultimo all'aumentare della lunghezza della superficie di scorrimento che attraversa il materiale coesivo (Stark et al., 2005). Nelle analisi di stabilità che richiedono l'uso di parametri residui è quindi raccomandato imporre la coesione efficace uguale a zero (Stark et al., 2005). Per definizione infatti, le resistenze residue sono il risultato della riorientazione delle particelle argillose che, allineandosi parallelamente alla direzione di taglio, mostrano un comportamento laminare (Skempton, 1985). Le forze che ne derivano sono molto basse, dal momento che per tali particelle diventa difficile stabilire tra loro un

contatto o una sorta di adesione (Terzaghi et al. 1996). Inoltre, il raggiungimento delle condizioni residue comporta un aumento nel contenuto d'acqua in corrispondenza o nei pressi della superficie di scorrimento preesistente (Skempton 1985). In conclusione, l'interazione tra particelle argillose che porta ad assumere caratteri coesivi è ridotto o pressoché eliminato dalle deformazioni necessarie a raggiungere le resistenze residue. Per questo motivo, il materiale sarà caratterizzato esclusivamente da resistenze attrittive, ovvero dall'angolo di attrito efficace funzione dello sforzo normale agente sulla superficie di rottura (Stark et al., 2005). In particolare, queste resistenze attrittive dipenderanno dalla mineralogia delle particelle argillose presenti.

Il risultato di numerose prove di taglio anulare effettuate su materiali argillosi di vario tipo ha inoltre confermato che l'involuppo di rottura legato alle resistenze residue è stress dipendente (Stark et al., 2005). Di conseguenza, la curva che interpola i punti avrà carattere leggermente curvilineo e non perfettamente lineare.

2.2.1 Stima delle resistenze residue da proprietà indice

Le resistenze residue sono una proprietà fondamentale del materiale, non dipendono dalla struttura, dalla storia tensionale, dall'interazione tra le particelle o dalla loro coesione. In letteratura, sono diverse le correlazioni che permettono di stimare le resistenze residue del terreno a partire dalle proprietà indice, unico fattore di controllo.

In Stark et al. (2005) viene proposta una revisione alla correlazione che Stark & Eid (1994) segnalano tra angolo di attrito efficace e limite liquido. In poche parole si potrebbe dire che più alto è il limite liquido, e maggiore è la frazione argillosa, minore sarà l'angolo di attrito residuo (Fig. 7). Il limite liquido è spesso utilizzato come indicatore della mineralogia e del diametro delle particelle: al diminuire del diametro, l'area efficace disponibile aumenta, il limite liquido cresce e i parametri residui diminuiscono.

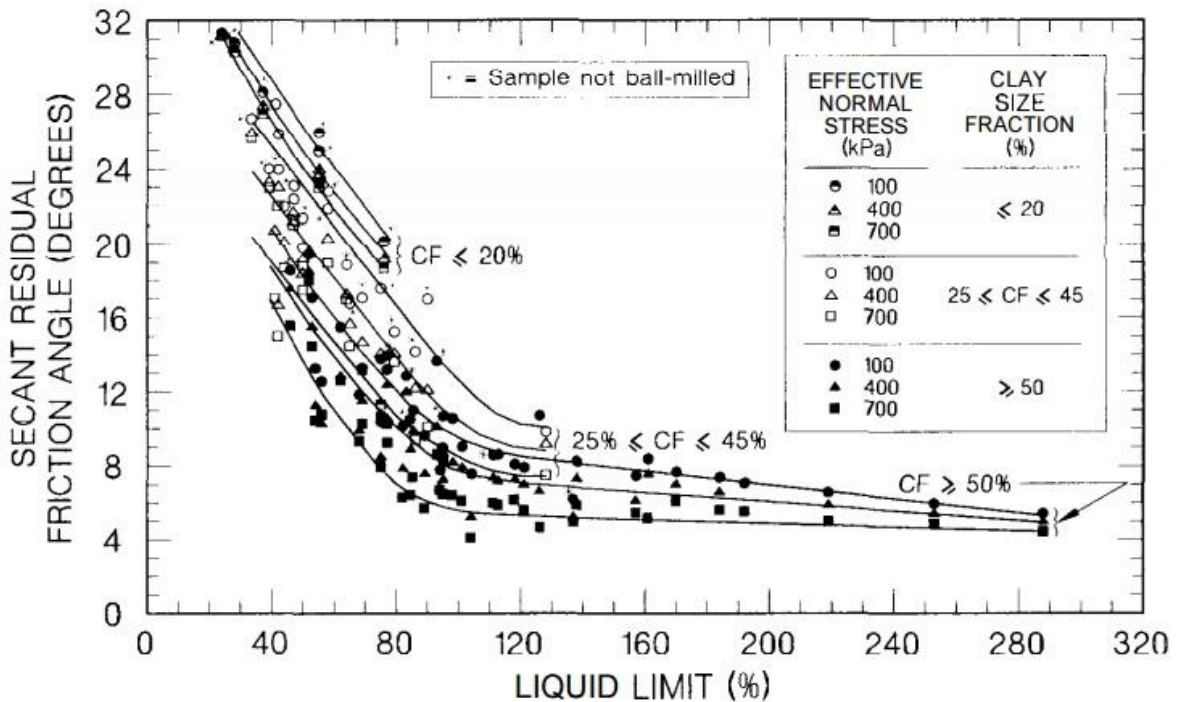


Fig. 7 – Angolo di attrito residuo stimato in relazione a limite liquido, per frazioni argillose e sforzi normali efficaci differenti (da Stark et al, 2005).

L'effetto di riorentazione delle particelle argillose risulta più pronunciato quando la frazione argillosa è maggiore o uguale al 25% in peso (Fig. 7), ed è in questo caso che si ha il maggior crollo delle resistenze. I dati raccolti in Stark et al. (2005) non mostrano invece un effettivo

legame tra l'abbondanza di particelle argillose e la geometria di taglio, in accordo con quanto già concluso da Skempton (1985), il quale afferma semplicemente che per avere un'isorientazione dei minerali argillosi è necessaria una frazione fine di almeno il 20%-25%. Qualora CF sia minore del 20%, l'angolo di attrito residuo del terreno sarà molto simile a quello di una sabbia, perché regolato da particelle limoso-sabbiose subsferiche.

L'attività del materiale, definita come il rapporto tra indice plastico e frazione argillosa, è stata utilizzata in precedenti correlazioni, come ad esempio quella proposta da Skempton (1985) (Fig. 8). Ad ogni modo, la correlazione empirica tra angolo di attrito residuo e limite liquido sembra dare risultati più precisi rispetto a quella basata sull'attività (Stark et al., 2005). Per tale relazione non è nemmeno necessario misurare il limite plastico per la definizione dell'indice plastico, con notevole risparmio di tempo.

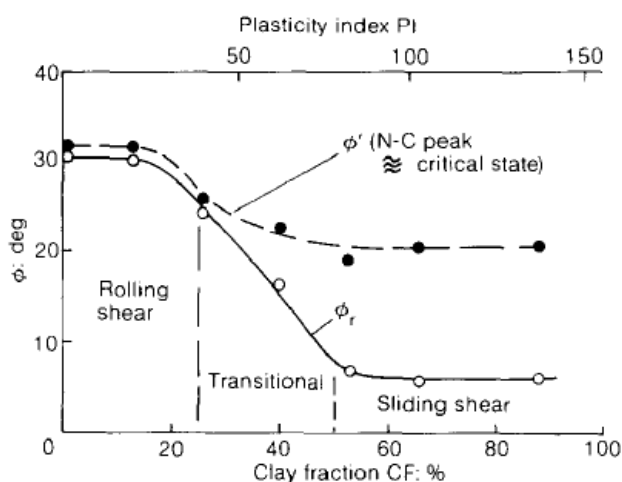


Fig. 8 – Angolo di attrito residuo stimato in relazione all'attività del materiale, rapporto tra indice plastico e CF (da Skempton, 1985).

aumento nel valore di angolo di attrito residuo, il quale coinciderà con quello di stato critico. Se invece sono le particelle piatte quelle più abbondanti ($CF > 50\%$), allora il processo di taglio avverrà per scivolamento e porterà ad un angolo di attrito residuo piuttosto basso, regolato unicamente dalla mineralogia della frazione argillosa.

2.2.2 Metodi di caratterizzazione della resistenza residua

La stima dei parametri di resistenza residua può essere fatta attraverso prove di taglio diretto a più cicli oppure prove di taglio anulare (Stark & Eid, 1994). Quest'ultime permettono di applicare uno scorrimento circolare continuo, con conseguenti vantaggi, tra i quali vanno certamente citati l'invariabilità della superficie di scorrimento, l'univocità nel senso di rotazione e la maggiore uniformità nell'orientamento delle particelle argillose presso il piano di taglio. Tutto ciò permette di ottenere valori di Φ_r' molto più vicini alla realtà rispetto a quanto stimato da una prova di taglio diretto a più cicli, da cui si ricavano, in genere, valori più alti e quindi meno cautelativi (Raviolo, 1993).

La forma delle particelle, in stretta relazione con la frazione argillosa, è secondo Lupini et al. (1981) un altro parametro di grande importanza nel definire il comportamento del terreno in condizioni residue. Come accennato prima, gli autori mettono in luce come il rapporto tra la percentuale di particelle di forma piatta e la percentuale di particelle di forma sferica presenti nel terreno influenzi il meccanismo di taglio che si andrà a sviluppare. Nel caso di maggiore abbondanza di particelle subsferiche, il processo di taglio ad elevate deformazioni avverrà con carattere turbolento, provocando un

Nonostante questo, anche dalle prove di taglio anulare possono risultare valori anomali, in particolare per quanto riguarda c' che, come detto, dovrebbe essere nullo. Spesso, la coesione efficace sembra invece maggiore di 0. A tale proposito, le resistenze residue mostrano una certa dipendenza dalla tensione normale efficace alla quale il campione è consolidato. Tale dipendenza si riflette in un certo grado di non-linearità dell'involuppo di rottura residuo, in modo particolare nel campo delle basse tensioni normali (Morgenstern & Tchalenko, 1967). Ciò può trovare spiegazione nel fatto che per bassi valori di σ'_n le particelle del terreno non riescono ad orientarsi perfettamente lungo il piano di rottura, presso il quale lo scorrimento non avviene quindi in modo perfettamente laminare. Per alti valori di tensione normale efficace, invece, l'allineamento delle particelle avviene più facilmente e di conseguenza riduce la resistenza residua disponibile (Stark & Eid, 1994). Ciò significa che, adottando un criterio di rottura lineare, i dati possono non essere interpolati con precisione, specialmente in caso di pressioni normali relativamente basse.

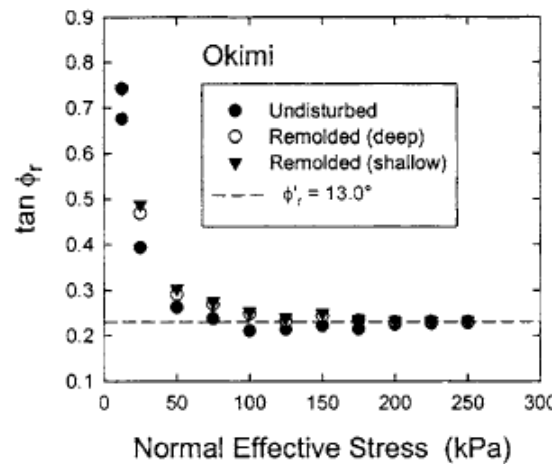


Fig. 9 – Influenza dello sforzo normale efficace sull'angolo di attrito residuo (da Tiwari et al., 2005).

Questo effetto di non linearità si manifesta dunque in modo significativo soltanto per bassi carichi normali (Fig. 9), mentre per alti valori l'angolo d'attrito tende a diventare costante (Tiwari et al., 2005). La scelta dell'involuppo di rottura da adottare nei singoli casi di studio deve dunque tenere in considerazione lo specifico intervallo di tensioni che saranno indagate.

Un'altra spiegazione all'apparente presenza di coesione sarebbe da ricercare nella presenza di soluzioni saline in grado di generare forze di Van der Waals (Lambe, 1960).

In alternativa ad una prova di laboratorio, è possibile stimare Φ_r' a partire dalle correlazioni empiriche di cui si è fatto cenno nel capitolo 2.2.1, correlazioni basate sulle proprietà indice del terreno, unico fattore di controllo delle resistenze residue.

2.2.3 Effetto della preparazione dei campioni

La prova di taglio anulare, di cui si è parlato nel paragrafo precedente, può essere effettuata su campioni indisturbati. Ricreare o mantenere la reale superficie di scorrimento, per determinare la naturale orientazione delle particelle argillose parallelamente alla direzione di taglio, è comunque molto difficile in un'apparecchiatura di questo genere (Stark et al., 2005). Di conseguenza, la procedura di prova può fare uso di un provino rimaneggiato, che viene deformato a velocità controllata sino al raggiungimento di valori di resistenza minimi misurati in corrispondenza di un singolo piano di taglio dato dalla geometria dell'apparato.

La preparazione del campione può influenzare il limite liquido e la frazione argillosa misurata sul materiale, e di conseguenza alterare la funzionalità delle correlazioni empiriche precedentemente riportate o il risultato di una prova di taglio. Per ottenere stime credibili, è necessario disgregare accuratamente i materiali di partenza, in particolare se si tratta di argille sovraconsolidate che possono avere vari gradi di indurimento. Questo grado di indurimento, se conservato al termine della procedura di preparazione, può influenzare la misura delle proprietà indice del terreno (Townsend & Banks, 1974). Per ricreare le condizioni di campagna alle quali le resistenze residue vengono mobilitate e riprodurre le condizioni di laboratorio per le quali le correlazioni di Figura 7 sono valide, è necessario

disgregare il materiale prima di svolgere le prove di granulometria e determinare i limiti di consistenza.

Le resistenze residue non sono funzione della preparazione, dal momento che le particelle vengono rotte lungo un'unica direzione durante il taglio stesso. In laboratorio occorre assicurarsi che il campione sottoposto alla prova sia il più omogeneo possibile. Per questo motivo spesso si ricorre alla macinazione vera e propria del materiale, specialmente in caso di terreni fortemente sovraconsolidati. La macinazione comporta inoltre valori di limite liquido più alti di quelli che si ricaverebbero seguendo la procedura *ASTM*, valori che in Stark et al. (2005) vengono ritenuti più corretti sia in senso assoluto sia per l'applicazione delle correlazioni empiriche. Le norme *ASTM* tendono infatti a sottostimare il valore di *LL* e il peso della frazione argillosa.

2.2.4 Influenza del tempo sulle resistenze

Stando a quanto riportato da Mesri & Shahien (2003), numerosi autori hanno ipotizzato che un miglioramento delle resistenze, una sorta di recupero, si verifichi col tempo in corrispondenza di superfici di scorrimento in cui il materiale ha già raggiunto le condizioni residue. Secondo questo principio, lo sforzo di taglio necessario a riattivare un vecchio deposito di frana sarebbe superiore a quello corrispondente allo stato residuo.

Altrettanti numerosi esempi hanno però osservato come non vi sia alcun tipo di incremento delle resistenze dopo il raggiungimento di quelle residue, e questo è stato confermato da una serie di prove di laboratorio in cui il campione è stato "ritagliato" dopo un certo periodo di pausa (Mesri & Shahien, 2003). L'eventuale picco che si osserva al momento del nuovo taglio è infatti dovuto a fenomeni di deformazione del provino, come ad esempio la modificazione della superficie di scorrimento, fattori che richiedono, nei primi millimetri del nuovo spostamento, un leggero aumento degli sforzi torsionali.

Al contrario, un'eventuale variazione delle resistenze residue può avvenire in seguito a fattori esterni, come l'azione delle radici degli alberi (specialmente in caso di superfici di scorrimento poco profonde) o la precipitazione di composti chimici (Mesri & Shahien, 2003). Inoltre, la variazione dello sforzo normale in sito, che può comportare una compressione o una dilatazione del materiale, implica il raggiungimento di un picco di resistenze prima del nuovo stato residuo, ma, come sostiene Chandler (1977), è poco saggio fare affidamento in sede di analisi di stabilità a queste variazioni, spesso poco rilevanti nei processi e nella stabilità di lungo termine.

2.3 Condizioni litologiche e di franosità in Emilia-Romagna

L'*Emilia-Romagna* è indubbiamente uno dei territori più franosi d'*Italia*, tanto che in molte aree appenniniche la presenza estesa di frane costituisce una delle peculiarità più riconoscibili nel paesaggio. Oltre un quinto della superficie montana e collinare è interessato da corpi di frana di vario tipo e dimensione, più o meno attivi, ma pur sempre potenzialmente pericolosi. Negli ultimi decenni la vertiginosa diffusione dell'urbanizzazione e delle reti infrastrutturali ha portato ad un sensibile aumento del rischio da frana (Bertolini & Pizziolo, 2006). I movimenti più comuni sul territorio regionale, secondo la classificazione di Cruden & Varnes (1996) e stando a quanto riportato dal sito della *Regione Emilia-Romagna* (Fig. 10), sono fondamentalmente tre: quelli per scivolamento, quelli per colamento e quelli complessi. Secondo Tellini (2012), la percentuale assegnata alle frane complesse sarebbe però sottostimata, in virtù del fatto che la maggior parte delle colate lente, di grandi o di medie dimensioni, mostrano nella zona di corona altri tipi di movimento semplice, e pertanto non sono incluse in tale categoria.

Una delle cause dell'incidenza delle frane sul territorio regionale è la natura litologico-strutturale delle unità rocciose che costituiscono l'*Appennino Emiliano-Romagnolo* (Fig. 11), a cui si associa l'abbondanza delle coperture detritiche, di varia genesi compresa quella gravitativa, che insistono, con spessori ed estensione variabili, sui versanti. La presenza di materiali argillosi o marnosi, che si rinvenivano sia organizzati in

strati sia caoticizzati, e di alternanze litologiche in cui la componente pelitica assume un ruolo fondamentale ai fini della stabilità, condiziona l'intero territorio regionale, unitamente al complesso assetto strutturale delle unità tettoniche appenniniche. L'orogenesi della catena ha infatti impilato falde costituite da materiali particolarmente deboli, come flysh calcareo-marnoso-pelitici o argille scagliose, su altri relativamente più competenti, portando a ridosso della superficie formazioni inadatte ad opporsi all'approfondimento quaternario delle valli, se non riequilibrandosi attraverso fenomeni gravitativi (Tellini, 2012). La storia tettonica particolarmente intensa a cui sono stati soggetti tali terreni, quali ad esempio la formazione delle *Argille a Palombini*, ha portato inoltre a fratturazione più o meno pervasiva del materiale, trasformando quello che dovrebbe essere un ammasso roccioso in una sorta di materiale dalle caratteristiche assimilabili a quelle di una terra. Oltre a tutto ciò, non va scordata l'importanza della giacitura che, ove sfavorevole, diventa un elemento scatenante di instabilità associato a quelli già citati in precedenza. Infine, le caratteristiche così scarse e

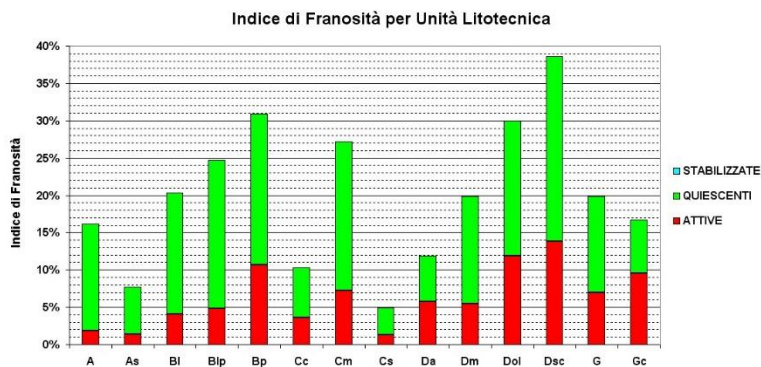


Fig. 11 – Indice di franosità per unità litotecnica. La più suscettibile è la classe delle Argille Scagliose (Dsc), severamente piegata e dislocata per successive fasi deformative.

Ripartizione Numero di frane per Tipo di Movimento

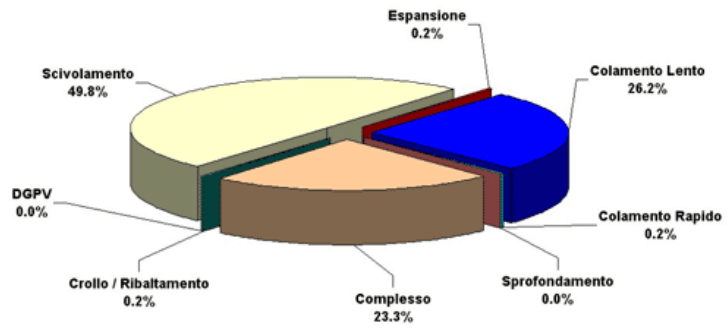


Fig. 10 – Classificazione delle frane in Emilia-Romagna per tipologia di movimento.

caotiche delle litologie presenti nel territorio regionale influenzano in maniera marcata l'assetto idrogeologico circostante, alternando zone più permeabili ad altre argillose pressoché impermeabili. La pressione e la distribuzione dell'acqua vanno così a concentrarsi e a peggiorare ulteriormente le caratteristiche di quei terreni già particolarmente scadenti.

2.3.1 Caratteristiche principali delle grandi frane

Per quanto riguarda le dimensioni, diverse frane della *Regione Emilia-Romagna* superano la lunghezza di 4 km. Questi grandi fenomeni sono per lo più di tipo complesso, abbinando movimenti roto-traslativi (che prevalgono nella zona di coronamento) a lunghe colate che generalmente raggiungono la base del versante. Nella zona mediana e inferiore, accade frequentemente che una completa deformazione del materiale (tipico delle colate) si accompagni ad un movimento di scivolamento alla base. Negli ultimi 20 anni, le maggiori problematiche inerenti la pericolosità indotta da frana hanno riguardato la riattivazione di grandi corpi quiescenti di cui solo in parte si conosceva l'esistenza o il periodo di ricorrenza

(Tellini, 2012). La frequenza nota di eventi storici e antichi è infatti limitata a soli pochi casi e ad intervalli di tempo piuttosto brevi, fatti coincidere con un periodo che va dalla *Piccola Età glaciale* sino ad oggi, nella convinzione di uno stretto legame fra i movimenti di queste grandi frane e le condizioni climatiche del passato, causa di degradazione per via del raffreddamento o di un'intensa piovosità. Nella fase di riattivazione di antiche colate (caso molto frequente), il corpo di frana procede per lungo tempo verso valle scivolando lentamente sulla sua base, con un meccanismo di scorrimento traslativo e minori deformazioni interne (Bertolini & Pizziolo, 2006). La trasformazione in una vera e propria colata di terra avviene raramente, solo se l'evento si protrae a lungo (anni o decenni) e solo se vi è disponibilità di grandi quantitativi di acqua.

La profondità media di queste grandi frane quiescenti, spesso in riattivazione, si attesta tra i 10 m ed i 30 m: circa la metà dei corpi franosi indagati ricade infatti entro questa classe (Bertolini et al., 2005). Ad ogni modo, si rinvencono anche frane che superano i 40 m (il 10%) e pochi casi che si avvicinano ai 100 m di profondità. Da una prima analisi, inoltre, sembra che una maggiore acclività del versante non sia statisticamente determinante nel favorire la presenza di frane. Numerosi casi studiati (Bertolini & Pellegrini, 2001), in particolare registrati nel periodo 1994-2000, hanno interessato versanti inclinati tra 6° e 23°, con una maggiore frequenza tra gli 8° e gli 11°. Le frane su acclività maggiori ai 25°-30° sono scarse a causa della presenza in quelle aree di formazioni dotate di migliori caratteri geomeccanici. Può tuttavia capitare frequentemente che i movimenti si inneschino in luoghi o porzioni del versante dove l'inclinazione sia relativamente maggiore, ma in seguito possano poi svilupparsi su pendenze estremamente ridotte, non escludendo superfici subpianeggianti.

Come precedentemente detto, la maggioranza delle frane esistenti sul territorio emiliano-romagnolo prendono origine da formazioni argillose strutturalmente complesse. Questi corpi di frana rappresentano, dal punto di vista litologico, un compendio delle varie formazioni che affiorano sul versante (spesso più di una). La loro struttura interna è generalmente del tipo *blocks-in-matrix* e le proprietà geomeccaniche sono loro conferite dalla matrice argillosa. Di conseguenza, in termini di resistenza al taglio, questi materiali sono difficilmente caratterizzabili sulla base delle semplici prove in sito o di laboratorio. Per risolvere il problema sarebbe necessario raccogliere campioni esattamente lungo la superficie di rottura. Questo richiede però la ripetizione dei sondaggi, con costi piuttosto elevati: una prima indagine servirebbe ad individuare la superficie di rottura attiva, attraverso l'installazione di un inclinometro, mentre una seconda, eseguita successivamente, sarebbe esclusivamente dedicata alla raccolta dei campioni necessari. Diventa indispensabile, infine, confrontare i dati di laboratorio e in sito con i parametri di resistenza mobilitata che risultano dalle verifiche di stabilità eseguite in fase di back-analysis.

2.3.2 Meccanismi di riattivazione

La riattivazione di grandi frane quiescenti, originatesi migliaia di anni fa, si verifica con tempi di ritorno di decine o centinaia di anni, per questa ragione si tratta di eventi relativamente rari e difficili da individuare nel territorio regionale. Nella fase di riattivazione, che può durare settimane, mesi, fino a qualche anno, la velocità può rimanere sotto una soglia accettabile in cui sono compatibili insediamenti umani stabili (ad esempio *Gaggio Montano (BO)*) o accelerare fino a provocare un rimaneggiamento dell'intero corpo (Bertolini & Pizziolo, 2006). Il relativamente lungo periodo di quiescenza che intercorre tra una riattivazione e l'altra ha fatto sì che numerosi centri abitati fossero direttamente fondati sulle frane o nelle loro immediate vicinanze durante le fasi climaticamente più secche del passato storico. Durante quei periodi di bassa piovosità, i depositi restarono in stato di quiescenza per centinaia di anni, nascondendo la loro intrinseca pericolosità alle popolazioni locali.

L'origine e l'evoluzione di queste grandi frane viene oggi studiata attraverso la datazione radiocarbonica dei resti vegetali intrappolati durante il movimento. Tali studi, condotti dalla *Regione Emilia-Romagna* (Bertolini et al., 2005) e dall'*Università di Parma* (Tellini, 2004), dimostrano che questi corpi di frana sono il risultato di eventi multifase durati migliaia di anni. Essi si originarono dopo la fine dell'ultima età glaciale (le datazioni più antiche risalgono a 13.500 anni fa circa) e si accrebbero durante i periodi più piovosi dell'*Olocene* per la sovrapposizione di frane successive. La loro pericolosità fu per decenni sottovalutata, almeno sino alla riattivazione della *Frana di Corniglio (PR)*, nel 1994, di nuovo in movimento dopo un secolo di inattività. Il termine paleofrana, molto in voga sino a pochi anni fa, è ora stato abbandonato per il suo fuorviante significato.

Le più recenti riattivazioni sono principalmente indotte da intense e/o prolungate precipitazioni stagionali, meno frequentemente dallo scioglimento delle nevi. Questi eventi inducono un progressivo aumento delle pressioni interstiziali che, per via dell'elevato quantitativo di argilla nei corpi franosi, non riescono ad essere dissipate sufficientemente in fretta. Tra le cause di attivazione occorre citare anche le scosse sismiche, nonostante una chiara correlazione tra esse e l'innesco dei franamenti sia stata riscontrata raramente. Attenzione poi a fenomeni di retrogressione, in cui l'instabilità nella zona di corona può portare a distacchi locali, quindi alla sovrapposizione di nuovo materiale sul corpo di frana, come si trattasse di un carico non drenato che induce sovrappressioni interstiziali. In modo analogo, anche la costruzione di nuovi edifici può portare alla propagazione del movimento da monte verso valle. E' ormai riconosciuto come siano proprio queste antiche e grandi frane a costituire il pericolo principale, tant'è che il 90% dei danni dovuti al dissesto è legato a questo genere di riattivazioni (Tellini, 2012). Diventa dunque fondamentale il riconoscimento e la cartografia di tali depositi, su cui poi effettuare mirate campagne di monitoraggio.

2.4 Interventi di sistemazione

Le soluzioni che possono essere adottate nel caso di fenomeni franosi attivi sono molteplici e di varia natura. A seconda di quelli che vengono ritenuti i fattori scatenanti, dei materiali coinvolti, della tipologia di movimento, della profondità della superficie di scorrimento, della geometria del pendio o del budget è possibile affidarsi ad opere di mitigazioni che siano interventi di riprofilatura del versante, interventi di drenaggio, interventi strutturali o interventi di riduzione del rischio. In questo capitolo saranno trattate solamente le tecniche di stabilizzazione che verranno prese in considerazione nel capitolo 7.

2.4.1 Drenaggi

Gli interventi di drenaggio hanno lo scopo fondamentale di raccogliere le acque superficiali o allontanare quelle sotterranee in corrispondenza di versanti instabili, così da ridurre le pressioni interstiziali e conseguentemente le spinte del terreno. Negli interventi di sistemazione e consolidamento dei versanti in frana, ma anche nella realizzazione di opere di ingegneria civile, sono utilizzati vari metodi e strumenti per il drenaggio, applicati sia temporaneamente che permanentemente. Gli interventi di questo tipo si possono suddividere in due gruppi principali: opere di drenaggio di tipo superficiale e opere di drenaggio di tipo profondo. I drenaggi di tipo superficiale, comprendenti le opere di regimazione delle acque superficiali, sono quelli di più rapida e facile installazione, ma sono anche quelli che più frequentemente vengono danneggiati. I drenaggi profondi, che in genere hanno un carattere definitivo, necessitano invece di opere e di attrezzature più complesse per la loro installazione, oltre ad essere più costosi. A fronte di questi svantaggi assicurano però una maggiore efficacia nella stabilizzazione di versanti in frana.

Dreni suborizzontali

I dreni suborizzontali sono costituiti in genere da tubi in PVC microfessurati con diametro compreso tra 50 mm e 80 mm.

Questo genere di opere, se usato correttamente, è uno dei più veloci ed economici mezzi di stabilizzazione, sia quando i tubi drenanti rappresentano il solo sistema di drenaggio profondo del terreno sia quando essi sono abbinati ad altri metodi (Hunt, 2005). Con l'obiettivo di ridurre le pressioni dell'acqua all'interno di un corpo di frana, i dreni suborizzontali sono installati entro il suolo o la roccia con angoli di inclinazione leggermente positivi (quindi verso l'alto) (Cook et al., 2008) (Fig. 12).

Il dimensionamento, il numero, la disposizione e la loro profondità devono essere stabiliti sulla base di un'accurata indagine geologica ed idrogeologica, finalizzata ad acquisire i parametri del terreno necessari per una corretta progettazione del sistema drenante.

Dal momento che per ottenere un apprezzabile abbassamento della falda è necessario più di un singolo dreno, è richiesta una valutazione sulla spaziatura dei tubi da installare. Quest'ultima è spesso soggetta ad elevata incertezza, incertezza che dipende dalla configurazione del sito e dalla sua accessibilità (Crenshaw & Santi, 2004). Molti autori hanno

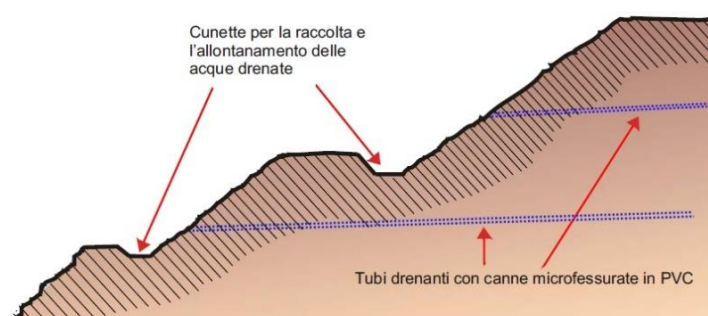


Fig. 12 – Sistema di drenaggio profondo realizzato con una rete di dreni suborizzontali.

avanzato soluzioni che potessero fornire un metodo quantitativo per la stima della spaziatura, ma questi metodi si sono spesso rivelati poco economici e anche poco efficienti (Cook et al., 2008). Inoltre, molte di queste tecniche si basano su eccessive semplificazioni o assunzioni, rivelandosi piuttosto soggettive, mentre altre, all'opposto, sono matematicamente complesse, tanto da richiedere troppo tempo per il calcolo. Sono quindi le soluzioni empiriche quelle maggiormente adottate. Hunt (2005) sostiene che la spaziatura dipenda dalla tipologia del materiale da drenare: in terreni fini è richiesta un'interdistanza tra dreni compresa tra 3 m e 8 m, mentre in terreni più permeabili sono sufficienti spaziature che vanno dagli 8 m ai 15 m. Secondo Huculak & Brawner (1961), l'interdistanza dovrebbe essere, in ogni caso, di almeno 9 m – 12 m, mentre Cornforth (2005) dichiara che i dreni suborizzontali sono generalmente spaziati di appena 1 m o 3 m, specificando che devono essere installati rigorosamente in direzione perpendicolare al versante, parallelamente al movimento gravitativo. Nel caso di dreni disposti parallelamente tra loro, Di Maio & Viggiani (1988) mettono in evidenza come l'interdistanza ottimale per avere la massima efficienza sia circa 1,5 la loro lunghezza, mentre Desideri & Rampello (2011) sostengono che la spaziatura debba essere inferiore, o al massimo uguale, a 0,2 volte L. Insomma, le raccomandazioni sono molteplici e spesso tra loro contrastanti.

Per quanto concerne la lunghezza, i dreni suborizzontali devono avere un'estensione tale da abbassare la falda di quanto desiderato. In generale è opportuno sottolineare come dreni lunghi con ampia spaziatura risultino più efficienti di dreni corti con spaziatura ridotta. Inoltre, minore è la pendenza del versante, maggiore dovrebbe essere la loro lunghezza. Difficilmente si raggiungono distanze superiori ai 70 m, mentre è stato dimostrato come infiggere un tubo fino ad intercettare e a superare la superficie di scorrimento sia eccessivamente costoso e non comporti alcun tipo di beneficio. Tutt'altro, l'installazione di

dreni oltre la superficie di rottura critica può comportare un maggiore richiamo di acqua verso la zona di taglio (Royster, 1980).

Come precedentemente detto, i dreni suborizzontali vengono inseriti con un'inclinazione verso l'alto di pochi gradi, comunemente compresa tra 2° e poco più di 10°. Nulla esclude di adottare angoli maggiori, fino a circa 25° (Cornforth, 2005), ma valori bassi sono preferibili, perché permettono di raggiungere quote minori all'interno del versante, quindi più vicine alla superficie di rottura. Più il dreno è prossimo all'orizzontale, maggiore sarà l'effetto di abbassamento indotto sull'acqua nel sottosuolo. Sono invece sconsigliati dreni con inclinazione negativa, verso il basso, perché potrebbero convogliare acqua dalla superficie all'interno del versante, in profondità, peggiorando la situazione.

La configurazione della rete può essere fondamentalmente di due tipi, a ventaglio o parallela. La prima è quella più utilizzata, mentre la seconda è comune nei pressi di canali, linee ferroviarie o strade (Cornforth, 2005). Dreni paralleli permettono inoltre una stima più precisa della spaziatura e una rappresentazione del problema più semplice. In entrambi i casi, vengono generalmente installati più sistemi a quote diverse nel versante, così da intercettare vari livelli acquiferi e drenare zone isolate. Alcuni autori hanno inoltre dimostrato che anche drenando solo una piccola porzione del corpo di frana si ottengono cospicui miglioramenti nella stabilità complessiva (Kazarnovsky & Silagadze, 1988).

Deve inoltre essere assicurato lo scarico delle acque provenienti dall'area dissestata nel più vicino fosso o impluvio al di fuori del corpo in frana, facendo attenzione che ciò non inneschi processi erosivi (Fig. 13).



Fig. 13 – Dreni suborizzontali collegati ad un tubo usato per convogliare l'acqua lontano dal versante (da Cook et al., 2008).

Questi sistemi hanno un impatto ambientale contenuto dal punto di vista estetico-paesaggistico dovuto al fatto che la loro installazione avviene al di sotto del piano campagna. La loro efficacia è spesso molto elevata, ma sono possibili insuccessi a causa di non corrette progettazioni oppure di condizioni poco favorevoli all'impiego del metodo, essenzialmente in ragione di dreni insufficientemente vicini in materiale molto poco permeabile. La loro durata è connessa alla manutenzione del sistema, che richiede periodiche pulizie a cadenza trimestrale per il primo anno, poi annuale ed infine ogni quattro anni a partire dal

secondo anno (Cook et al., 2008). La frequenza di intervento è comunque molto variabile, funzione del clima, della geologia locale e della vegetazione nella zona di studio, senza dimenticare altri fattori come la possibile precipitazione di carbonato di calcio (Smith and Stafford, 1957), principale causa di incrostazioni.

Trincee drenanti

Le trincee drenanti sono delle strutture allungate (lunghezza fino a 300 m) disposte in genere parallelamente alla linea di massima pendenza del versante, con profondità limitate, che possono raggiungere circa i 6 m, e larghezze di poco inferiori o superiori al metro. Le modalità di esecuzione sono diverse in funzione della profondità e delle situazioni litologiche ed idrogeologiche locali. Tali opere devono essere scavate con attenzione, a piccoli tratti, procedendo da valle verso monte in modo che, anche se costruite parzialmente,

possano già iniziare ad esercitare la loro azione drenante. Il fondo dello scavo può avere una pendenza uniforme in caso di versanti poco inclinati (10° - 15°), mentre nel caso di pendii maggiormente acclivi si può procedere alla gradonatura. Sul fondo viene installata una canaletta in calcestruzzo sopra la quale porre un tubo, necessario all'allontanamento delle acque raccolte.

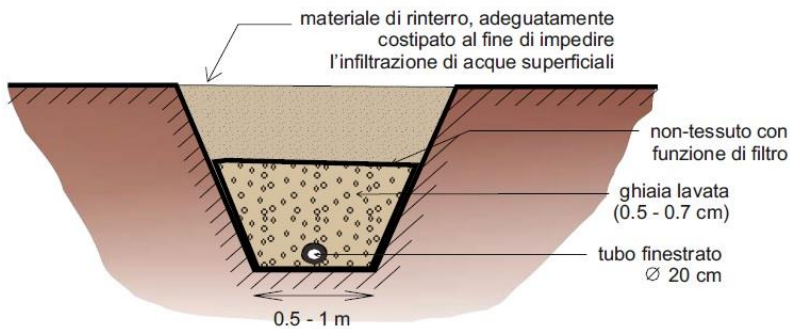


Fig. 14 – Possibile assetto interno di una trincea drenante.

vegetale con spessore di circa 0,5 m. Nel secondo caso, il corpo drenante è formato da uno strato di ghiaia pulita, completamente avvolto con un telo di tessuto non tessuto posto a contatto col terreno da drenare. Il riempimento della trincea è quindi completato da uno strato di sabbia e dallo strato sommitale di terreno vegetale (Fig. 14).

In fase di progettazione, occorre valutare le caratteristiche geometriche delle trincee (S = interdistanza in pianta tra le trincee; D = profondità delle trincee), in modo da ottenere una buona efficienza del drenaggio in relazione alla pendenza del versante, alla profondità della falda prima dell'intervento e alla permeabilità del materiale. Tenendo conto che l'efficienza del drenaggio è inversamente proporzionale al rapporto S / D , la valutazione dei parametri di progettazione può fare riferimento alla soluzione proposta da Hutchinson (1977). Tale lavoro assume che il contributo di pressione sia nullo sull'originaria tavola d'acqua e lungo il perimetro della trincea, e che vi sia un limite impermeabile a profondità $n \times h_0$. Dai grafici proposti da Hutchinson (1977) (Fig. 15) è così possibile ricavare, a partire dall'interdistanza delle trincee e dall'altezza della tavola d'acqua rispetto alla loro base, l'altezza piezometrica media sul piano orizzontale coincidente sempre con il fondo scavo. In poche parole, è quindi possibile stimare l'abbassamento della falda indotto dall'opera.

Anche altri autori si sono dedicati allo studio dell'effetto di trincee drenanti sulla stabilizzazione di un versante. Pramada Valli (2000) si è occupato di valutare la variazione piezometrica alla base della trincea e la quantità di acqua drenata dal sistema in funzione di diverse profondità, larghezze e spaziature. Oltre agli aspetti geometrici, è importante tenere conto delle anisotropie del suolo, le quali hanno una forte influenza sulla permeabilità e dunque sui risultati. Dal lavoro si evince che in caso di $n = 1$, quindi di substrato impermeabile corrispondente alla base della trincea, l'abbassamento indotto dalla rete è analogo a quello proposto da Hutchinson (1977) (Fig. 15), mentre in caso di $n > 1$, quindi di substrato impermeabile posto a profondità superiori alla base della trincea,

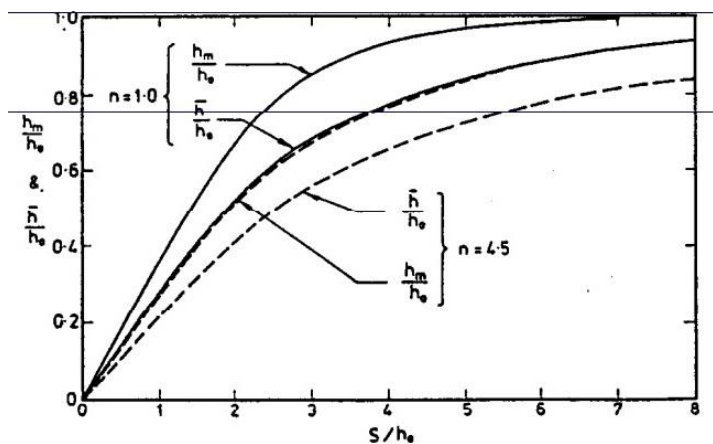


Fig. 15 – Modello di abaco di progetto proposto da Hutchinson (1977).

l'abbassamento indotto dalla rete è superiore. La differenza risiede nel fatto che Pramada Valli (2000) tiene conto della larghezza della singola trincea, fattore geometrico non considerato nella soluzione numerica proposta da Hutchinson (1997).

Queste opere rappresentano dunque un efficace sistema di drenaggio delle acque di infiltrazione e di falda. L'abbattimento della quota piezometrica e la diminuzione del contenuto d'acqua nel terreno consentono di ottenere una sensibile riduzione delle pressioni interstiziali, unitamente ad un aumento della coesione, migliorando le condizioni di stabilità del pendio. La loro durata è funzione di quanto si riesca ad evitare il colmamento dei filtri e dei collettori, che devono essere oggetto di una sorveglianza regolare, almeno annuale.

Le trincee drenanti sono impiegate con efficacia fondamentale negli interventi di consolidamento di frane con superfici di scorrimento poco profonde.

2.4.2 Interventi strutturali

Rientrano in questa categoria tutti quegli interventi volti ad ottenere la stabilizzazione del corpo di frana tramite l'applicazione di forze esterne che si oppongano alle forze destabilizzanti. La progettazione di una generica struttura di sostegno presuppone la valutazione della pressione che il terreno esercita su di essa. Tale sforzo è funzione del movimento relativo tra la struttura di sostegno stessa e il terreno circostante.

Si dice che il muro è sottoposto ad una spinta di tipo attivo quando la struttura si allontana dal terreno e quest'ultimo si deforma orizzontalmente al punto tale da raggiungere la condizione di equilibrio plastico. Si parla invece di spinta passiva del terreno sul muro nel caso in cui questo si sposti contro il terreno, comprimendolo al punto tale da raggiungere la mobilitazione totale della resistenza al taglio. In linea generale, la mobilitazione dello stato attivo si ottiene per valori di spostamento molto più bassi rispetto a quelli necessari per la mobilitazione dello stato passivo. Mentre nel primo caso sono sufficienti deformazioni orizzontali comprese tra lo 0,1% e lo 0,2% dell'altezza del muro, nel secondo sono necessari spostamenti notevolmente superiori, fino all'8% per sabbie dense e fino al 20% per sabbie sciolte. Questo aspetto va tenuto presente nella scelta dell'angolo di attrito del materiale da utilizzare nel calcolo dei coefficienti di spinta (K_A e K_P). Se per la spinta attiva è lecito considerare un angolo di attrito di picco (ove il materiale lo possieda), nel caso di spinta passiva l'elevato livello di deformazioni da raggiungere fa sì che la resistenza disponibile a rottura sia intermedia tra quella massima e quella di stato critico (Rowe & Peaker, 1965). Per quanto riguarda lo stato passivo inoltre, l'effetto dell'attrito tra terreno e muro diviene rilevante determinando un incremento, non più trascurabile, della spinta stessa. Navfac (1986) fornisce valori del coefficiente K_P in relazione all'inclinazione del pendio, all'angolo di attrito efficace e alle diverse tipologie di interfaccia tra muro e terreno.

Pali

L'uso di pali nella stabilizzazione di frane o nella prevenzione di eccessivi spostamenti è una tecnica ben sviluppata nella pratica ingegneristica (Lirer, 2012).

L'intervento consiste nella realizzazione, all'interno del corpo di frana da stabilizzare, di una serie di pali accostati o leggermente spazati a seconda del loro diametro, in maniera tale da ottenere delle strutture ortogonali alla direzione di massima pendenza che contrastino il movimento della porzione retrostante del terreno (Fig. 16). Infissi nel substrato inalterato attraversando la superficie di scivolamento, trasferiscono parte della spinta laterale del terreno dall'orizzonte instabile a quello più profondo, impedendo la rottura del materiale circostante (Lirer, 2012). La fila di pali dovrà prevedere una spaziatura, tra ciascun elemento, sufficientemente larga da ridurre al minimo i costi di intervento ma, allo stesso tempo, non

eccessivamente larga così da favorire l'interazione dei vari elementi e rendere efficace il sistema (Kourkoulis et al., 2011).

L'approccio da seguire in fase di progettazione può essere diverso a seconda delle necessità e dei metodi. Secondo Viggiani (1981), la caratterizzazione di una palificata può essere fatta seguendo il metodo dell'equilibrio limite. In questo caso, il contributo di stabilizzazione dato dal singolo palo dipenderà direttamente dalle sue caratteristiche, quali diametro, lunghezza e momento flettente, oltre che dalle resistenze del terreno e dallo spessore del

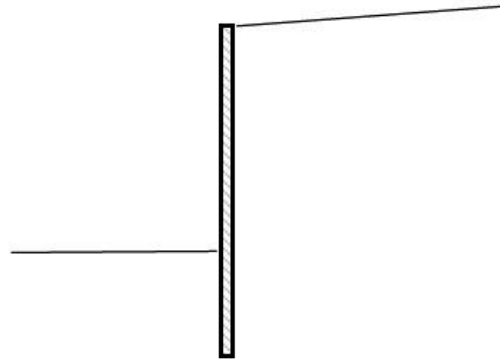


Fig. 16 – Sezione schematica di una paratia costituita da pali allineati perpendicolarmente alla massima pendenza del versante e infissi nel terreno.

corpo di frana. Con questo approccio, sarebbe richiesto determinare la massima forza di taglio della palificata necessaria ad incrementare il *Fattore di Sicurezza* di quanto desiderato, determinare la massima forza di taglio che ciascun palo può fornire per resistere allo scivolamento della potenziale porzione instabile, e selezionare infine il tipo e il numero di pali da installare, unitamente alla zona più indicata ove eseguire l'intervento. Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto, non esistono delle vere e proprie linee guida. Di certo il palo deve estendersi al di sotto della superficie di rottura di frana così che questa non possa traslare al di sotto del palo stesso, mentre per quanto riguarda il punto di infissione, questo dovrebbe trovarsi nelle vicinanze del centro della superficie di rottura (Poulos, 1995).

Nel caso di frane molto estese o di spinte elevate, si può ricorrere a più allineamenti di pali, ognuno dei quali dovrà sostenere una determinata porzione del corpo in movimento. I pali, gettati direttamente in opera, sono spinti oltre la superficie di scorrimento e collegati in testa tramite un cordolo in cemento armato. Si ottiene in questo modo una struttura continua, ancorata nel substrato stabile, che si oppone al movimento del terreno come un vero e proprio diaframma.

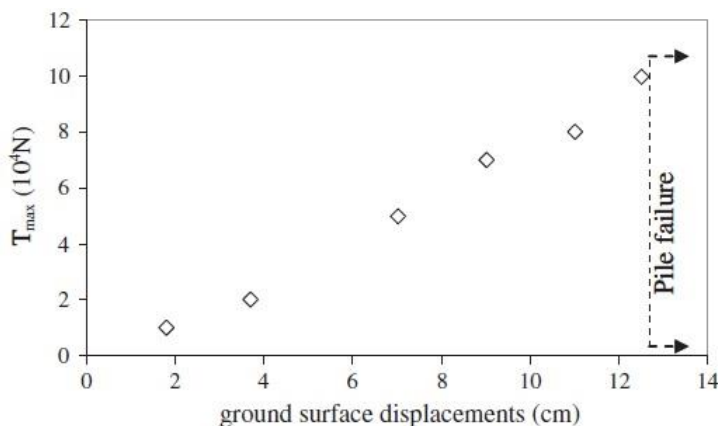


Fig. 17 – Incremento della forza di taglio mobilizzata dalla palificata all'aumentare degli spostamenti, colata studiata da Lirer (2012).

la massima forza di taglio a cui viene sottoposta l'opera si rinvenga alla profondità della superficie di scorrimento, dove, col procedere della deformazione, si raggiungono valori prossimi ai 100 kN (Fig. 17).

Nelle colate di terra o in materiali plastici, si è osservato come queste opere siano di scarsa utilità. Secondo Lirer (2012), nonostante una palificata non sia in grado di fermare un earthflow ha comunque un effetto importante sugli spostamenti nel terreno circostante che, in corrispondenza della fila di pali, risultano minori rispetto ad altre zone. Inoltre, lo stesso

autore mette in luce come la

Una delle verifiche necessarie alla realizzazione di un'opera di sostegno flessibile è legata all'equilibrio alla rotazione. Tale verifica permette la valutazione della profondità di infissione minima alla quale i terreni circostanti non subiscono rottura, e può essere

effettuata affidandosi a metodi dell'equilibrio limite. La verifica è generalmente realizzata per tentativi (Navfac, 1986), variando la profondità fino al raggiungimento delle condizioni di stabilità. Non esiste una metodologia univoca nella considerazione del *Fattore di Sicurezza*, questo può essere ad esempio introdotto incrementando la profondità di infissione del 20% - 40% rispetto al valore verificato. Si tratta di una soluzione che, secondo Navfac (1986), corrisponde all'utilizzo di un F.S. compreso tra 1,5 e 2.

Da un punto di vista manutentivo, è d'obbligo assicurare il drenaggio delle acque alle spalle dell'opera con lo scopo di ridurre la spinta attiva del terreno sulla struttura. Opere con pali come quelle descritte sono comunemente adottate nel caso di superfici di scivolamento profonde e/o frane di grosse dimensioni.

3. Area di studio

L'area di studio è situata in località *I Prati* e in località *Caminata*, centri abitati che si collocano al piede del versante destro del fiume *Reno* (Fig. 18). Pur sorgendo a ridosso di *Silla*, paese che si trova sul versante opposto, entrambe le località appartengono al comune di *Castel di Casio* (BO), il cui abitato è posto diversi chilometri ad EST. In linea generale, la zona di interesse è posizionata nella porzione meridionale della provincia di *Bologna*, non molto lontano dal confine tra *Emilia-Romagna* e *Toscana*.



Fig. 18 – Inquadramento area di indagine.

3.1 Inquadramento geologico

3.1.1 Inquadramento geologico a scala regionale

L'area di studio fa parte del contesto appenninico settentrionale, delimitato a NORD dal lineamento tettonico di Sestri-Voltaggio, che lo divide dalle Alpi, e a SUD dal lineamento tettonico di Ancona-Anzio, che definisce il limite tra Appennino Settentrionale ed Appennino Centrale.

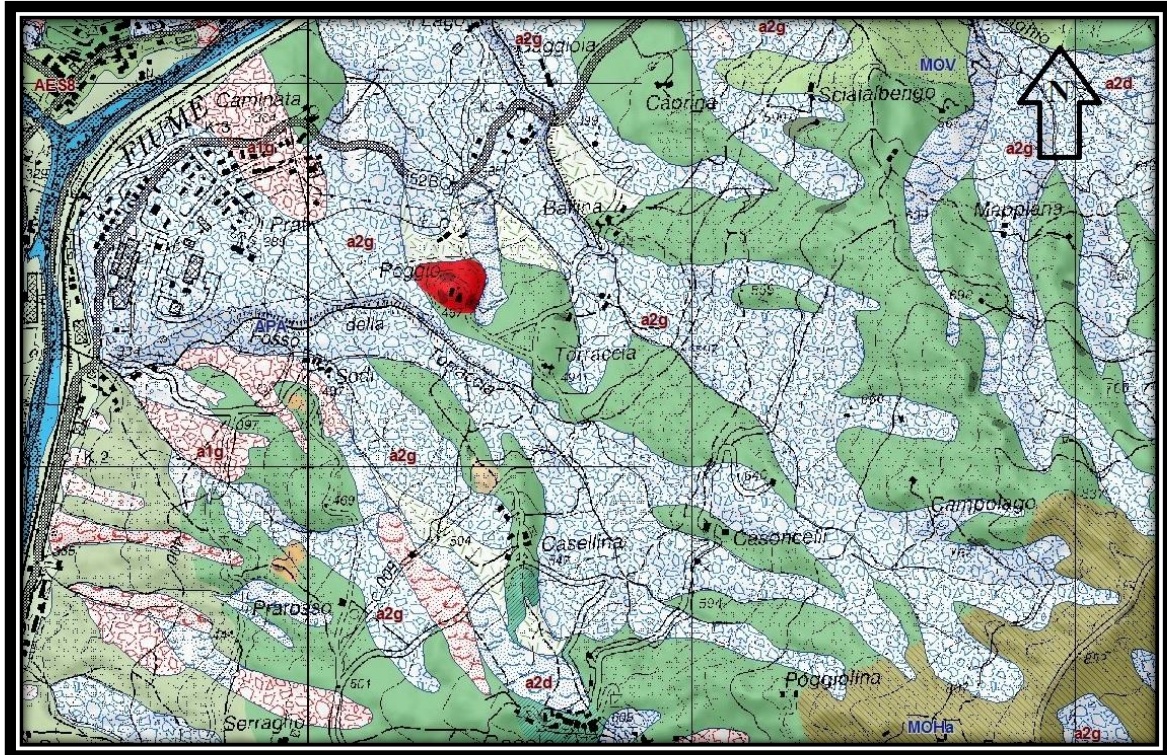
Per quanto concerne l'Appennino Settentrionale, si tratta di una tipica catena a falde (Elter, 1960; Reutter & Groscurth, 1978), formatasi in seguito alla collisione tra blocco sardo-corso e microplacca adriatica. La chiusura dell'*Oceano Ligure-piemontese*, parte della *Tetide* che si trovava interposta tra la zolla europea e quella africana (Abbate et al., 1970), ha preceduto il processo di collisione, innescato a partire dall'*Oligocene inferiore*, andando così ad influenzare la natura della catena appenninica, frutto della deformazione di differenti domini paleogeografici. In questo senso, i due gruppi principali sono quelli del *Dominio ligure*, che corrisponde essenzialmente all'antica area oceanica, i cui depositi vanno dal *Giurassico* sino all'*Eocene medio*, e il *Dominio toscano-umbro-marchigiano*, di pertinenza adriatica, i cui depositi sono collocabili nell'intervallo di tempo *Triassico – Miocene*. Oltre a questi, fa parte dell'Appennino Settentrionale anche il *Dominio epiligure* (Ricci Lucchi & Ori, 1985), costituito da sedimenti depositi a partire dall'*Eocene medio* sulle unità liguri già tettonizzate (Panini et al., 2002). In seguito allo scontro tra le due masse continentali, rocce che occupavano aree tra loro adiacenti si trovano così sovrapposte: è il caso delle unità liguri,

che si accavallano a quelle del *Dominio tosco-umbro-marchigiano*, dando origine ad un sistema di falde particolarmente complesso e deformato.










3.1.2 Inquadramento geologico a scala locale

Nel dettaglio, l'area di interesse fa parte dell'elemento n. 251041 (*Silla*) della *Carta Tecnica Regionale* e del foglio 251 (*Porretta*) della cartografia geologica *ISPRA* scala 1:50000 (progetto *CARG*). E' caratterizzata essenzialmente da litologie riconducibili a quelle del *Dominio ligure* (Fig. 19), quindi da depositi di mare profondo.

Viene di seguito riportata la descrizione stratigrafica delle principali unità affioranti.



Coperture quaternarie

-  a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
-  a1g - Deposito di frana attiva complessa
-  a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
-  a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
-  a2g - Deposito di frana quiescente complessa
-  a3 - Deposito di versante
-  b1 - Deposito alluvionale in evoluzione
-  AES8a - Unità di Modena
-  AES8 - Subsistema di Ravenna

Unità geologiche

-  ANT - Marne di Antognola
-  MOHa - Formazione di Monghidoro - litofacies arenacea
-  MOV - Formazione di Monte Venere
-  ROA - Formazione di Romanoro
-  AVC - Argilliti variegata con calcari
-  APA - Argille a palombini
-  gamma - Gabbri

Fig. 19 – Stralcio della carta geologica regionale in scala 1:10000.

Ofoliti e breccie ofiolitiche

Masse ofiolitiche di dimensioni e composizione estremamente variabili (gabbri, basalti, serpentiniti, breccie sedimentarie, ecc...).

La mancanza di studi specifici e la limitatezza degli affioramenti rendono impossibile una caratterizzazione completa. Le interpretazioni sulla natura di tali elementi sono molteplici: è possibile si tratti di masse franate nel bacino di sedimentazione o che siano masse appartenenti al substrato giurassico (Panini et al., 2002). Entrambe le ipotesi giustificano la presenza dei massi all'interno della formazione *Argille a Palombini*. Difficile definire con accuratezza l'età dei blocchi.

Argille a Palombini

E' certamente la formazione più rappresentata nell'area (Fig. 19), affiorando in prevalenza lungo la valle del fiume *Reno*. In passato, le *Argille a Palombini* erano state associate al *Complesso caotico* o alle *Argille scagliose*, nomi che ancora oggi vengono spesso utilizzati in riferimento a questa unità.

La formazione è costituita prevalentemente da argille e argilliti fissili, generalmente di colore grigio scuro, molto raramente con bandature verdi o rosso scure. Spesso si rinvengono intercalazioni di calcilutiti grigie, a volte biancastre, a luoghi con base arenitica grossolana, il cui spessore può arrivare fino a qualche metro (Botti et al., 2011). Subordinatamente sono presenti torbiditi arenaceo-pelitiche, in strati molto sottili o sottili, di colore grigio scuro. L'ambiente di deposizione è di mare profondo.

Il materiale si presenta intensamente deformato, caotico, caratterizzato da una matrice pelitica che ingloba blocchi lapidei competenti. L'originaria stratificazione è andata completamente persa in seguito alle spinte tettoniche che hanno agito in fase di orogenesi, ed è probabilmente questa la causa della scagliosità pervasiva che caratterizza il materiale. A scala dell'affioramento, si osserva un completo *boudinage* degli strati calcilutitici, ridotti a blocchi più o meno allineati.

All'interno dell'unità si rinvengono, con contatti meccanici, lembi ofiolitici di natura e dimensioni molto variabili. La potenza della formazione è di alcune centinaia di metri, molto difficile da stabilire a causa dell'elevato grado di tettonizzazione, mentre l'intervallo di deposizione è attribuibile al *Cretaceo inferiore – Turoniano* (Botti et al., 2011).

Argille Varicolori di Grizzana Morandi

La formazione compare nella porzione orientale dell'area (Fig. 19), cartografata come *Argilliti Variegate con Calcari* (Bettelli et al., 1989). E' di recente istituzione e affiora in tutta la valle del *Reno*.

Si tratta di argille ed argilliti grigio scure, rosso-violacee e verdastre, con subordinate siltiti e arenarie fini grigio-scure in strati sottili. Si rinvengono anche calcilutiti grigio-verdastre in strati da sottili a medi (Panini et al., 2002).

Le *Argille Varicolori di Grizzana Morandi* rappresentano una sorta di facies di passaggio transizionale dalle *Argille a Palombini*, il cui contatto non è mai osservabile, mentre la potenza complessiva dell'unità è difficile da valutare a causa del severo grado di deformazione. Si ritiene comunque che lo spessore non superi i 200 m (Panini et al., 2002). Non è da escludere, inoltre, una parziale eteropia laterale con *APA*. L'associazione fossilifera indica infine un intervallo di deposizione compreso tra *Cenomaniano superiore* e *Santoniano superiore* (Panini et al., 2002).

Formazione di Romanoro

L'unità, spesso difficile da distinguere dalla *Formazione di Monghidoro*, è rappresentata da affioramenti limitati costituiti da torbiditi marnose e siltitico-marnose, in strati di spessore molto variabile, da centimetrico a metrico. Gli intervalli arenitici hanno colore grigio o grigio scuro, mentre quelli marnosi sono tendenzialmente grigi o nocciola (Botti et al., 2011).

Il contatto stratigrafico inferiore è su *Argille a Palombini*, mentre lo spessore massimo di questi depositi torbiditici è approssimabile a 40 m. Le datazioni eseguite da Daniele et al. (1996) permettono di attribuire la formazione al *Coniaciano inferiore*.

Formazione di Monte Venere

Assieme alla *Formazione di Monghidoro*, la *Formazione di Monte Venere* fa parte della *Successione della Val Rossenna, Dominio Ligure*, affiorando solo marginalmente nell'area di interesse.

E' costituita da torbiditi calcareo-marnose a base finemente detritica, in strati da medi a massicci, di colore grigio chiaro, con a tetto sottili intervalli argillosi grigio scuri o nerastri. Esse sono alternate a torbiditi arenaceo-pelitiche che aumentano di frequenza verso l'alto, grigio-brunastre, con rapporto A/P generalmente maggiore di 1. La base è arenitica a grana fine o media (Panini et al., 2002). Il tetto della formazione viene convenzionalmente posto in corrispondenza dell'ultima megatorbidite carbonatica. Le caratteristiche del deposito, quali laminazioni tipiche della sequenza di *Bouma*, indicano un ambiente di piana abissale raggiunto da torbiditi provenienti da differenti aree sorgenti (Panini et al., 2002).

Nonostante la base stratigrafica non sia mai osservabile, lo spessore della formazione è sicuramente superiore ai 900 m, mentre le associazioni a nannofossili calcarei (Fioroni et al., 1996) permettono di determinare un'età compresa tra *Campaniano superiore* e *Maastrichtiano superiore*.

Formazione di Monghidoro

La formazione compare solo marginalmente nella zona di studio e non interessa il deposito di frana attualmente attivo. La sua presenza è però di relativa importanza, dal momento che gran parte dei fenomeni di versante che caratterizzano l'area sembrano aver avuto origine proprio là dove affiora la *Formazione di Monghidoro*.

Si tratta di alternanze torbiditiche arenaceo-pelitiche in strati da sottili a molto spessi, con base arenacea media-fine, a luoghi grossolana, passante a pelite, spesso siltosa, grigio scura. Talora si rinvengono strati di rango inferiore costituiti da calcilutiti marnose grigio chiare, più frequenti verso la base dell'unità. In particolare, nell'area in esame è stata distinta la litozona *MOHa*, con caratteristiche analoghe a quelle del resto della formazione, ma con un rapporto arenaria/pelite molto maggiore all'unità.

Lo spessore totale della formazione è di circa 1000 m, mentre l'intervallo di deposizione viene fatto corrispondere a *Maastrichtiano superiore - Thanetiano* (Fioroni et al., 1996).

Formazione di Antognola

La formazione, appartenente alla successione epiligure, è rappresentata da un numero estremamente limitato di affioramenti.

E' costituita da marne e marne siltose debolmente stratificate di colore grigio-verde, cui si intercalano torbiditi silicoclastiche sottili e medie a base arenitica fine (Botti et al., 2011). Il contatto a letto è discordante sulle *Argille a Palombini*, mentre l'ambiente di deposizione è

presumibilmente emipelagico. La potenza affiorante non supera i 10-15 m (Botti et al., 2011).

Nella zona non è presente il *Membro di Anconcella*, che si rintraccia in areali distinti e i cui rapporti con il resto della formazione non sono mai visibili. In questo caso, si tratterebbe fondamentalmente di torbiditi silicoclastiche grigio-giallastre, in strati da medi a molto spessi, con potenza affiorante prossima ai 20 m (Botti et al., 2011).

L'unità può essere attribuita genericamente al *Miocene inferiore*.

Coperture Quaternarie

Le principali *Coperture Quaternarie* che caratterizzano l'area sono rappresentate da depositi di versante, in particolare frane in evoluzione o frane quiescenti. La distinzione fatta dalla cartografia si basa su osservazioni qualitative delle forme del terreno, danni eventuali a opere antropiche, stato della vegetazione, ecc... Si tratta dunque di caratteri soggetti a notevole interpretazione da parte del rilevatore. Non è da escludere, quindi, che parte delle frane cartografate come quiescenti, ad esempio, appartengano a quelle in evoluzione a cinematica lenta. Nello specifico, la zona di interesse è segnalata come un grande deposito di frana quiescente su cui si è interposto un nuovo movimento (Fig. 19), reso evidente solo da dati interferometrici, come specificato anche dalla cartografia interattiva della *Regione Emilia-Romagna*.

A monte dell'area di studio si rinvengono depositi di versante come accumuli di detrito eterometrici ed eterogenei depositi alla base di scarpate più o meno ripide. Non a caso sono segnalati in corrispondenza di un monticciolo costituito da gabbri, elemento ofiolitico su cui sorge la località *Poggio*. Tali depositi si sono originati da processi gravitativi e di ruscellamento superficiale, ma sono per gran parte fossili, oramai ricoperti dalla vegetazione, solo in alcuni casi ancora attivi. Ad ogni modo possono rappresentare una potenziale sede di movimento franoso o, in alcuni casi, sono già in parte stati rimobilizzati.

In corrispondenza del fiume *Reno*, sono inoltre presenti depositi alluvionali in evoluzione, depositi recenti costituiti da ghiaie e sabbie sciolte tutt'ora soggetti a dinamiche fluviali. Nella cartografia interattiva della *Regione Emilia-Romagna*, questi depositi attualmente in evoluzione sono bordati o circondati da terreni della cosiddetta *Unità di Modena* (Fig. 19), la porzione sommitale del *Subsistema di Ravenna (Pleistocene superiore – Olocene)*, a sua volta il ciclo superiore del *Supersistema Emiliano-Romagnolo Superiore*. Tale unità comprende depositi post età romana, in questo caso dovrebbe essere costituita da ghiaie organizzate in ordini di terrazzo alluvionale. Lo spessore associato in aree collinari è di alcuni metri.

3.2 Inquadramento geomorfologico

La zona di interesse è caratterizzata da rilievi molto modesti che, nelle vicinanze, possono però arrivare a raggiungere quote attorno agli 800 m s.l.m.. Nello specifico, il lavoro ha interessato un'area a debole pendenza, mediamente attorno ai 10°-12°, le cui quote minori si evidenziano in corrispondenza del fiume *Reno*, con un minimo di circa 316 m s.l.m., mentre un massimo crescente verso SUD porta a superare i 425 m s.l.m.. L'acclività molto modesta è coerente con i litotipi presenti nell'area che, a causa della loro erodibilità, non consentono la formazione di particolari scarpate. Come già detto, fanno eccezione gli elementi ofiolitici, ad esempio gabbri, che, in virtù delle migliori caratteristiche sono più difficilmente disgregabili.

Detto che non vi sono evidenti elementi geomorfologici lineari, la forma dei versanti è modellata da depositi di frana per lo più quiescenti. La porzione centrale dell'area di studio,

che comprende la località *I Prati* e l'abitato in prossimità della fermata ferroviaria di *Silla*, è caratterizzata da un enorme deposito di frana complessa che, nella zona di valle, si apre a ventaglio per circa 800 m. Il deposito si estende a monte per oltre 2 km, fino a raggiungere quelle che dovrebbero essere le zone di alimentazioni di cui, da foto aeree, non sembrano rimaste grosse evidenze. Queste aree, probabilmente a carattere regressivo, sono tra loro coalescenti, situate in prossimità del limite tra *Argille a Palombini* e *Formazione di Monghidoro*, a quote superiori agli 800 m s.l.m.. Qui, la vegetazione è a tratti più rada, il terreno apparentemente più smosso e le pendenze maggiori. La coltre di frana si sviluppa dunque longitudinalmente al versante, presentando una lunghezza molto superiore rispetto alla larghezza, specialmente nella zona di canale (non facilmente riconoscibile) dove il rapporto è di circa 4 a 1. Lo stile della franosità è, come detto, complesso, rappresentato dalla combinazione di due o più movimenti, quali uno scorrimento, verificatosi nella zona di innesco, e un successivo colamento, quest'ultima la componente probabilmente preponderante. Ad eccezione delle zone più a monte, la vegetazione ha uno sviluppo piuttosto uniforme e il profilo del versante è tutto sommato regolare.

Le frane di questo genere sono quelle decisamente più presenti e più estese nel sito di interesse, ma nelle vicinanze si rinvengono anche frane per semplice scivolamento. Nella complessità dell'area, vanno segnalati anche lenti movimenti della coltre detritica di copertura, come soliflussi o fenomeni di creep indotti dal regime erosivo che il fiume *Reno* sta attualmente tenendo (fonte: Inventario frane *Regione Emilia-Romagna*).

3.3 Inquadramento idrologico ed idrogeologico

Dal punto di vista idrologico, l'elemento principale è rappresentato dal fiume *Reno*, che nel presente tratto scorre in direzione OVEST-EST. Si tratta del corso d'acqua più importante dell'*Emilia-Romagna*, con un percorso di circa 210 km e un bacino idrografico di 5040 km². La portata media in pianura è di 26,5 m³/s, anche se le massime registrate in condizioni di piena sfiorano i 2300 m³/s. In località *I Prati* e *Caminata*, l'incisione è molto accentuata e la fascia dei terrazzi alluvionali particolarmente ristretta; la larghezza dell'alveo varia tra 25 m e circa 17 m.

A monte della località *I Prati*, ad una quota di circa 420 m s.l.m., si incontra una forte incisione denominata *Fosso della Torraccia*. Tale incisione si estende da SUD a NORD nella zona a quote più alte, salvo poi cambiare direzione e virare verso OVEST nella zona di valle. Qui sono presenti altri piccoli fossi a carattere torrentizio e stagionale, che scaricano le acque direttamente nello stesso fiume *Reno* o in altri sistemi di regimazione.

Ulteriori elementi di rilievo sono infatti molteplici canalette di scolo delle acque piovane, volte a contrastare il ruscellamento diffuso che, in materiali come quelli delle *Argille a Palombini*, contribuisce ad aumentare il trasporto, ad innalzare la falda e ad aumentare le pressioni interstiziali, favorendo l'innesco di fenomeni gravitativi.

Dal punto di vista dell'idrologia sotterranea, in terreni come quelli dell'area di studio, caratterizzati da matrice argilloso-limoso, difficilmente si riscontrano delle vere e proprie falde, ma piuttosto dei livelli acquiferi piuttosto superficiali. Questi sono originati dall'infiltrazione nel primo sottosuolo di acque di precipitazione meteorica. Un ruolo importante lo ha anche la *Formazione di Monghidoro* che, affiorante più a SUD (oltre l'area di indagine) e maggiormente permeabile, scarica le acque gravifiche alla sottostante matrice caotica.

3.4 Lavori precedenti

Il versante in oggetto è stato in passato elemento di studio per fini edili, come per la costruzione di nuove unità abitative, per l'ampliamento e il completamento dei collettori

fognari, o per la realizzazione di un depuratore intercomunale, mentre dal punto di vista della ricerca, nessun autore sembra essersi soffermato con attenzione sulla zona.

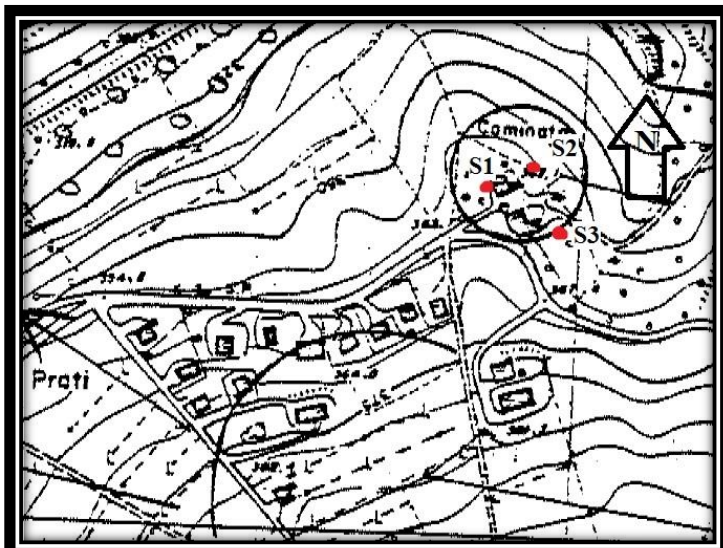


Fig. 20 – Ubicazione dei sondaggi realizzati nel 1996 a Caminata. Carta topografica in scala 1:5000.

abbia buone caratteristiche meccaniche, questo non è altro che una coltre di alterazione costituita da materiale rimaneggiato in seguito a movimenti franosi che hanno interessato l'area in tempi storici. Dalle analisi di stabilità allegate, è stata così confermata la presenza di una frana non attiva che, unitamente alle condizioni dei già esistenti edifici, senza evidenze di cedimenti o di danneggiamento, non ha fatto emergere particolari controindicazioni alla realizzazione delle opere così come previste. Tale conclusione si scontra con l'attuale versione della carta geologica messa a disposizione dalla Regione Emilia-Romagna che, in corrispondenza del complesso Caminata, associa all'area la presenza del substrato ad Argille a Palombini, e non un deposito di frana quiescente. Ad ogni modo, il centro residenziale è stato correttamente realizzato facendo uso di fondazioni superficiali e adottando alcune opere di drenaggio a tergo degli edifici così da allontanare le acque meteoriche e ridurre conseguentemente le spinte.

Un secondo intervento ha riguardato più propriamente l'area di interesse in merito al progetto per la realizzazione di una stazione di sollevamento da realizzarsi in località I Prati (Monti, 1998). Tale stazione di sollevamento è ad oggi in funzione al piede del versante destro del fiume Reno (Fig. 21), in prossimità dell'incrocio tra la strada di uscita del parcheggio della stazione ferroviaria di Silla e l'inizio di un sentiero non asfaltato. In questo caso, le indagini geognostiche sono

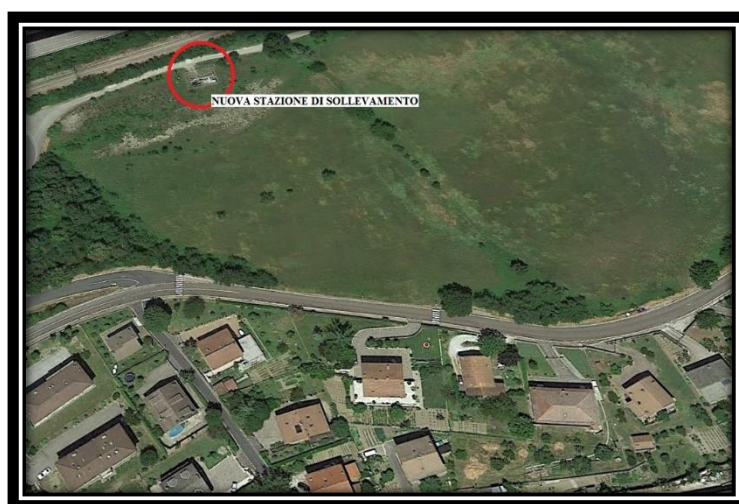


Fig. 21 – Nuova stazione di sollevamento realizzata nel 1998, è tutt'ora in funzionamento.

state composte da un solo sondaggio a carotaggio continuo spinto alla profondità di 15 m da piano campagna, il cui posizionamento non è del tutto noto a causa dell'elevata incertezza con cui è stata collocata la prova su carta topografica (in particolare non si conosce con

precisione la quota). L'ubicazione è comunque stimabile grazie al modello geologico tecnico allegato (Fig. 22). Come nel caso precedentemente descritto, è stata rinvenuta una coltre detritica di copertura di circa 12 m di spessore (Monti, 1998), riconducibile ad un vecchio deposito di frana, che qui insiste su un metro scarso di depositi alluvionali composti da sabbie mediamente consistenti e ghiaie, associabili ad un terrazzo del fiume *Reno*. Al di sotto si rinviene il substrato ad argilliti di colore grigio scuro.

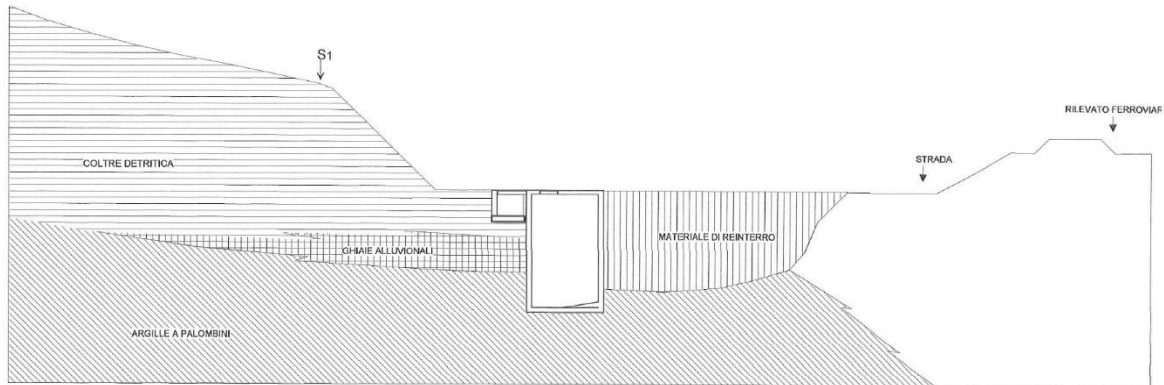


Fig. 22 – Modello geologico-tecnico proposto da Monti (1998) per l'area di studio.

Infine, l'ultimo lavoro degno di nota risale al 2008, ovvero alla realizzazione di un depuratore intercomunale in località *I Prati*. L'area di intervento, soggetta a scavo e a riprofilatura del piede del versante, dove sono stati svolti tre sondaggi a carotaggio continuo, è situata leggermente più ad EST della precedente, al termine del sentiero che diparte dal parcheggio della stazione ferroviaria di *Silla*, esattamente a valle della zona indagata nel 1996 per l'ampliamento del complesso residenziale *Caminata*. In accordo con Fantini & Lizzani (1996), secondo Caggese & Caggese (2008) il versante è stato interessato, a più riprese, da fenomeni gravitativi complessi che hanno determinato l'attuale morfologia a scarpate dolci e ripiani dove tendono ad accumularsi le acque di precipitazione. Si tratta di movimenti di tipo prevalentemente roto-traslativo che, dal tratto intermedio del versante fino alla zona di accumulo, si sono evoluti in colata (Fantini & Lizzani, 1996). Lo stato del versante è da considerarsi stabile, anche se nelle zone prive di copertura arboreo-arbustiva sono stati notati fenomeni di creep e di smottamento che interessano solo la coltre di alterazione superficiale. Pertanto, l'unico suggerimento dato, anche in questo caso, è quello di mantenere drenato il piede del versante, installando una serie di trincee perpendicolari al fronte della scarpata temporanea.

4. Metodologia

Allo scopo di definire un adeguato modello geologico-tecnico, necessario per poi eseguire le dovute analisi di stabilità del versante, è stato innanzitutto richiesto un lavoro di campagna, costituito da una fase di perforazione e da una fase di rilevamento, fondamentali per analizzare la stratigrafia dell'area e poter prelevare campioni di materiale con cui caratterizzare il terreno attraverso successive prove di laboratorio. Sostanzialmente, quindi, è verosimile schematizzare il lavoro in quattro fasi principali.

4.1 Perforazioni

I sondaggi, svolti da *Songeo s.r.l.*, sono stati commissionati da *RFI* e supervisionati dall'*Università di Bologna*. Dei tre in programma, due, detti *S1* ed *S2*, sono a carotaggio continuo, mentre uno, in corrispondenza sempre di *S2*, è a distruzione. E' stato quindi possibile collaborare e aiutare gli operatori nel corso delle attività di cantiere (Fig. 22), oltre che redarre, in assoluta autonomia, la descrizione stratigrafica delle carote.



Fig. 22 – Perforatrice idraulica montata su cingoli con cui sono state effettuate le prove. Sulla sinistra è già pronta la batteria di aste.

Per quanto riguarda il primo sondaggio, esso è localizzato esattamente nei pressi della nuova stazione di sollevamento (una sorta di ampliamento della vecchia, ancora in funzione pochi metri più ad EST), precisamente in corrispondenza dell'estremo SUD-EST della recinzione (Fig. 23). Grazie al carotiere semplice, collegato ad una batteria di aste ciascuna della lunghezza di 3 m, è stato possibile sondare i primi 20 m di terreno, evitando il collasso delle pareti del foro tramite l'infissione di tubi di rivestimento (diametro 127 mm). Mano a mano che le carote di materiale venivano estruse, queste erano riposte in apposite cassette

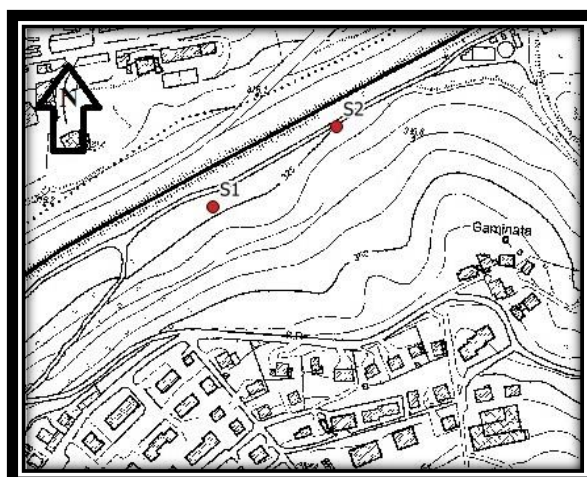


Fig. 23 – Stralcio della carta topografica regionale in scala 1:5000. In rosso vengono ubicati i sondaggi S1 ed S2.

catalogatrici, cassette nere, di dimensioni standard, in grado di contenere ciascuna fino a 5 m di terreno. Tutti e quattro i contenitori riempiti sono così stati fotografati e descritti utilizzando i parametri descrittivi delle terre, facendo riferimento alle raccomandazioni *ASTM*. Inoltre, grazie a strumenti come il *Pocket Penetrometer* ed il *Torvane*, è stato possibile stimare in maniera speditiva la resistenza alla compressione uniassiale e la resistenza al taglio non drenata del materiale (Fig. 24). Nel fare questo, è stata posta particolare attenzione al punto scelto per la misura, che non deve essere influenzato da eventuali inclusi, non deve essere alterato dalla perforazione e non deve essere parte del substrato. Le prove sono quindi state svolte circa ogni mezzo metro in almeno tre diversi punti, esclusivamente per la coltre di alterazione (quella che, teoricamente, dovrebbe costituire il deposito di frana di nuovo attivo), scartando i valori meno attendibili e facendo una media di quelli tra loro più simili.



Fig. 24 – Pocket Penetrometer e Torvane utilizzati per la stima speditiva della resistenza alla compressione uniassiale e al taglio non drenata del materiale estratto.

Ad una profondità compresa tra 4,8 m e 6,2 m, la perforazione è stata arrestata per consentire l'esecuzione di una prova *Le Franc* a carico variabile. Il foro, già in precedenza rivestito di volta in volta all'avanzare del carotiere, è stato quindi riempito di acqua e, per un'ora esatta, è stato misurato l'abbassamento del pelo libero ad intervalli di tempo via via crescenti, esponenziali. Questo è stato fatto attraverso l'uso di un semplice metro da cantiere. In altre due circostanze è stato utilizzato un carotiere *Shelby* con campionatore, al fine di prelevare campioni indisturbati di terreno. L'operazione è stata svolta prima tra i 5,0 m ed i 5,5 m di profondità, poi tra gli 8,2 m e gli 8,7 m di profondità, in entrambi i casi permettendo l'estrazione di due carote lunghe circa mezzo metro.

Terminata la perforazione, che ha richiesto circa due giorni di lavoro, è stato installato un inclinometro in acciaio con estensimetro in foro. La combinazione di uno speciale tubo scanalato e di un estensimetro di profondità, saldato su di esso, rappresenta la soluzione ideale per ottenere dati sia riguardo l'entità dello spostamento nel lungo termine sia riguardo la profondità della zona instabile, esclude così il rischio di perdere informazioni quando poi la deformazione raggiungerà uno stadio avanzato, che potrebbe consistere anche nella rottura vera e propria del tubo stesso.

Il secondo sondaggio è stato effettuato nei pressi del limite orientale del corpo di frana cartografato attivo, nonché in corrispondenza del punto di deformazione visibile sui binari del rilevato ferroviario (Fig. 23). In questo caso, si è resa necessaria una lunga fase di lavoro per la preparazione della piazzola che, posta in corrispondenza del taglio stradale, risultava particolarmente vegetata e davvero poco agevole. Con l'aiuto di un *miniescavatore Bobcat E10* è stata dunque ripulita l'area. Non solo, data la presenza nelle immediate vicinanze di un tombino, probabilmente legato all'impianto fognario, è stato necessario realizzare un piccolo scavo così da certificare l'assenza di cavi o condotti. L'operazione è così stata svolta per i primi 90 cm di terreno, nei quali si sono rinvenuti grandi blocchi arenitici e di calcestruzzo armato, posti appositamente nei pressi del tombino per consentire un adeguato drenaggio e fornire una sorta di protezione. Rimossi tali blocchi, difficilmente perforabili dalla sonda, lo scavo è stato riempito con suolo, la piazzola rispianata e le operazioni di perforazione hanno così preso regolare via.



Fig. 25 – Misurazioni prova Le Franc a carico variabile.

Il lavoro è stato organizzato esattamente come nel caso di *S1*, analizzando e descrivendo la stratigrafia del materiale mano a mano che questo era posto nelle cassette catalogatrici. Non è mancato l'utilizzo di *Pocket Penetrometer* e *Torvane*, così come non è mancata un'ulteriore prova *Le Franc* a carico variabile (Fig. 25), questa volta compresa tra 11,5 m e 13,0 m di profondità. Per quanto concerne i campioni indisturbati, ne sono stati prelevati due, il primo tra 7,0 m e 7,5 m di profondità, il secondo tra 10,5 m e 11,0 m di profondità.

Terminata la perforazione, che ha richiesto circa un giorno e mezzo di lavoro, il foro è stato adibito all'installazione di un secondo tubo inclinometrico in acciaio con estensimetro (Fig. 26).

I campioni indisturbati, subito sigillati e posti lontano da fonti di calore, sono stati consegnati dalla stessa *Songeo s.r.l.* al laboratorio geotecnico del **Dr. Geol. Antonio Mucchi**. Altri cinque campionati rimaneggiati (spezzoni di carote) sono invece stati prelevati con il principale scopo di determinare le resistenze residue del materiale attraverso una prova di taglio in provino anulare presso il laboratorio del *Dipartimento BiGeA*. Gli spezzoni di carota sono inoltre stati sottoposti alla determinazione dei *Limiti di Atterberg* e a prove di granulometria. L'elenco completo dei campioni raccolti è disponibile in Tabella 2, dove sono anche indicate le rispettive profondità.

SONDAGGIO	CAMPIONE	TIPO DI CAMPIONE	PROFONDITA' [m]
S1	S1C1	Disturbato	2,1 – 2,6
S1	S1SH1	Indisturbato	5,0 – 5,5
S1	S1SH2	Indisturbato	8,2 – 8,7
S1	S1C2	Disturbato	12,3 – 12,8
S2	S2SH1	Indisturbato	7,0 – 7,5
S2	S2C1	Disturbato	8,0 – 8,3
S2	S2SH2	Indisturbato	10,5 – 11,0
S2	S2C2	Disturbato	12,2 – 12,7
S2	S2C3	Disturbato	14,3 – 14,6

Tab. 2 – Tabella riassuntiva di tutti i campioni prelevati.

Il terzo e ultimo sondaggio, posto a ridosso di *S2*, sarebbe dovuto essere a distruzione di nucleo. A causa dell'insufficiente quantitativo di acqua (da utilizzare come fluido di

circolazione) a disposizione, è stato necessario procedere ancora a carotaggio continuo, questa volta senza però conservare il materiale estratto.

Il foro è stato poi predisposto per l'installazione di un piezometro tipo *Norton* (2", fessure da 0,25 mm), filtrato tra 7 m e 12 m di profondità. A partire dalla sua base, è stato così inserito materiale drenante, composto da granino di dimensioni comprese tra 1,5 mm e 2,5 mm, sino a 0,5 m al di sopra della fessurazione. L'aggiunta di bentonite in granuli ha inoltre permesso di impermeabilizzare il complesso. Nei giorni successivi al completamento dei lavori, è stato infine calato all'interno del piezometro un trasmettitore di livello in continuo con raggio di lettura pari a 6 m (*Keller ID 99936*), alla profondità di 6,0 m circa.



Fig. 26 – Tubo inclinometrico pronto per essere montato. Alla sua base dovrà essere saldato il filo per l'estensimetro, dopo di che potrà essere calato nel foro.

4.2 Rilevamento di campo

Strumentazione:

- Carte topografiche, geologiche e geomorfologiche in scala 1:5000
- GPS
- Macchina fotografica

Una prima fase di lavoro ha riguardato il rilevamento geomorfologico di dettaglio. Sono così stati individuati e mappati, grazie all'uso di *GPS* e di carte topografiche in scala 1:5000, gli elementi che caratterizzano i movimenti gravitativi di versante. Il lavoro non è stato limitato alla semplice area circostante ai sondaggi, ovvero alla zona ritenuta attiva, ma è stato esteso a buona parte del deposito di frana cartografato quiescente (che caratterizza quasi completamente il versante a SUD del fiume *Reno*), con l'obiettivo di analizzare anche presunte aree di alimentazione (Fig. 27). In questa fase si è secondariamente posta attenzione alla presenza di eventuali affioramenti di *Argille a Palombini*, formazione che, come detto, costituisce gran parte del versante. Allo stesso modo si è andati alla ricerca di depositi alluvionali.

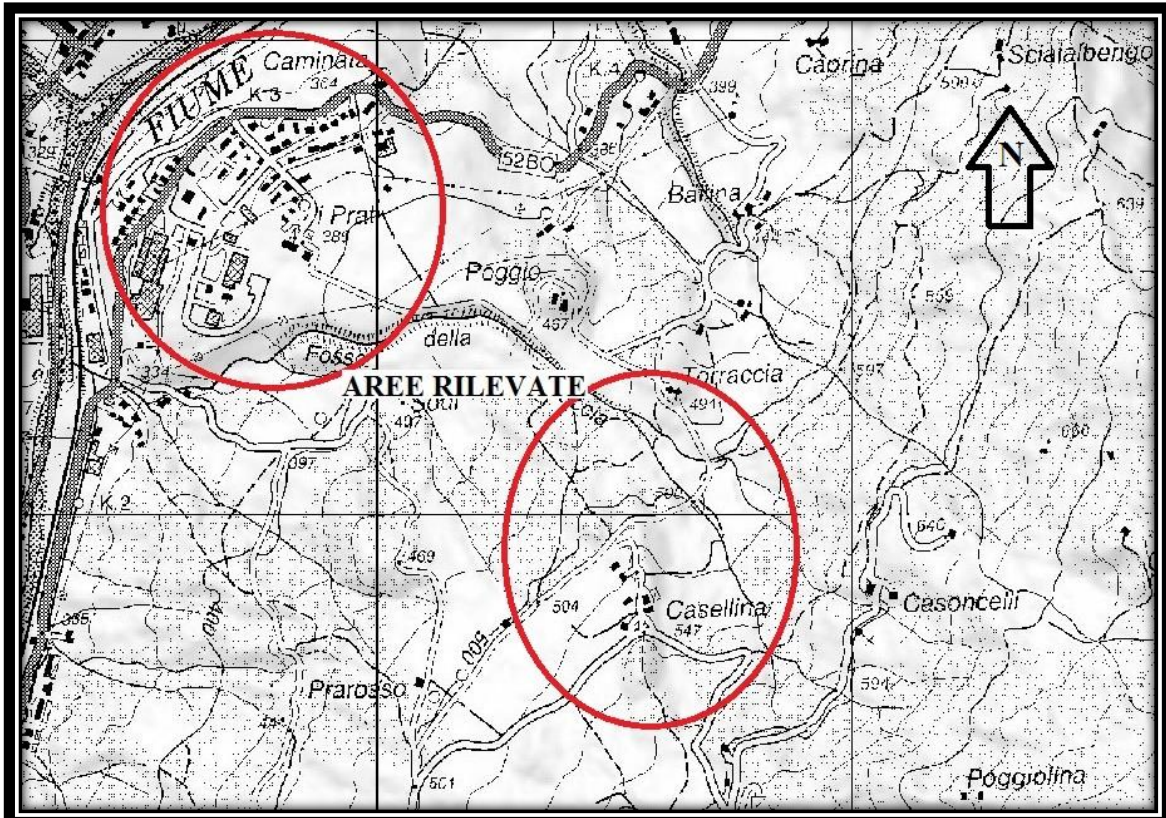


Fig. 27 – Principali aree rilevate. Quella più a NORD rappresenta il piede del corpo di frana, mentre quella più a SUD si trova a ridosso di alcune vecchie probabili aree di alimentazione. CTR in scala 1:10000.

Una seconda fase di rilevamento è servita a valutare lo stato delle infrastrutture. Sono quindi state osservate minuziosamente le opere antropiche circostanti, in particolare le condizioni del manto stradale delle principali vie che si diramano dalla stazione ferroviaria di *Silla* e le eventuali crepe che condizionano gli edifici. Quest’ultima valutazione è stata fatta, con maggiore attenzione, nelle località *I Prati* e *Caminata*, appuntando inoltre la lunghezza e l’apertura approssimativa delle crepe stesse.

In ultima istanza, un rilevamento di dettaglio è stato realizzato nei pressi del rilevato ferroviario e del fiume *Reno*. Con l’aiuto dei tecnici *RFI*, è stato quindi possibile attraversare i binari e individuare con precisione, su di essi, i punti in cui si manifesta la deformazione delle rotaie e del ballast sottostante. Tali punti sono stati memorizzati nel *GPS*, così da poter costruire, a partire da essi, alcune sezioni di dettaglio. Lungo il fiume, invece, si è posta particolare attenzione alle sponde di protezione, agli ordini che le costituiscono e alla distribuzione di eventuali ciottoli, quest’ultimi un indicatore del livello dell’acqua in condizioni di piena. Si è inoltre cercato di individuare elementi, specialmente dal punto di vista morfologico, che potessero permettere di confermare la tendenza erosiva o meno che il corso d’acqua sta attualmente tenendo.

La fase di rilevamento è poi stata seguita da un’elaborazione con *QGIS* che consentisse di “ordinare” le osservazioni e le informazioni ottenute direttamente su carta.

4.3 Prove di laboratorio

I cinque campioni disturbati raccolti, e precedentemente elencati, sono stati sottoposti a prove di laboratorio per la caratterizzazione della granulometria e la determinazione dei limiti di consistenza. Solo nel caso di *S2C1* e di *S2C2* è stata inoltre effettuata una prova di taglio in provino anulare, allo scopo di determinare le resistenze residue, in condizioni

drenate, del materiale. Segue la descrizione delle procedure di laboratorio che sono state adottate.

4.3.1 Preparazione

Prima di procedere con le vere e proprie prove di laboratorio, è necessaria una fase di preparazione, che consiste, fondamentalmente, nella disgregazione del materiale. Tale procedura risulta estremamente importante specialmente nel caso di materiali argillosi, magari con comportamento scaglioso, in grado di formare aggregati di dimensioni maggiori a quelle reali delle singole particelle, aggregati che andrebbero ad alterare le caratteristiche del provino e di conseguenza i risultati delle varie prove.

Strumentazione:

- Ciotole
- Forno
- Mattarello
- Pestello e Mortaio
- Setaccio 40 USCS (0,425 mm)
- Spatola

Una volta aperti, i campioni vengono disgregati in frammenti di dimensione centimetrica attraverso l'uso di una spatola, e poi raccolti all'interno di apposite ciotole fino a totalizzare un peso di circa 1 Kg nel caso di *S2C1* e di *S2C2*, o un peso di circa 0,5 Kg nel caso dei campioni soggetti esclusivamente alle prove granulometriche e dei *Limiti di Atterberg*. Il materiale raccolto viene posto in forno, dove vi resta per circa 24 ore ad una temperatura di 60°.

Successivamente, i frammenti centimetrici possono essere ulteriormente disgregati attraverso l'utilizzo di pestello e mortaio oppure di un mattarello (Fig. 28). Il materiale così ottenuto è dunque pronto per essere selezionato al setaccio 40, dal momento che, da normativa, la determinazione dei limiti di consistenza e la determinazione dei parametri di resistenza residua richiede un materiale costituito da particelle di dimensione inferiore a 0,425 mm. Per la verità, tutto il terreno soggetto alla procedura di disgregazione è risultato passante al setaccio 40: è stato quindi possibile utilizzare lo stesso, già setacciato, anche per le prove di granulometria. A questo punto, è necessario nuovamente essiccare il materiale in forno.



Fig. 28 – Laboratorio: mattarello, pestello e mortaio per la disgregazione dei campioni, poi da selezionare al setaccio 40.

Nel corso di questa fase preparatoria, è inoltre raccomandabile scartare eventuali inclusi, quali clasti racchiusi nella matrice pelitica. La loro presenza, infatti, non può essere considerata significativa ai fini delle analisi, in virtù anche di una disposizione del tutto casuale e irregolare nella struttura del terreno. Tali inclusi possono poi essere analizzati separatamente, così da poterne valutare meglio la natura.

4.3.2 Granulometria

Strumentazione:

- Bacinella
- Ciotole
- Densimetro: particolare strumento in vetro, che ha la proprietà di rimanere sospeso, nella soluzione, a profondità variabili in relazione alla densità della stessa; è costituito da uno stelo graduato ($H = 150 \text{ mm}$) che termina in un bulbo.
- Forno
- Setaccio 80 USCS (0,18 mm)
- Setaccio 200 USCS (0,075 mm)
- Termometro
- Tubo di sedimentazione
- Vasca termostatica

Del materiale precedentemente passante al setaccio 40, circa 200 g vengono selezionati per la caratterizzazione della granulometria. La successiva setacciatura alle maglie da 0,18 mm e da 0,075 mm, che permetterà di dividere il terreno sabbioso da quello limoso-argilloso da sottoporre poi alla prova di sedimentazione, deve essere svolta per via umida. E' innanzitutto necessario riempire ciascuna ciotola di materiale con acqua, e lasciare riposare la miscela per circa una giornata intera. Dopodiché, è sufficiente versare il contenuto nella sequenza di setacci e, aiutandosi con altra acqua, procedere con la setacciatura del materiale (Fig. 29). Trattandosi di particelle relativamente piccole, spesso coesive, in grado di formare piccoli aggregati, è consigliabile intervenire sul materiale direttamente con le mani, senza forzarne il passaggio attraverso le maglie, ma cercando di disporlo regolarmente e di dividere eventuali aggregati. Questo permette inoltre di evitare che il setaccio si intasi.



Fig. 29 – Laboratorio: granulometria per via umida. Le particelle con diametro maggiore di 0,18 mm vengono raccolte nel setaccio 80, quelle con diametro maggiore di 0,075 mm nel setaccio 200 e quelle con diametro inferiore a 0,075 mm nella vasca sottostante.

Una volta completata l'operazione, che è bene svolgere in più fasi e non versando tutto il materiale in una volta sola, è possibile raccogliere ciò che è stato trattenuto al setaccio 80 in una ciotola. Lo stesso può essere fatto con il trattenuto al setaccio 200, per poi essiccare entrambi, ancora per 24 ore, in forno alla temperatura di 60°. Il passante al setaccio 200 viene invece raccolto durante la setacciatura stessa in una vasca di dimensioni maggiori dove, oltre alle particelle, viene conservata anche l'acqua utilizzata durante la prova. Per questo motivo, è necessario far decantare per almeno un giorno il materiale e poi, utilizzando il principio dei vasi comunicanti, eliminare il liquido in eccesso così da selezionare il terreno rimasto. Quest'ultimo può essere poi trasferito in una ciotola più piccola e, a sua volta, posto ad asciugare in forno. Sarà così possibile pesare il trattenuto al setaccio 80, al setaccio 200 e la frazione di limo e argilla che, passata alle maglie da 0,075 mm, è destinata ad essere sottoposta alla prova di sedimentazione.

Prima di procedere con l'aerometria vera e propria, è necessario tarare il sistema, al fine di determinare i parametri C_t e C_d , parametri che, sommati tra loro, permetteranno di correggere la lettura reale del densimetro. Due cilindri graduati da 1000 ml vengono riempiti rispettivamente con acqua distillata e con acqua distillata più 125 g di soluzione di esametastato di sodio al 40%, per poi essere posti all'interno della vasca termostatica (Fig. 30). A partire da quella ambiente, la temperatura viene incrementata di 2° C alla volta utilizzando il termostato della vasca stessa. Quando t è uniforme all'interno dei due tubi ($\pm 0,2^\circ$ C), si procede con la lettura di ciascuna densità. La procedura viene ripetuta fino ad ottenere un aumento di circa 10° C rispetto alla temperatura iniziale, si ricava quindi un grafico che mostra la variazione della densità di H₂O e della densità del dispersivo al variare della temperatura (Raviolo, 1993).

E' importante specificare che, sia in fase di taratura sia in fase di prova vera e propria, il valore di densità determinato attraverso il densimetro non corrisponde a quello reale della soluzione/miscela, ma bensì a quello dovuto alla posizione del menisco. Essendo questo alto circa mezza tacca, si assume che la lettura debba poi essere corretta aggiungendo una costante pari a 0,5.

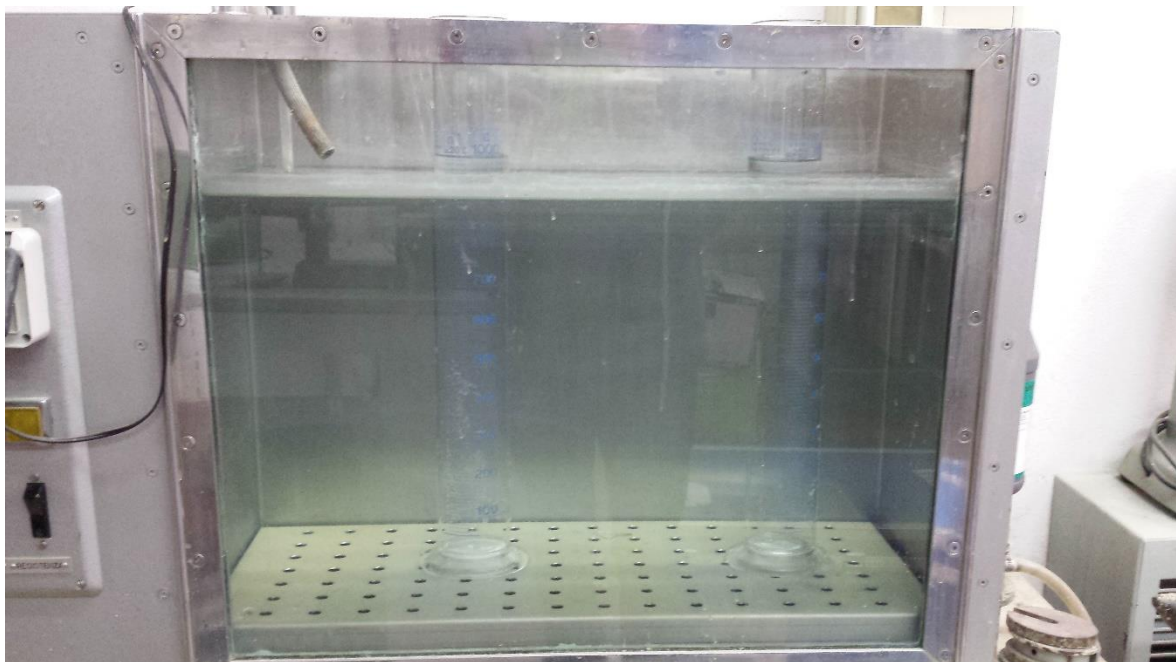


Fig. 30 – Terminata la taratura sarà possibile inserire nella vasca termostatica i cilindri di sedimentazione contenenti i campioni su cui svolgere la reale prova di aerometria.

A questo punto, 40 g di ciascun campione a diametro $< 0,075$ mm vengono posti in cinque bicchieri, dove vengono poi aggiunti 125 g della soluzione di esametafosfato di sodio al 40% precedentemente preparata. Tale soluzione ha la funzione di favorire la dispersione delle particelle di terreno nel fluido. Le miscele con i campioni devono poi essere agitate a macchina e lasciate riposare per circa 16 ore. La vasca termostatica può nel frattempo essere impostata ad una temperatura pari a quella media utilizzata nel corso della taratura, e, terminata la fase di riposo, è possibile posizionare i tubi al suo interno. Prima che la prova abbia inizio è necessario attendere ancora una notte, affinché la temperatura si uniformi in ciascun campione. Il mattino seguente è possibile cominciare con le letture. All'interno della vasca termostatica viene posto anche un termometro così da verificare, di tanto in tanto, il reale valore di t .

In sede di elaborazione, le letture sono state tutte corrette sommando la costante del menisco ed i parametri C_d-C_t determinati in fase di taratura. A partire da questi valori è stato così possibile ricavare la corrispondente percentuale di passante ad un rispettivo valore di diametro. I calcoli sono stati svolti seguendo le procedure riportate da Raviolo (1993), il cui procedimento si basa fondamentalmente sulla legge di Stokes (1880). La velocità di caduta delle particelle in un fluido è funzione del loro peso specifico (G_s è assunto pari a 2,6), della densità e della viscosità dinamica del liquido (in questo caso quella dell'acqua distillata, corretta, attraverso formule empiriche, per la reale temperatura), e del loro diametro (in questo caso determinato in relazione al tempo trascorso dall'inizio della prova, alla distanza espressa in cm tra zero del densimetro e valore letto, e alla viscosità del fluido).

Le percentuali ottenute sui 40 g di ciascun campione sono poi da rapportare al peso secco totale di terreno (circa 200 g) utilizzato per l'intera prova di granulometria. Fatto questo, è possibile produrre le classiche curve granulometriche, comprendenti sia il lavoro per setacciatura sia quello per aerometria.

4.3.3 Limiti di Atterberg

Lo scopo della prova è quello di determinare il *Limite Liquido* e il *Limite Plastico*, unitamente ad altri parametri derivati, come l'*Indice di Plasticità*. La prova viene effettuata su materiale disgregato e passante al setaccio 40, sono necessari poco più di 100 g per ciascun campione.

Strumentazione:

- Acqua distillata
- Aria compressa
- Cucchiaino di Casagrande: coppa di ottone di dimensioni normalizzate.
- Piastra di vetro
- Spatola

Per quanto riguarda il *Limite Liquido*, definito come il contenuto d'acqua per il quale il campione da esaminare, posto nel *cucchiaino di Casagrande*, suddiviso in due parti da una apposita lama e fatto rimbalzare da un'altezza di 10 cm per 25 volte, determina la chiusura del solco per una lunghezza di 13 mm (Raviolo, 1993), è necessario effettuare almeno tre prove per poter disporre di dati sufficienti a calcolare graficamente il suo valore. Amalgamata una certa quantità di campione secco con acqua (Fig. 31), è necessario distribuire il materiale sul *cucchiaino di Casagrande* facendo in modo che la superficie superiore sia perfettamente orizzontale. A questo punto è possibile effettuare un solco nella porzione centrale del campione e, iniziando a far rimbalzare lo strumento, appuntare il numero di colpi necessari alla parziale chiusura di esso. Affinché il risultato sia accettabile, è consigliabile che il numero dei colpi sia compreso tra un minimo di 10 ed un massimo di

40, in caso contrario è necessario asciugare, utilizzando aria compressa e spalmando più volte il materiale su una lastra di vetro, o inumidire il campione, per poi ripetere la procedura. Al termine di ciascun tentativo, parte del materiale deve essere pesata e messa ad asciugare in forno. Dopo circa un giorno è possibile effettuare una nuova pesata, che permetterà di ricavare il contenuto d'acqua del campione, da mettere poi in relazione con il numero dei colpi.



Fig. 31 – Laboratorio: determinazione dei Limiti di Atterberg, in particolare stima del Limite Liquido.

Per quanto concerne il *Limite Plastico*, definito come il contenuto d'acqua per cui un bastoncino di terreno, portato a diametro di 3 mm, inizia a rompersi per la diminuzione di umidità (Raviolo, 1993), la prova consiste invece nel modellare tra le mani una piccola porzione di campione, fino ad ottenere una pallina relativamente omogenea. Quest'ultima è da dividere poi in più parti, da utilizzare separatamente per la prova. Anche in questo caso è infatti necessario disporre di più dati per ottenere un valore accettabile di *Limite Plastico*. Per ciascuna porzione di materiale, vengono realizzati dei rotolini tramite rotolamento su una piastra di vetro, sino ad ottenere un diametro di 3 mm e la comparsa di segni di fessurazione. Questi frammenti devono essere pesati e messi ad asciugare in forno. Dopo circa un giorno è possibile effettuare una nuova pesata, che permetterà di ricavare il contenuto d'acqua del campione. Qualora il rotolino risultasse eccessivamente spesso o, al contrario, troppo sottile, senza evidenziare segni di rottura, la prova è invece da ripetere.

La determinazione dei *Limiti di Atterberg* è stata effettuata in egual modo su tutti i cinque campioni a disposizione. Per quanto riguarda *S2C1* ed *S2C2*, la prova è stata ripetuta sul solo passante al setaccio 200, quindi sulla frazione limoso argillosa del campione, al fine di stimare la variazione del risultato rispetto a quanto ottenuto dalla procedura standard. Questa scelta permette di valutare la buona riuscita della disgregazione preliminare e l'influenza avuta dalla frazione sabbiosa nel definire *Limite Liquido*, *Limite Plastico* e, di conseguenza, *Indice Plastico*. I dati sono stati elaborati attraverso un foglio di calcolo: mettendo in relazione contenuto d'acqua e numero di colpi è stato possibile ricavare, tramite regressione lineare, il contenuto d'acqua corrispondente ai 25 colpi, quello che definisce il *Limite Liquido*. Il *Limite Plastico* è invece stato definito dalla semplice media dei due o tre contenuti d'acqua determinati dalla prova. E' stato così possibile ricavare anche l'*Indice Plastico* (dato dalla differenza tra *LL* e *LP*) che, riportato sulla *carta di Casagrande*, ha permesso di classificare il terreno sulla base della sua plasticità.

4.3.4 Osservazioni al microscopio

Le frazioni trattenute ai setacci 80 e 200 relative ai campioni *S2C1* ed *S2C2*, quelli poi sottoposti anche a prova di taglio anulare, sono state esaminate al microscopio. Attraverso questo tipo di osservazioni è possibile valutare se la disgregazione del materiale sia andata a buon fine o se invece abbia in qualche modo influenzato la veridicità delle prove di laboratorio. Come detto in precedenza, materiali coesivi, con comportamento scaglioso, possono rivelarsi particolarmente difficili da disgregare, e questo può avere un ruolo non trascurabile sui risultati delle prove, non solo di granulometria ma anche dei limiti di consistenza. Questo tipo di analisi permette inoltre di caratterizzare nel dettaglio i materiali dei rispettivi campioni, che potrebbero appartenere a distinti orizzonti. Differenze nella composizione mineralogica o nella natura delle particelle potrebbero confermare o smentire le osservazioni fatte sul campo, oltre a giustificare resistenze meccaniche diverse.

4.3.5 Taglio anulare

Per la determinazione della resistenza residua del terreno è sufficiente utilizzare un campione rimaneggiato, dal momento che si tratta di una proprietà intrinseca del materiale non dipendente dalla struttura. Dal campione è necessario preparare tre provini da consolidare a tre differenti valori di tensione verticale, al fine di ricavare il relativo valore dell'angolo di attrito residuo. Il principale vantaggio di una prova di taglio anulare, rispetto ad una prova di taglio diretto, consiste nel fatto che il carico verticale e la superficie di taglio sono applicati sempre sulla stessa area durante tutta la prova. Ciò consente di ricreare in laboratorio le condizioni in sito e di ottenere valori di resistenza al taglio residua estremamente accurati.

Strumentazione:

- Macchina di taglio
- Scatola di taglio anulare
- Spatola



Fig. 32 – Laboratorio: scatola di taglio anulare assemblata e già adibita alla prova.

Quest'ultima, di forma anulare, è costituita da due parti: la metà inferiore, su cui viene fatto aderire il materiale, rimane solidale all'apparecchiatura e viene fatta ruotare a velocità costante; la metà superiore viene invece contrastata da una coppia di anelli dinamometrici che misurano il momento torcente applicato dalla macchina, equilibrato dalla resistenza al taglio del terreno. In fase di montaggio, è importante assicurarsi che le varie parti della cella siano ben oleate, onde evitare attriti dovuti alla strumentazione nel corso della prova. Altresì importante è che all'interno della cella non vi siano vuoti, ma che il materiale sia distribuito in maniera omogenea (Fig. 32).

La fase di preparazione del campione consiste nell'aggiungere acqua al materiale già passante al setaccio 40, disponibile in circa 400 g, fino a renderlo una sorta di fluido viscoso. Ciascun provino dovrà essere il più omogeneo possibile, per questo motivo è fondamentale amalgamare bene il composto con una spatola, assicurandosi che sul fondo non resti materiale secco. A questo punto è possibile preparare la scatola di taglio.

Raggio esterno dell'anello [mm]	75.0
Raggio esterno del provino [mm]	50.0
Raggio interno del provino [mm]	35.0
Raggio medio del provino [mm]	42.5
Circonferenza media del provino [mm]	266.9

Tab. 3 – Geometria della scatola di taglio anulare.

La scatola di taglio assemblata e contenente il provino viene poi posta sulla tavola girevole della macchina, dove viene applicato uno sforzo normale (in questo caso verticale) mediante un pressore regolato con immissione di aria compressa. Al provino è quindi applicato un carico verticale così da garantire la consolidazione a sforzo analogo a quello presente in natura. Supponendo, per il problema in esame, una superficie di scorrimento posta ad una profondità da piano campagna compresa tra 10 m e 30 m, risulta evidente, al termine di un calcolo semplificato, che l'intervallo σ'_v da indagare debba essere limitato tra i 100 kPa ed i 300 kPa. Per permettere la buona riuscita dell'operazione è consigliabile arrivare alla tensione verticale finale attraverso una serie di gradini di carico (Tab. 4): a differenza di una prova edometrica, questo non serve a valutare con precisione la deformazione del provino nel tempo, ma bensì ad assicurarsi che quest'ultimo non estruda o liquefaccia fuoriuscendo dalla sua sede.

PROVINO	GRADINO 1 [kPa]	GRADINO 2 [kPa]	GRADINO 3 [kPa]	GRADINO 4 [kPa]
1	25	50	100	
2	25	50	100	200
3	37	75	150	300

Tab. 4 – Gradini di carico applicati per raggiungere la tensione di consolidazione desiderata senza rischiare di compromettere la geometria e l'omogeneità del provino.

Una volta terminata la fase di consolidazione, realizzata rispettivamente a 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa sui tre provini di *S2C1* ed *S2C2*, viene applicato un movimento rotazionale con velocità costante (0,006 °/min), velocità che deve essere sufficientemente bassa da garantire la dissipazione di sovrappressioni interstiziali. La prova prosegue fino a quando il momento torcente raggiunge un valore minimo costante.

Per tutto l'arco della prova, dalla consolidazione sino alla fine del taglio, il livello dell'acqua, non distillata (non a disposizione), all'interno della macchina viene mantenuto superiore all'altezza del provino, così da garantire la saturazione.

In fase di elaborazione, i dati acquisiti in merito alla consolidazione, quali deformazione verticale e gradini di carico applicati nel tempo, sono stati raccolti in appositi grafici. Allo stesso modo, i dati monitorati in fase di taglio, quali momento torcente applicato dalla macchina, pressione normale, abbassamento e tempo, sono stati organizzati ed elaborati fino ad ottenere una stima dell'angolo di attrito residuo. Il risultato è in genere accompagnato anche da caratteristiche specifiche del provino, come il peso e il contenuto d'acqua a saturazione.

4.4 Definizione del modello geologico-tecnico e analisi di stabilità

L'ultima parte del lavoro è stata incentrata sulla definizione del modello geologico-tecnico vero e proprio e su una serie di analisi di stabilità. Anche se si tratta fondamentalmente di una elaborazione globale di tutti i dati raccolti e a disposizione, è giusto includere anche questa fase nella metodologia, avendo impegnato parecchio tempo.

Una volta correlate le descrizioni delle carote di sondaggio con le prove di laboratorio, con le osservazioni di rilevamento e con tutto ciò che è stato ritenuto utile, si è proceduto con il definire il modello geologico-tecnico dell'area di studio, realizzandone uno schema lungo tre distinte sezioni, preparate con il software *Autocad* (versione per studenti). Una di queste è stata selezionata per le analisi di stabilità, svolte con il software *Geostudio Slope/W*. In questo senso, sono state molteplici le tecniche utilizzate per la ricerca delle superfici di scorrimento critiche e la definizione dei parametri geotecnici da back-analysis. Utilizzando il metodo di Morgenstern & Price (1965), si è spaziato dalla ricerca della geometria di rottura tramite *Grid&Radius* sino a quella con superficie di scorrimento definita, passando per l'*Entry&Exit*. Il lavoro è stato organizzato come segue:

- Ricerca dei parametri di back-analysis con *Grid&Radius* e versante omogeneo (unico materiale), molteplici condizioni piezometriche
- Ricerca dei parametri di back-analysis con *Grid&Radius* + *Entry&Exit* e versante naturale, molteplici condizioni piezometriche
- Analisi di stabilità e progettazione interventi di mitigazione di vario genere

La verifica delle condizioni di stabilità dei pendii viene comunemente effettuata con il metodo dell'equilibrio limite. Tale metodo si applica generalmente a sezioni bidimensionali del pendio, e prevede una serie di assunzioni.

La resistenza al taglio richiesta per l'equilibrio è comparata con la resistenza al taglio disponibile in termini di *Fattore di Sicurezza* (assunto costante lungo tutta la superficie di rottura), dato dal rapporto tra la risultante delle forze (o momenti) resistenti e la risultante delle forze (o momenti) agenti. Quando $F = 1$, quindi, il pendio è in condizione di equilibrio limite, mentre valori di $F > 1$ indicano condizione di stabilità. Valori inferiori ad 1 non hanno alcun tipo di significato, dal momento che non è possibile che le forze agenti superino quelle resistenti (se si ha un crollo nelle resistenze, anche gli sforzi di taglio associati subiranno tale caduta).

Il metodo dell'equilibrio limite permette di ottenere soluzioni staticamente determinate solo per superfici di rottura planari, attraverso l'analisi con pendio indefinito (Skempton & Delory, 1957), ideale per frane di scivolamento traslativo, o con metodo dei cunei (Seed & Sultan, 1967), ideale in casi in cui la superficie di scorrimento possa essere approssimata mediante due o tre linee rette. Nel caso di superfici curve, è possibile ottenere una soluzione approssimata utilizzando una tecnica di integrazione numerica e facendo delle opportune assunzioni sulle forze in gioco. Il problema è staticamente indeterminato, in quanto il numero di incognite del sistema ($6n-2$) è superiore a quello delle equazioni disponibili ($4n$). Pertanto è necessario effettuare $(2n-2)$ assunzioni per rendere staticamente determinato il problema. In letteratura sono proposti diversi metodi per fare ciò, in molti di questi viene decretato un numero di assunzioni addirittura superiore a quello necessario, per cui non vengono utilizzate tutte le equazioni disponibili. Tali metodi sono detti *non rigorosi*, mentre quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio, e che si basano solo su un numero di assunzioni strettamente necessario, vengono detti *rigorosi*. Il ricorso a quest'ultimi permette di considerare superfici di scivolamento non necessariamente planari o circolari, questo grazie anche all'utilizzo del computer nelle applicazioni geotecniche e alla disponibilità di software specifici attualmente in commercio, che permettono analisi di stabilità sempre più accurate e realistiche rispetto ai risultati ottenibili con i metodi tradizionali (metodi *non rigorosi*), concepiti fondamentalmente per calcoli di tipo manuale.

Analizzando differenti metodi all'equilibrio limite, Fredlund & Krahn (1977) riscontrano discrepanze tra i *Fattori di Sicurezza* ottenuti inferiori al 4%. Ad ogni modo, secondo Nash (1987), i metodi che forniscono i risultati più accurati sono quelli che soddisfano tutte le

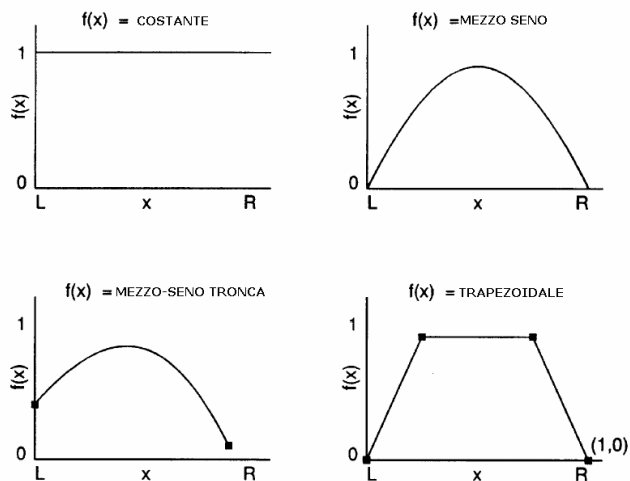


Fig. 33 – Esempi di funzioni interconco per il metodo all'equilibrio limite di Morgenstern & Price (1965).

sia esprimibile attraverso la relazione: $x_i = \lambda F_{(x)} E_i$, dove $F_{(x)}$ è una funzione variabile con continuità lungo la superficie di scivolamento e λ è un fattore di scala. Per una data funzione $F_{(x)}$ ed una data superficie di scivolamento, i valori di λ e del *Fattore di Sicurezza* vengono fatti variare iterativamente fino a quando non risultano soddisfatte le condizioni di equilibrio compressive dei momenti e delle forze.

L'utilizzo della funzione di interconco $F_{(x)}$ (Fig. 33) rappresenta la principale caratteristica distintiva del metodo di Morgenstern & Price (1965). La scelta di tale funzione è legata alla geometria del corpo di frana: in particolare, nel caso di superfici circolari si può far riferimento ad una funzione di tipo mezzo-seno, mentre per superfici piane è possibile considerare una funzione costante.

Le scelte fatte in fase di analisi saranno discusse nei successivi capitoli, accompagnate dai relativi risultati.

equazioni di equilibrio, quali Morgenstern & Price o GLE, mentre i metodi basati solo sull'equilibrio delle forze o che non soddisfano tutte le condizioni possono dare risultati inesatti.

In particolare, nel metodo di Morgenstern & Price (1965), la massa in frana viene divisa in un numero ridotto di cunei con lati verticali, per ognuno dei quali vengono risolte le equazioni di equilibrio delle forze e dei momenti. Quest'ultime vengono risolte assumendo che il legame tra le forze di interconco orizzontali e verticali

5. Risultati

5.1 Stratigrafia

Le stratigrafie di sondaggio redatte dallo scrivente sono riportate nelle Tabelle 5 e 6, con documentazione fotografica nelle Figure 34 e 35.

Il materiale osservato è essenzialmente di natura argilloso-limosa, solo localmente presenta livelli sabbiosi via via meno frequenti con l'aumentare della profondità. Per tutta la verticale sono presenti clasti di forma subangolare, di dimensione eterogenea, più grandi vicino alla superficie, e di natura variabile (arenitica, calcarenitica, serpentinitica). Questi clasti sono meno abbondanti a profondità superiori ai 10 m, dove la matrice argillosa non ha più l'iniziale aspetto caotico ma mostra un'evidente scagliosità pervasiva. Quanto detto è valido sia per S1 che per S2, e verrà approfondito nel capitolo successivo.

Tab. 5 – Stratigrafia del sondaggio S1.

PROFONDITA' [m]	DESCRIZIONE	CAMPIONI
0,0 – 2,6	Argilla limosa debolmente sabbiosa. Il contenuto in sabbia aumenta localmente. Consistenza piuttosto soffice, colore da nocciola a grigio, media plasticità. Si rinvencono tracce di materia organica, oltre ad abbondanti calcinelli di colore bianco lattiginoso. Sono presenti numerosi inclusi lapidei, clasti di forma subangolare, di dimensioni da millimetriche a centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è generalmente arenacea, talora calcarea, più raramente serpentinitica.	S1C1 (2,10 m – 2,60 m)
2,6 – 3,2	Calcarenite a grana grossa molto friabile. Colore grigio chiaro.	
3,2 – 4,7	Argilla limosa debolmente sabbiosa, consistenza soda, colore grigio, media plasticità. Sono presenti numerosi inclusi lapidei, clasti di forma subangolare, di dimensioni centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è per lo più siltitica, calcarea, più raramente serpentinitica. P.P. [kg/cm ²] 2,7 – 2,2 – 2,4 – 2,0 TORVANE [kg/cm ²] 0,8 – 0,9 – 0,8 – 0,6	
4,7 – 5,0	Argilla limosa di colore scuro e consistenza compatta. Presenta, a tratti, una struttura scagliosa. Sono presenti numerosi inclusi lapidei, clasti di forma subangolare, di dimensioni centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è per lo più siltitica, calcarea, più raramente serpentinitica.	
5,0 – 5,5	Campione indisturbato	

5,5 – 7,8	Argilla limosa debolmente sabbiosa, consistenza compatta, colore grigio scuro, aspetto caotico, nessuna struttura riconoscibile, media plasticità. Sono presenti inclusi lapidei, in quantità ridotta, clasti di forma subangolare, di dimensioni eterogenee da millimetriche a centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è molto variabile.	
7,8 – 10,2	Argillite, con componente marnosa variabile, di consistenza compatta. Colore grigio scuro, a tratti verdastro, specialmente in corrispondenza dei tratti più marnosi. Presenta una struttura scagliosa, seppur discontinua. L'aspetto è ancora piuttosto caotico, con pochi clasti ora di forma spigolosa e dimensioni millimetriche. Da 8,2 m a 8,7 m: campione indisturbato Da 9,8 m a 9,9 m è presente un blocco lapideo corrispondente ad una calcarenite a grana grossa di colore grigio chiaro.	
10,2 – 20,0	Argillite, con componente marnosa variabile, di consistenza molto compatta. Presenta un'evidente struttura scagliosa pervasiva. Colore grigio scuro, a tratti verdastro, specialmente in corrispondenza dei tratti più marnosi. Inclusi lapidei quasi assenti, i pochi sono di forma spigolosa e di dimensioni millimetriche. Da 10,5 m a 11,0 m: campione indisturbato Da 18,3 m a 18,7 m è presente un blocco lapideo corrispondente ad una calcarenite a grana media di colore grigio chiaro, quasi bianco. Presenta vene di calcite di spessore millimetrico.	S1C2 (12,3 m – 12,8 m)



Fig. 34a - Carote di terreno relative ai primi 10 m del sondaggio S1. Le cassette catalogatrici sono in ordine crescente di profondità.



Fig. 34b – Carote di terreno relative agli ultimi 10 m del sondaggio S1. Le cassette catalogatrici sono in ordine crescente di profondità.

Tab. 6 – Stratigrafia del sondaggio S2.

PROFONDITA' [m]	DESCRIZIONE	CAMPIONI
0,0 – 1,6	Terreno vegetale costituito da argilla limosa debolmente sabbiosa. Consistenza piuttosto soffice, colore da nocciola a grigio, debole plasticità. Si rinviene abbondante materia organica di colore nero e struttura fibrosa, costituita fundamentalmente da frammenti vegetali. Sono presenti numerosi inclusi lapidei, clasti di forma subangolare, di dimensioni centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è arenacea. Terreno particolarmente caotico.	
1,6 – 1,8	Calcarenite a grana grossa molto friabile. Colore grigio chiaro.	
1,8 – 10,7	Argilla limosa. Si rinvencono tracce di sabbia. Consistenza compatta, colore grigio scuro, media plasticità. Sono presenti tracce di materia organica e abbondanti calcinelli carbonatici di dimensioni millimetriche. Sono presenti numerosi inclusi lapidei, clasti di forma subangolare, di dimensioni centimetriche, inglobati nella matrice argillosa con distribuzione casuale ed irregolare. La loro natura è prevalentemente arenacea e serpentinitica. Da 4,0 m a 4,1 m è presente un blocco lapideo corrispondente ad una calcarenite a grana fine di colore grigio chiaro. Da 7,0 m a 7,5 m: campione indisturbato P.P. [kg/cm ²] 2,1 – 1,5 – 2,1 – 1,7 – 2,0 – 1,5 – 2,0 – 2,1 – 2,6 – 2,5 – 1,6 – 1,7 – 1,4 – 1,2 – 1,4 TORVANE [kg/cm ²] 1,1 – 0,8 – 0,9 – 0,9 – 1,0 – 0,8 – 1,2 – 1,3 – 1,0 – 1,0	S2C1 (8,0 m – 8,30 m)
10,7 – 20,0	Argillite, con componente marnosa variabile, di consistenza molto compatta. Presenta un'evidente struttura scagliosa pervasiva. Colore grigio scuro, a tratti verdastro, specialmente in corrispondenza dei tratti più marnosi. Inclusi lapidei quasi assenti, i pochi sono di forma spigolosa e di dimensioni millimetriche. Da 13,5 m a 14,8 m e da 16,8 m a 18,2 m si nota una maggiore abbondanza di clasti, di dimensione eterogenea, da millimetrica a centimetrica, forma subangolare e natura arenacea, calcarea.	S2C2 (12,2 m – 12,7 m) S2C3 (14,3 m – 14,6 m)



Fig. 35a - Carote di terreno relative ai primi 10 m del sondaggio S2. Le cassette catalogatrici sono in ordine crescente di profondità.



Fig. 35b – Carote di terreno relative agli ultimi 10 m del sondaggio S2. Le cassette catalogatrici sono in ordine crescente di profondità.

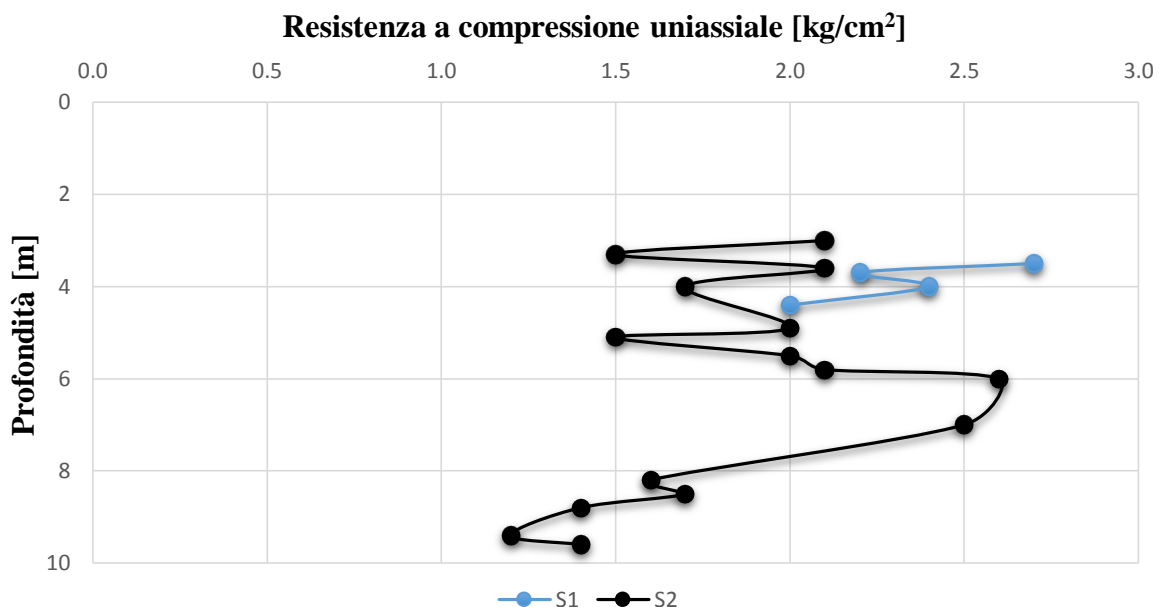


Fig. 36 – Resistenza a compressione uniassiale stimata tramite Pocket Penetrometer sugli spezzoni di carota di S1 ed S2.

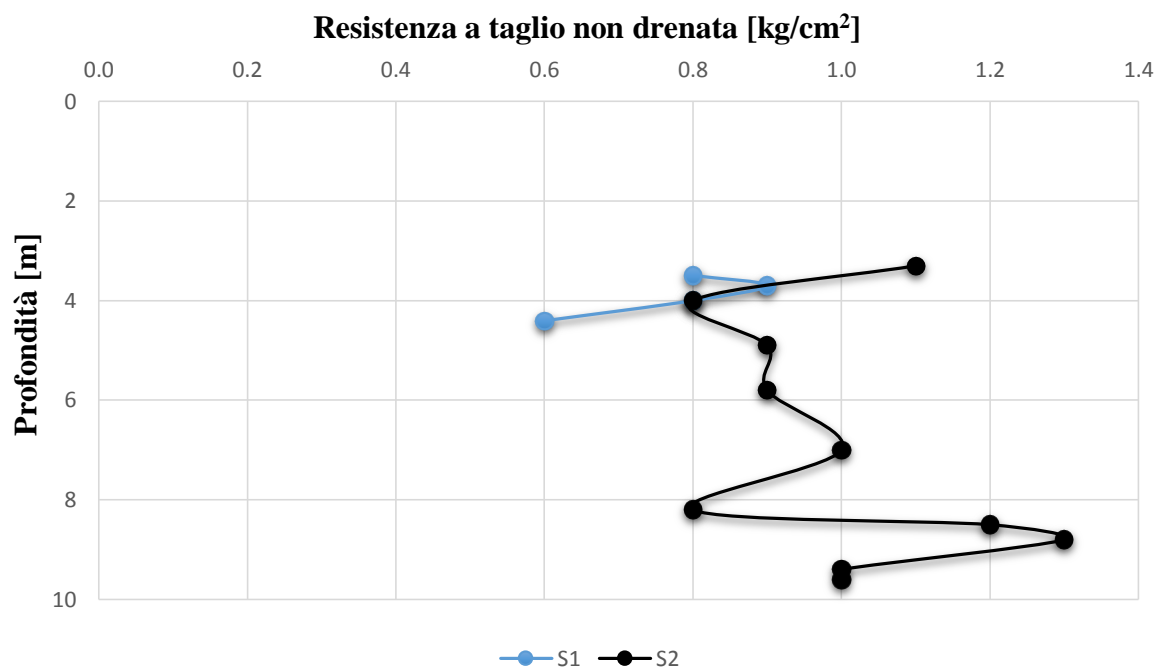


Fig. 37 – Resistenza a taglio non drenata stimata tramite Torvane sugli spezzoni di carota di S1 ed S2.

Le resistenze a compressione uniassiale e a taglio non drenato stimate grazie all'utilizzo di *Pocket Penetrometer* e *Torvane* nel corso delle perforazioni a carotaggio continuo sugli spezzoni di carota sono riportate nei grafici di Figura 36 e Figura 37. E' difficile fare un vero e proprio confronto tra i dati raccolti in S1 e quelli raccolti in S2, dal momento che nel primo caso si hanno a disposizione solamente quattro misure. E' più semplice fare invece una valutazione relativa al singolo S2, in cui non si riscontra un andamento ben definito delle resistenze al variare della profondità.

La resistenza a compressione uniassiale si attesta tra $1,5 \text{ kg/cm}^2$ e $2,0 \text{ kg/cm}^2$, ma è soggetta a rapide variazioni, tant'è che dopo il raggiungimento di un massimo di oltre $2,5 \text{ kg/cm}^2$ alla profondità di circa 6 m si evidenzia una drastica diminuzione. Stando alle misure e alla classificazione *ASTM*, il terreno può essere definito come consistente o molto consistente,

coerentemente con la descrizione delle carote precedentemente riportata, dove si parla di consistenza soda o compatta.

Lo stesso andamento irregolare si ha nel caso della resistenza a taglio non drenata. Questo tipo di comportamento può essere spiegato dalla disomogeneità del terreno, con la presenza di piccoli clasti ad influenzare le misure del *Pocket Penetrometer* e l'alternanza di livelli più o meno sabbiosi ad influenzare le misure del *Torvane*.

5.1.1 Interpretazione stratigrafica

Le perforazioni a carotaggio continuo hanno messo in luce una sostanziale corrispondenza tra le unità rinvenute in *S1* e quelle rinvenute in *S2*. Questo indicherebbe una litostratigrafia in continuità laterale nella zona di studio, in particolare al piede del versante destro del fiume *Reno*.

Fondamentalmente, entrambi i sondaggi mostrano una porzione di terreno superficiale alterata costituita da materiale prevalentemente argilloso, ricco in materia organica e calcinelli carbonatici. Questo livello ha spessore di circa 2,6 m in *S1* e 1,6 m in *S2*. Scendendo in profondità, i profili sono caratterizzati da diversi metri di terreno caotico, in cui numerosi clasti di varia natura, forma e dimensione sono inclusi casualmente in una matrice ancora argillosa. Tale orizzonte si individua sino a circa 10,2 m in *S1* e 10,7 m in *S2*. Al di sotto, un litotipo argillitico-marnoso di colore decisamente più scuro mostra un'evidente struttura scagliosa e una maggiore consistenza, con netta diminuzione di clasti fino alla profondità massima indagata di 20,0 m da piano campagna.

La presenza di blocchi competenti calcarenitici, unitamente alle osservazioni sopra riportate e meglio descritte nelle Tabelle 5 e 6, permette di associare i terreni indagati alla formazione delle *Argille a Palombini*, coerentemente con quanto previsto dal contesto geologico dell'area. Nel dettaglio, la porzione basale dei due profili stratigrafici (quella oltre i 10 m di profondità), potrebbe corrispondere al vero e proprio substrato, in virtù soprattutto dell'elevata consistenza e della struttura scagliosa pervasiva. La coltre soprastante, invece, rappresenta evidentemente un deposito di frana: è vero che le litologie sono tutto sommato analoghe, ma la presenza di livelli localmente sabbiosi e soprattutto di clasti di natura serpentinitica non trovano alcun riscontro in letteratura. È noto che grandi massi ofiolitici siano stati inglobati nelle suddette *Argille a Palombini* (Panini et al., 2002), mentre è escluso che in essa vi siano piccoli elementi metamorfici di dimensione centimetrica. Allo stesso modo, trattandosi di depositi di mare profondo, non è verosimile rintracciare materiale sabbioso. I primi metri indagati potrebbero dunque far parte di una coltre coinvolta in processi di versante, la cui superficie di scorrimento si attesta attorno ai 10 m di profondità.

5.2 Dati di monitoraggio

L'esecuzione dei tre sondaggi nell'area di indagine, due perforazioni a carotaggio continuo e una a distruzione di nucleo, ha permesso l'installazione di due inclinometri con estensimetro e di un piezometro. Nell'arco di circa sei mesi di monitoraggio, è stato possibile ottenere tre letture piezometriche tramite l'utilizzo di un freatimetro (Fig. 38) e una lettura inclinometrica per ciascun foro (Figg. 39-40). Inoltre, l'utilizzo di un trasmettitore di livello (sensore *Keller*) ha permesso di registrare in continuo le oscillazioni della falda nel sottosuolo (Fig. 38).

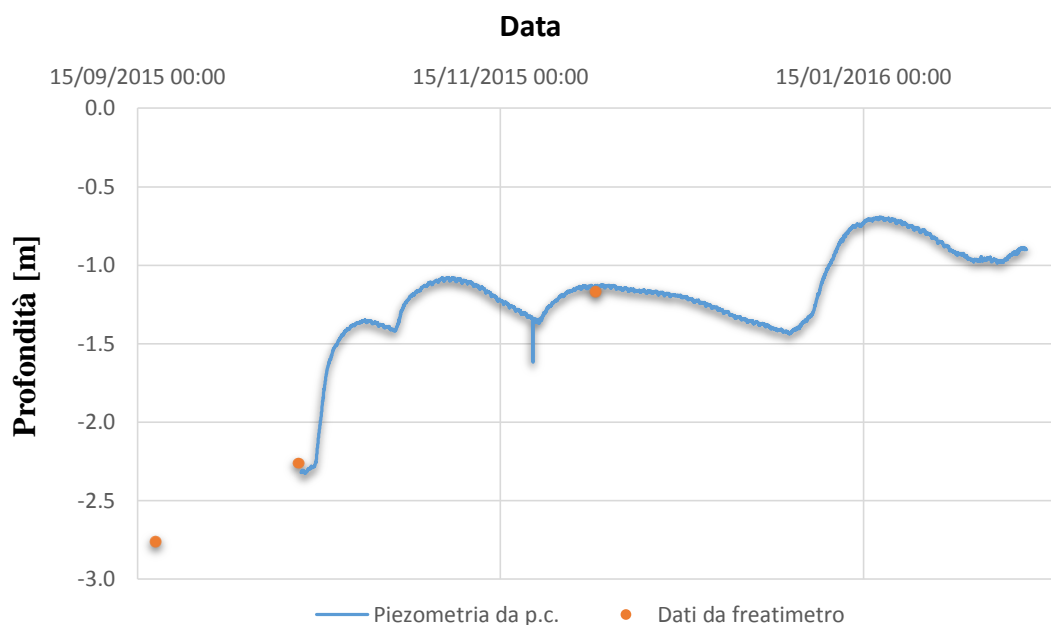


Fig. 38 – Piezometria registrata tramite trasmettitore di livello in continuo. Lo strumento è stato calato nel piezometro il 12/10/2015 e recuperato l'11/02/2016.

Come si può notare dal grafico di Figura 38, la falda è molto superficiale anche in periodi secchi, attestandosi a meno di 3 m da piano campagna già sul finire della stagione estiva. Nonostante nel periodo autunnale e invernale le precipitazioni non siano state particolarmente frequenti, il livello dell'acqua si è confermato costantemente tra -1 m e -1,5 m di profondità, con picchi che lo avvicinano ulteriormente alla superficie topografica.

In Figura 39 e in Figura 40, gli inclinometri installati mostrano uno spostamento di circa 5 mm a profondità prossime ai 10 m. Una discussione più dettagliata riguardo queste misure sarà fatta nel capitolo 5.5, intanto è possibile dire con certezza che la coltre superficiale che costituisce il versante destro del fiume *Reno*, di cui si è parlato a più riprese, è in movimento e può quindi essere considerata attiva.

Fig. 39 – Risultante (movimento per sommatoria) registrata nel foro di sondaggio S1 il 01/12/2015.

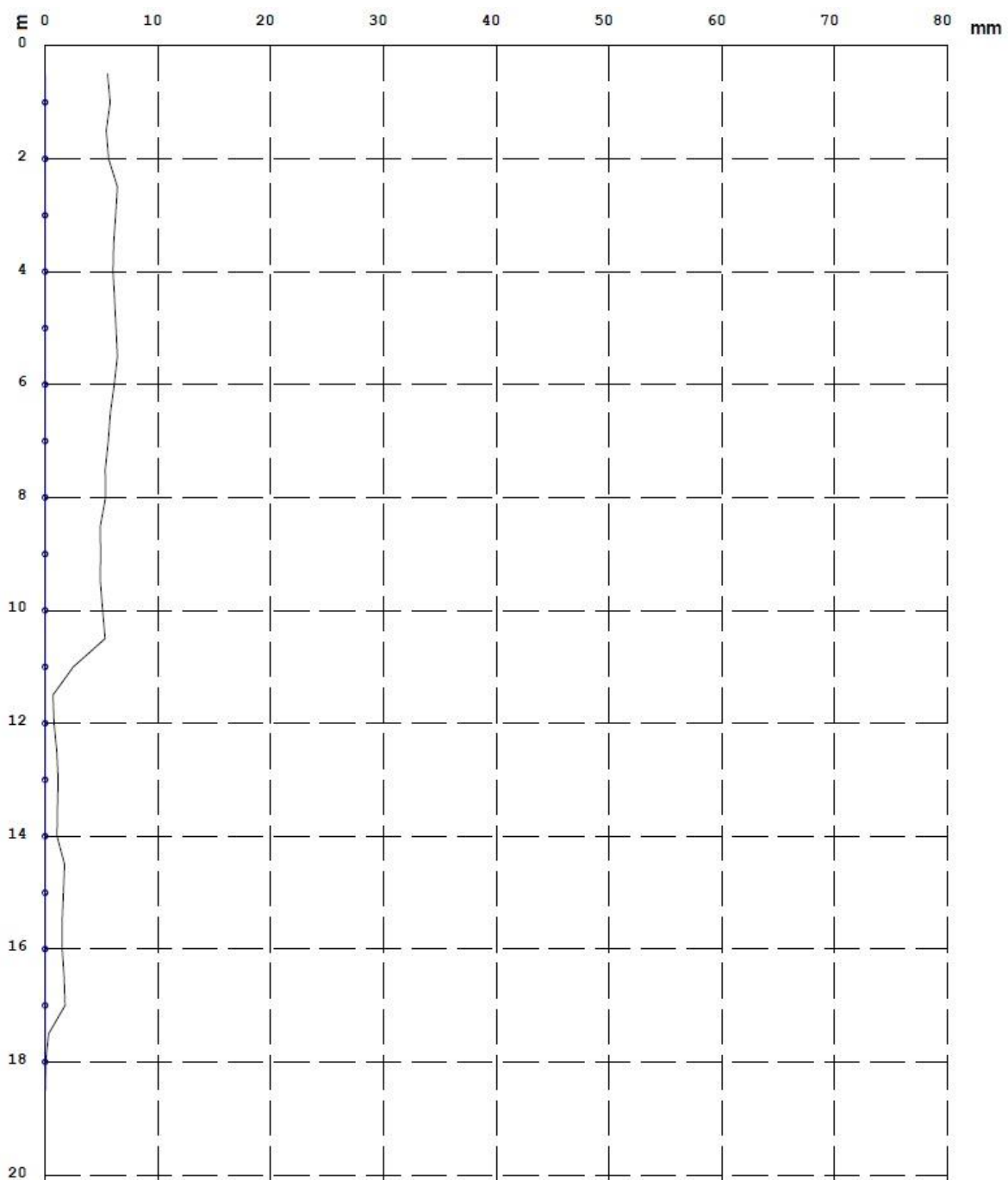
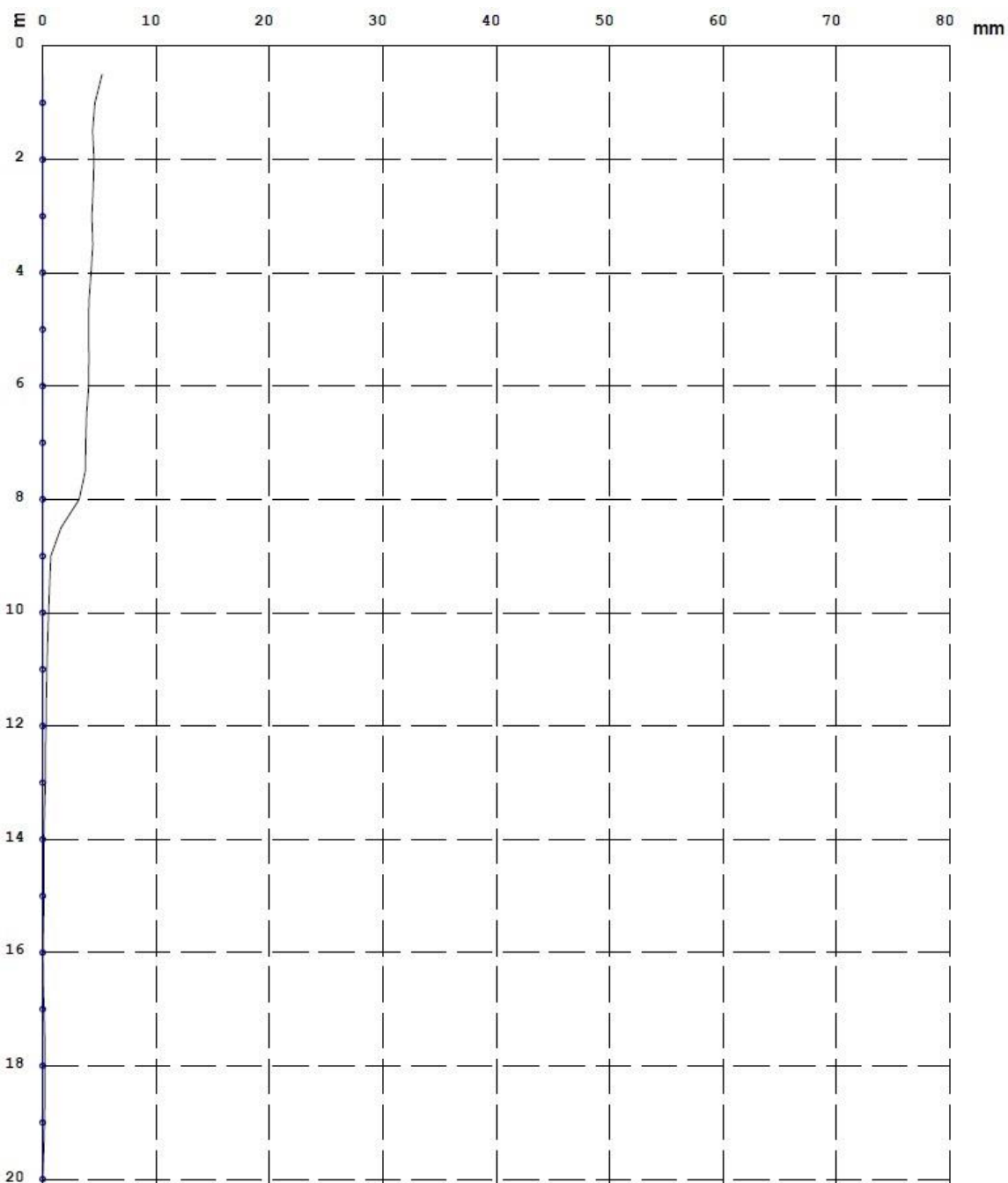


Fig. 40 – Risultante (movimento per sommatoria) registrata nel foro di sondaggio S2 il 01/12/2015.



5.3 Dati da interferometria radar

L'interferometria radar è una delle tecniche più utilizzate per misurare la deformazione della superficie terrestre, e quindi individuare la presenza di eventuali frane in movimento. Attraverso il confronto di immagini scattate in tempi differenti, l'interferometria radar è in grado di rilevare spostamenti piccoli come quelli di un centimetro.

A partire dai primi anni '90, la tecnica satellitare *InSAR* (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*) ha rivoluzionato il modo con cui osservare la Terra e l'evoluzione delle sue forme nel tempo, andando a coprire vaste porzioni del pianeta che non potevano essere monitorate in altri modi. Questo genere di strumenti funziona grazie ad un radar che irradia un target con onde elettromagnetiche di frequenza analoga a quella delle microonde (108 – 1010 Hz) (Brugman et al., 2000), a cui corrispondono lunghezze d'onda dell'ordine di 1-1000 mm (Pritchard, 2006). Il segnale riflesso viene quindi elaborato per ricavare informazioni riguardo il target stesso.

Il problema in esame è costituito da un fenomeno di frana attivo riconosciuto e segnalato tramite interferometria radar. E' quindi di seguito riportato il risultato di tale analisi (**Bayer**, comunicazione personale) sulla base di due differenti satelliti, *Cosmo* ed *Envisat*, sia in direzione ascendente sia in direzione discendente (Figg. 41-42). Va precisato che il lavoro non è stato svolto dallo scrivente, il quale si è limitato ad interpretare i dati a disposizione.

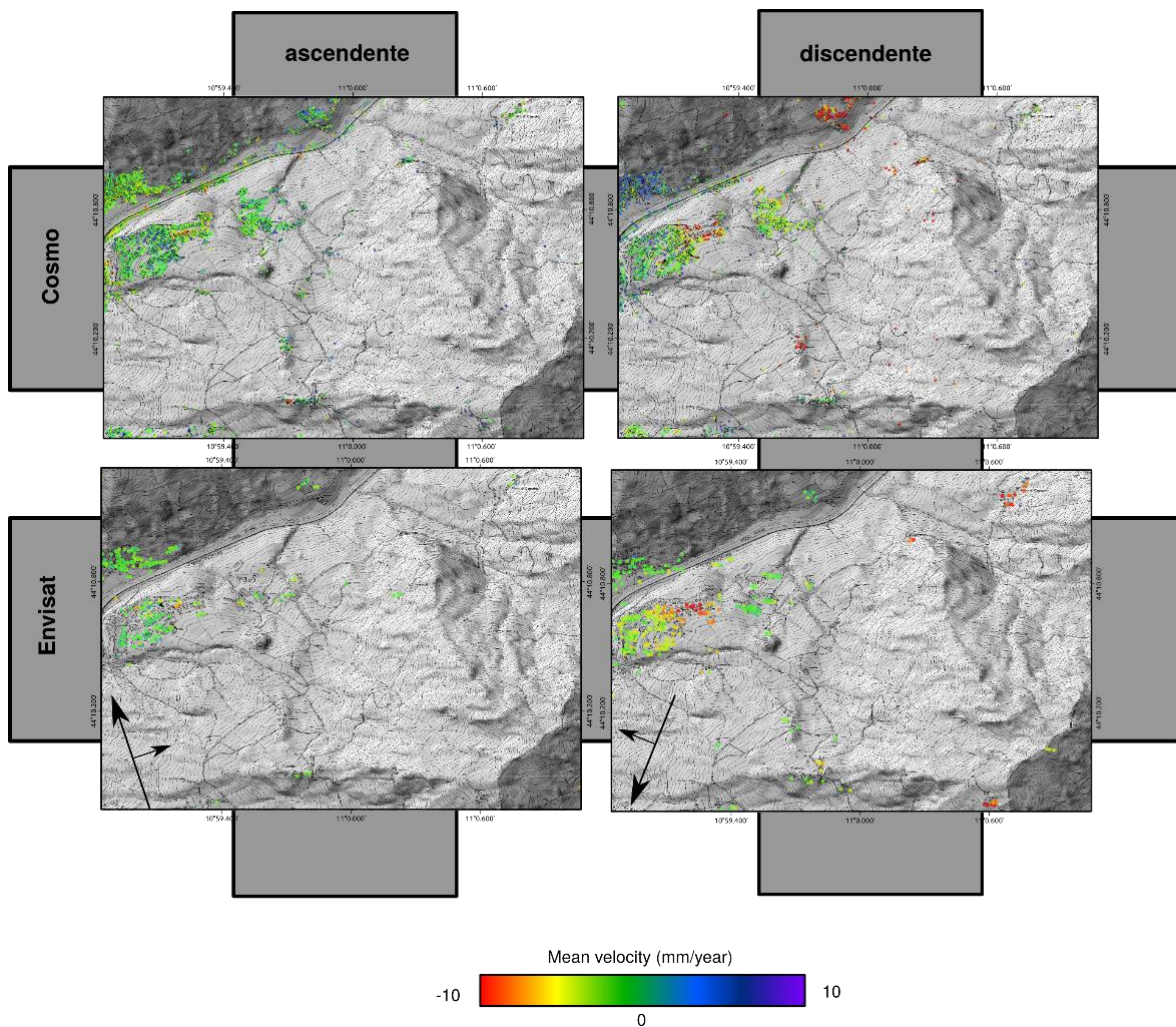


Fig. 41 – Spostamenti rilevati dai satelliti Cosmo ed Envisat nel versante di interesse. Immagine non in scala.

I dati di *Cosmo* fanno riferimento al periodo dal 22/06/2011 al 24/01/2015 per il ramo ascendente ed al periodo dal 31/01/2013 al 10/03/2015 per il ramo discendente. I dati di *Envisat* sono invece relativi al periodo dal 13/10/2003 al 05/08/2010 in direzione ascendente ed al periodo dal 27/09/2003 al 28/08/2010 in direzione discendente.

Dalle immagini si nota come la deformazione sia relativamente maggiore in corrispondenza di una zona di nuova costruzione (Fig. 42), la porzione SUD-EST della località *I Prati*. Il segnale risulta più chiaro per il ramo discendente che per il ramo ascendente, il che suggerisce una direzione di spostamento prevalentemente diretta verso NORD-OVEST, quindi ortogonale alla linea di vista.

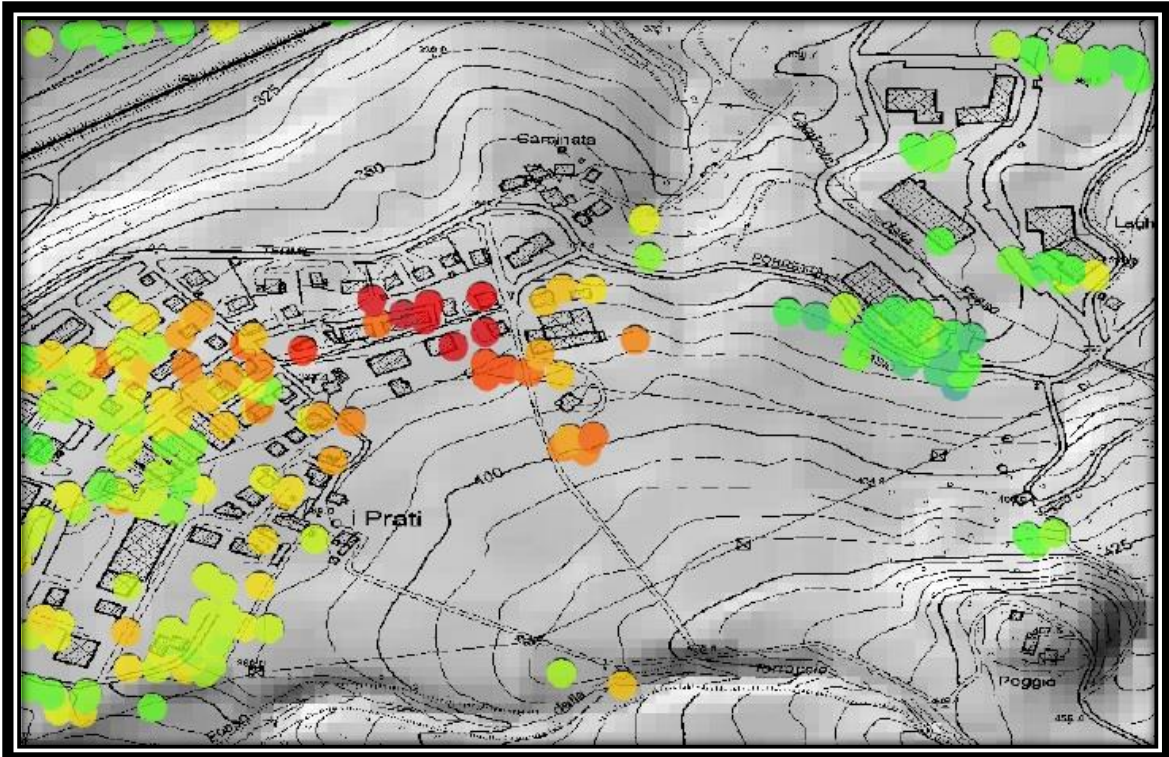


Fig. 42 – Nel dettaglio, spostamenti rilevati dal satellite Envisat in direzione discendente nella sola area di studio. Per la legenda dei colori fare riferimento a Fig. 41. Immagine non in scala.

5.4 Evidenze di campo

Come spiegato nel capitolo inerente la Metodologia, una prima fase di rilevamento superficiale è stata mirata alla ricerca di elementi geomorfologici che potessero contrassegnare i limiti di un eventuale movimento franoso. Nella porzione di versante sottostante al paese *I Prati*, si sono riscontrate molteplici variazioni di pendenza. A zone più acclivi si alternano ripiani pressoché orizzontali, o comunque con inclinazione decisamente molto bassa. E' in questa parte centrale che si evidenziano segni di soliflusso sparsi un po' ovunque (Fig. 43), concentrati soprattutto dove le pendenze sono leggermente maggiori, unitamente ad impluvi parzialmente nascosti dalla vegetazione.

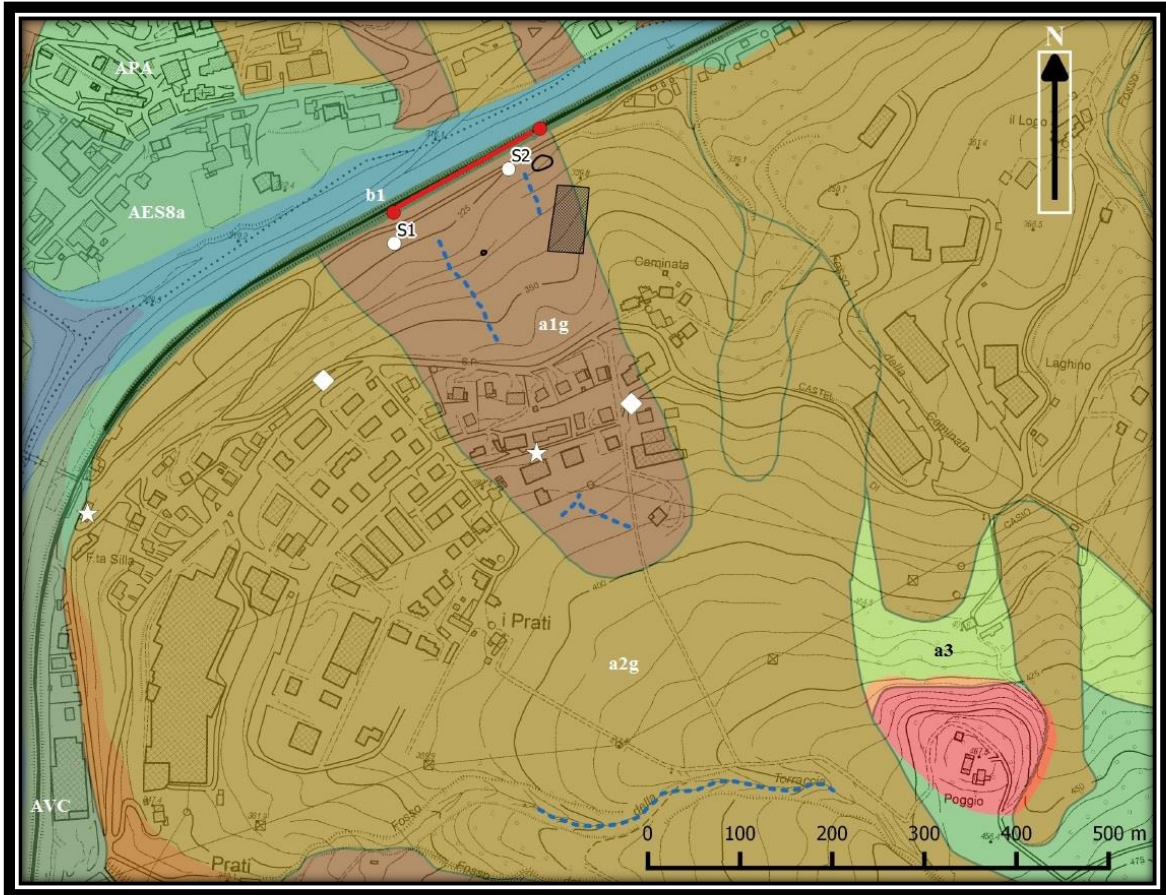


Fig. 43 – Con il cerchio rosso è evidenziata una delle zone soggette a soliflusso. Dalla fotografia si intravedono anche le forme ondulate del versante, che a tratti cambia pendenza fino ad essere orizzontale.

Per quanto riguarda la porzione orientale, il limite del deposito può quanto meno essere esteso sino al *Fosso della Caminata*, un piccolo impluvio che scorre in corrispondenza di un dosso morfologico esteso in direzione NORD-SUD dalla località di *Caminata* sino al sentiero prima del rilevato ferroviario. Questa specie di piccola dorsale segna, come evidente anche da carta topografica, il passaggio da una zona di forma molto irregolare, con continui cambi di pendenza, ad una in cui il versante scende con inclinazione relativamente costante verso valle. E' in questa zona che si rinvengono anche dei ristagni di acqua (Fig. 44).

Sul lato opposto, quello occidentale, è invece difficile individuare elementi affidabili, dal momento che la vegetazione risulta molto più folla. Qui va segnalato che la porzione di versante retrostante la nuova stazione di sollevamento ha caratteri completamente diversi da quelli circostanti. La pendenza è decisamente maggiore, prossima ai 30°, la vegetazione assai differente e poco sviluppata, come fosse stata fatta recente piantumazione. Inoltre, si rinvengono superficialmente clasti di dimensioni decimetriche di forma subangolare, la cui natura è molto variabile: calcareniti e calcilutiti sono le più abbondanti, ma si rinvengono spesso anche clasti serpentinitici o di origine antropica, quali resti di calcestruzzo armato. La forma del versante ricorda quella di un anfiteatro, pseudocircolare, con alla base, appunto, il nuovo collettore fognario. La sensazione è che si tratti di una porzione di terreno rimodellata artificialmente in passato, forse proprio per favorire i lavori adiacenti, anche perché, ad una quota di circa 345 m s.l.m., la morfologia e la vegetazione tornano ad essere coerenti con quelle circostanti.

Nella parte di versante più a monte, quella oltre il centro abitato de *I Prati*, gli elementi rilevati sono ancora meno. Qui, si evidenzia soprattutto l'influenza del fattore antropico, con campi coltivati e piccoli terrazzamenti sfruttati per la piantumazione di alberi da frutta. Sono state individuate alcune concavità poco visibili e poco profonde, piccoli impluvi debolmente incisi che drenano poca acqua o che vengono periodicamente rimodellati dalle operazioni di manutenzione del campo (Fig. 44).



Legenda

Elementi rilevati

- Deformazione binario
- Sondaggio a carotaggio continuo
- ◇ Strada con crepe
- ☆ Casa con crepe

Elementi Geomorfologici

- ▨ Ristagno d'acqua
- Impluvio
- Soliflusso

Coperture Quaternarie

- Rilevato ferroviario
- Deposito Alluvionale in Evoluzione (b1)
- Deposito di frana attiva per colata (a1g)
- Deposito di frana quiescente per colata (a2g)
- Deposito di Versante (a3)
- Unità di Modena (AES8a)

Geologia

- Argilliti Variegate con Calcarei (AVC)
- Argille a Palombini (APA)
- Ofiolite (gamma)

Fig. 44 – Stralcio in scala 1:5000 del progetto realizzato con QGIS.

In linea generale, all'interno di tutta l'area di indagine non ci sono scarpate riconducibili all'azione di movimenti gravitativi, così come di gradini o di contropendenze (al più ripiani orizzontali). Nemmeno estendendo il raggio di azione sino a zone più a monte, a quote attorno ai 550 m s.l.m., sono stati individuati elementi che potessero identificare con precisione aree di alimentazione, ormai completamente rimodellate e ricoperte dalla vegetazione.

In corrispondenza del *Fosso della Torraccia*, incisione profonda e larga alcuni metri, sono invece stati rinvenuti numerosi depositi torrentizi, ghiaie di dimensione decimetrica che confermano come il solco sia attivo nelle stagioni più piovose (è stato rilevato in fase di magra). Sulle pareti della gola, così come in tutta l'area di indagine, non sono stati individuati affioramenti di *Argille a Palombini*, e questo potrebbe confermare come, effettivamente, l'intero versante sia ricoperto da depositi di natura argillosa dovuti a fenomeni gravitativi.

Tutti gli edifici presenti nella zona indagata, che comprende l'abitato nei pressi della stazione di *Silla*, la località *I Prati* e il centro residenziale *Caminata*, risultano in ottime condizioni e non presentano uno stato fessurativo riconducibile all'azione di movimenti gravitativi recenti. Fanno eccezione una casa posta proprio a ridosso della stazione ferroviaria e un altro rilevato più a monte (Fig. 44). Va specificato che si tratta di complessi relativamente giovani, costruiti soprattutto a partire dagli anni '90.

Per quanto riguarda la prima (Fig. 45), essa è caratterizzata da molteplici fratture con orientazione orizzontale e verticale la cui apertura è di qualche centimetro, comunque minore di 5 cm. Non mancano fessure più sottili con direzione maggiormente irregolare. La lunghezza media, valutata ad occhio, è di circa un paio di metri. Va specificato che il presente edificio sorge sì sul grande deposito di frana quiescente che condiziona l'intero versante, ma ampiamente fuori dall'area considerata attiva dalla cartografia della *Regione Emilia-Romagna*, lontano da dove si manifestano le deformazioni del rilevato ferroviario (Fig. 44).



Fig. 45 – Una delle crepe che caratterizza la casa posta vicino alla stazione ferroviaria di Silla.

La seconda casa, ubicata in località *I Prati* ad una quota di circa 375 m s.l.m., presenta fratture davvero molto lievi, probabilmente solo superficiali, che difficilmente possono essere ricondotte a cause quali movimenti gravitativi.

Anche le strade appaiono in buone condizioni, rovinata solo superficialmente da fenomeni gelivi o usura. In un paio di tratti (Fig. 44), nella strada provinciale a SUD della località *I Prati* (quota di circa 350 m s.l.m.) e in una via privata nella porzione settentrionale della località stessa (quota di circa 375 m s.l.m.), le fratture nel manto stradale sembrano essere più profonde e più larghe (Fig. 46), ma si tratta di episodi locali e limitati. Come precedentemente detto, il resto dell'abitato è davvero in perfette condizioni, questo anche in virtù della giovane età di gran parte degli edifici, realizzati non più di 25 anni fa. Va segnalato, tra l'altro, che la costruzione di nuove unità abitative sta proseguendo nella

porzione più a monte de *I Prati*, quasi a ridosso del limite superiore della frana cartografata attiva.

Infine, grazie all'aiuto dei tecnici *RFI*, è stato possibile attraversare i binari e osservare la scarpata che scenda dal rilevato ferroviario fino al letto del fiume *Reno*. Innanzitutto, camminando su quest'ultimo sono stati segnalati con precisione i limiti del tratto di linea che manifesta deformazione.

Le sponde del fiume *Reno* sono invece protette da uno o due ordini di opere spondali. Procedendo da OVEST ad EST, il primo ordine è installato quasi in corrispondenza del punto in cui è stato effettuato il sondaggio *S2*, mentre pochi metri più avanti si inizia a formare un secondo ordine di protezione, provvisoriamente costituito da grandi massi disposti però in modo casuale. I due ordini sono regolari e completi a partire dalla corrispondenza con il punto più ad EST di deformazione delle rotaie (Fig. 48), là dove è presumibile si chiuda la porzione di frana nuovamente attiva.

I piloni che sorreggono la *Porrettana* scendono in corrispondenza del letto fluviale del *Reno*, dove sembrano essere stati fortemente scavati (Fig. 47). La loro base affiora infatti sopra la superficie dell'acqua, segno che effettivamente il corso fluviale sta tenendo un regime di forte incisione. I depositi al centro dell'alveo risultano inoltre decisamente poco spessi, accumulati per lo più alla base della sponda destra. Là dove l'assenza delle opere di difesa lo ha permesso, si è andati alla ricerca di ciottoli che potessero identificare un limite per quanto concerne i depositi alluvionali. Al di fuori di qualche affioramento sparso qua e là, non si è rinvenuta continuità, anche perché la vegetazione impedisce un'indagine di precisione. Allo stesso modo non è stato possibile individuare un eventuale limite tra substrato e coltre soprastante, unità che costituiscono il versante retrostante.



Fig. 46 – Unica vera crepa, posta a centro carreggiata, che potrebbe essere riconducibile a fenomeni di instabilità di versante.



Fig. 47 – I piloni osservati all'interno dell'alveo del fiume *Reno* sembrano essere fortemente in erosione.

Riassumendo, la morfologia generale del versante presenta ondulazioni e frequenti variazioni di pendenza, quest'ultima generalmente compresa tra i 10° e i 15° . Non si rinvergono elementi che permettono di definire un deposito di frana attiva su base geomorfologica, mentre la presenza di zone soggette a soliflusso conferma fenomeni di instabilità in atto che coinvolgono il terreno superficiale. L'evidenza di ristagni d'acqua nella porzione di valle del versante suggerisce inoltre che la falda si trovi in corrispondenza del piano campagna, come confermato anche dalle misure piezometriche registrate in foro di sondaggio (Fig. 38). Lo stato delle abitazioni, così come quello delle strade, è molto buono, non si rinvergono particolari fessure (ad eccezione delle poche precedentemente descritte). L'elemento più

importante ai fini dell'interpretazione dei processi è sicuramente la deformazione del tratto di linea ferroviaria che, con i dati di interferometria radar, permette di definire meglio i limiti di frana. Di questo si parlerà nel capitolo successivo. Per quanto riguarda l'erosione di sponda sul rilevato ferroviario, il fiume *Reno* sta effettivamente tenendo un regime fortemente incisivo.

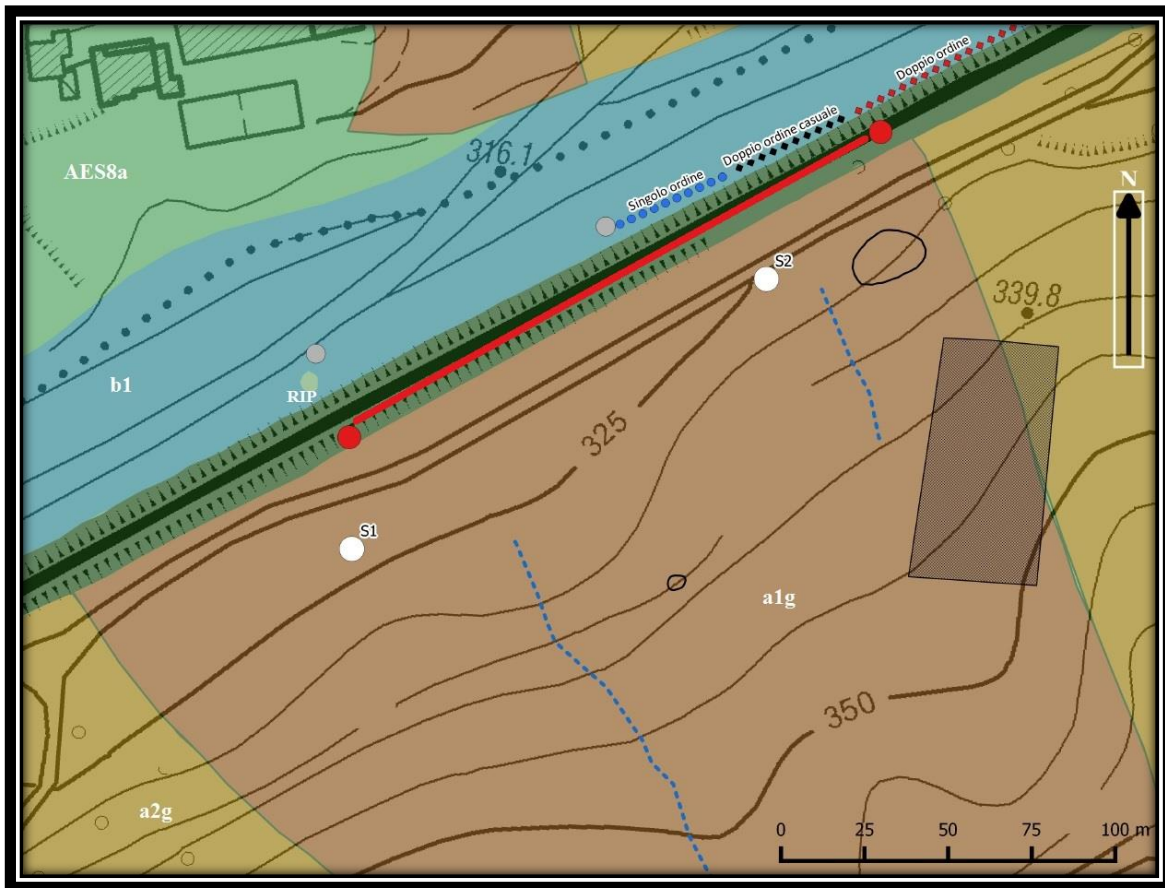
5.5 Interpretazione dei processi

Fino a questo momento si è discusso della stratigrafia, della natura più o meno differente dei materiali e delle osservazioni di campo. Il problema in oggetto è però costituito da altre variabili, come la dimensione e il posizionamento dell'eventuale deposito di frana attivo, il suo effettivo stato di attività, la forma e la profondità della sua superficie di scorrimento, l'influenza della piezometria, ecc...

Data la scarsità di evidenze di natura geomorfologica, i limiti della porzione di frana attiva possono essere dedotti quasi esclusivamente dal comportamento deformativo registrato in corrispondenza del rilevato ferroviario e, soprattutto, dall'interferometria radar che attualmente evidenzia un movimento con velocità media di 1 cm l'anno nell'area di interesse. A partire da queste informazioni, unitamente con quanto riscontrato in fase di perforazione in sito, è possibile individuare un deposito franoso in lento movimento come quello riportato in precedenza in Figura 44.

La frana attiva *alg* è stata mappata sulla base delle informazioni disponibili. La scelta è del tutto convenzionale, dal momento che non si hanno ulteriori indizi. Più a SUD di questa zona, infatti, non sorgono edifici, di conseguenza anche il satellite non è in grado di fornire una misura sugli eventuali spostamenti. Il risultato è quindi un deposito di forma allungata, lungo circa 450 m e largo mediamente 250 m. I limiti laterali sono invece stati definiti dalla combinazione delle osservazioni di rilevamento superficiale e, ancora una volta, dalle indicazioni risultanti dall'interferometria radar. Per quanto concerne il limite orientale, questo è stato spostato leggermente rispetto alla cartografia regionale, facendolo coincidere con il dosso morfologico di cui si è parlato nel capitolo 5.4, dosso che divide un'area a morfologia molto complessa e variegata da una decisamente più omogenea e che si trova in corrispondenza del punto in cui si manifesta la deformazione del binario ferroviario. E' comunque probabile che anche lo spicchio di versante su cui sorge l'abitato di *Caminata*, cartografato in verde come *Argille a Palombini* dalla *Regione Emilia-Romagna*, possa essere un vecchio deposito di frana, come proposto da Fantini et al. (1996). Anche fosse, non dovrebbe trattarsi di un fenomeno attivo, dal momento che l'interferometria radar non rileva, in corrispondenza della località, spostamenti particolarmente significativi e il rilevato situato a valle non manifesta l'azione di dinamiche deformative. Ad OVEST invece, gli spostamenti più importanti rilevati tramite sistema radar si allineano circa lungo la strada che attraversa in direzione NO-SE la località *I Prati*, mentre al piede del versante (Fig. 48), il deposito di frana è stato prolungato sino ad incontrare il rilevato ferroviario. Nei dati regionali, questo limite è posto in corrispondenza del sentiero che procede parallelamente al rilevato, per lasciare poi spazio a depositi alluvionali dell'Unità di Modena (*AES8a*). Questi depositi non sono però stati individuati, né tramite rilievo superficiale né tramite perforazioni.

In Figura 48 sono inoltre messi in evidenza i piloni in erosione all'interno del letto del fiume *Reno*, i punti di deformazione del binario, i sondaggi *S1* ed *S2*, e il posizionamento delle opere di difesa spondale di cui già si era fatto cenno nel capitolo 5.4.



Legenda

Elementi rilevati

- Deformazione binario
- Sondaggio a carotaggio continuo
- Pilone in erosione

Opere spondali

- Singolo ordine
- ◆◆ Doppio ordine casuale
- ◆◆ Doppio ordine

Elementi Geomorfoloici

- Ristagno d'acqua
- Impluvio
- Soliflusso

Coperture Quaternarie

- Rilevato ferroviario
- Deposito Alluvionale in Evoluzione (b1)
- Deposito di frana attiva per colata (a1g)
- Deposito di frana quiescente per colata (a2g)
- Materiale di Riporto (RIP)
- Unità di Modena (AES8a)

Fig. 48 – Stralcio in scala 1:1250 del progetto realizzato con QGis. Dettaglio piede del versante e opere spondali.

Per completare la caratterizzazione del fenomeno e poterlo quindi riprodurre in un adeguato modello geologico-tecnico, risultano di fondamentale importanza i dati di monitoraggio relativi agli inclinometri installati nei fori di perforazione. Nell'arco di sei mesi è stato possibile effettuare un'unica lettura, lettura comunque sufficiente a confermare le ipotesi elaborate sulla base delle indagini. L'inclinometro installato in *S1* (Fig. 39) misura un movimento di 5 mm sino ad una profondità di circa 9 m da piano campagna. Dall'inclinometro installato in *S2* (Fig. 40) lo spostamento per sommatoria è sempre di circa 5 mm, ma sino ad una profondità di quasi 11 m da piano campagna. Questo conferma che il versante è effettivamente soggetto a fenomeni gravitativi in atto, ma non solo, i valori sono perfettamente coerenti con quanto ipotizzato nel paragrafo 5.1.1 dalla descrizione delle carote di sondaggio. La superficie di scorrimento si attesta a circa 10 m da piano campagna, là dove si rinviene proprio una variazione nella struttura della matrice argillosa. Nel caso di

S1 si era ipotizzato un limite a 10,2 m, quindi leggermente sovrastimato, mentre nel caso di *S2* vi era evidenza di un cambiamento a 10,7 m, profondità pressoché identica a quella risultata dall'inclinometro. Inoltre, la superficie leggermente più profonda riscontrata nel foro più ad EST è coerente con il leggero incremento topografico che caratterizza la zona, dal momento che tra la quota di *S1* e quella di *S2* vi è differenza di circa 1 m. Questo rende il limite tra la coltre superficiale ed il substrato praticamente suborizzontale. Inoltre, la compatibilità tra i dati dei due inclinometri conferma che anche *S2* si trova pienamente in zona di frana e non, come si sarebbe potuto temere visto il posizionamento sul confine orientale dell'area interessata, in un punto dove il deposito tende a chiudersi lateralmente e quindi a diminuire di spessore.

La geometria del movimento rimane associata ad alcune incertezze, di cui si terrà conto nelle analisi di stabilità.

5.6 Discussione dei risultati di laboratorio

5.6.1 Osservazioni al microscopio

Le osservazioni al microscopio ottico, effettuate su alcuni dei campioni a disposizione, hanno l'obiettivo primario di valutare la natura delle particelle che costituiscono il materiale trattenuto al setaccio 80, diametro 0,18 mm, e al setaccio 200, diametro 0,075 mm, risultante dalle prove di granulometria. Anche se il risultato di quest'ultime non è ancora stato presentato (sarà fatto qualche paragrafo più sotto), è importante spiegare cosa è stato dedotto da tali osservazioni, dal momento che ciò avrà un ruolo fondamentale nella descrizione dei risultati delle restanti prove di laboratorio.

S2C1

Il trattenuto relativo al setaccio 80 del campione *S2C1* risulta costituito soprattutto da particelle subarrotondate di minerali silicatici di colore chiaro, quali feldspati o quarzo. Si evidenzia inoltre la presenza di numerosi frammenti litici di colore nero opaco o grigio argentato, con tracce di alterazione di colore arancione. Gli aggregati argillosi sono solo la minima parte. In seguito ad approssimativo calcolo visivo, è possibile definire le seguenti percentuali di abbondanza: feldspati (40%), quarzo (35%), frammenti litici (20%), aggregati argillosi (5%).

Per quanto concerne il trattenuto al setaccio 200, anche in questo caso la quasi totalità del materiale è costituito da particelle di minerali silicatici. I feldspati sono preponderanti, mentre i frammenti litici sono meno presenti rispetto al trattenuto 80. In seguito ad approssimativo calcolo visivo, è possibile definire le seguenti percentuali di abbondanza: feldspati (50%), quarzo (35%), frammenti litici (10%), aggregati argillosi (5%), altro (5%).

S2C2

Il trattenuto relativo al setaccio 80 del campione *S2C2* risulta costituito quasi esclusivamente da aggregati argillosi di colore grigio o grigio chiaro. Le particelle appaiono come delle vere e proprie scaglie, sottili e allungate, con struttura laminata. Sono presenti anche frammenti attribuibili a rocce carbonatiche. In seguito ad approssimativo calcolo visivo, è possibile definire le seguenti percentuali di abbondanza: aggregati argillosi (80%), feldspati (10%), quarzo (5%), frammenti litici e altro (5%).

Per quanto concerne il trattenuto al setaccio 200, anche in questo caso la quasi totalità del materiale è costituito da aggregati argillosi di colore grigio o nocciola, di forma allungata.

In seguito ad approssimativo calcolo visivo, è possibile definire le seguenti percentuali di abbondanza: aggregati argillosi (70%), feldspati (25%), quarzo (5%).

In virtù di quanto osservato, è possibile dire che il trattenuto ai setacci 80 e 200 del campione *S2C2* non rappresenta una vera e propria frazione sabbiosa, ma bensì una serie di aggregati argillosi non andati disgregati e il cui comportamento è stato quindi paragonabile a quello di una sabbia. Nel campione *S2C1*, invece, il trattenuto sembra essere effettivamente costituito da particelle sabbiose.

5.6.2 Granulometria

Dalle prove di laboratorio, i risultati relativi alla classificazione granulometrica e ai limiti di consistenza si sono rivelati tutto sommato molto simili nei vari campioni a disposizione.

Le curve granulometriche (Fig. 49) confermano, in accordo con la descrizione della stratigrafia fatta tramite carote di sondaggio (Tabb. 5-6), che si tratta di terreni prevalentemente argillosi con forte componente limosa.

Un po' a sorpresa, le analisi rivelano inoltre che il contenuto in sabbia è quasi sempre attorno al 20% in peso, un quantitativo davvero alto rispetto a quanto stimato nella descrizione stratigrafica, dove il materiale viene riconosciuto solo localmente sabbioso o al più debolmente sabbioso (Tabb. 5-6). In particolar modo, appare poco credibile che campioni come *S2C2* o *S2C3*, tra quelli più profondi raccolti in *S2*, abbiano una frazione sabbiosa rispettivamente del 26% e del 20%, mentre il loro analogo, raccolto ad una profondità comparabile in *S1*, ne abbia solamente l'11% (quantitativo comunque di rilievo).

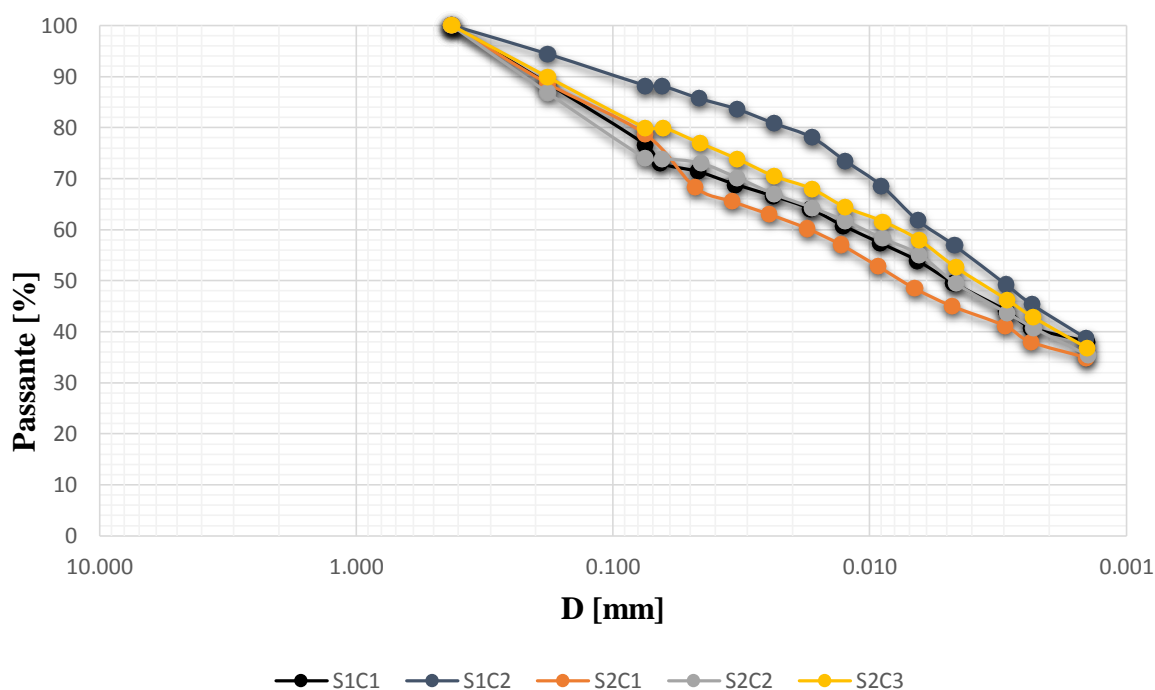


Fig. 49 – Confronto tra le curve granulometriche dei cinque campioni analizzati.

Le osservazioni fatte al microscopio ottico, e riportate nel paragrafo precedente, diventano in questo caso di fondamentale importanza.

Il fatto che nel campione *S2C1* il trattenuto 80 e il trattenuto 200 siano composti da particelle subarrotondate di colore chiaro, associabili a minerali silicatici, e che la presenza di aggregati argillosi risulti inferiore al 5%, conferma la rappresentatività della prova di granulometria,

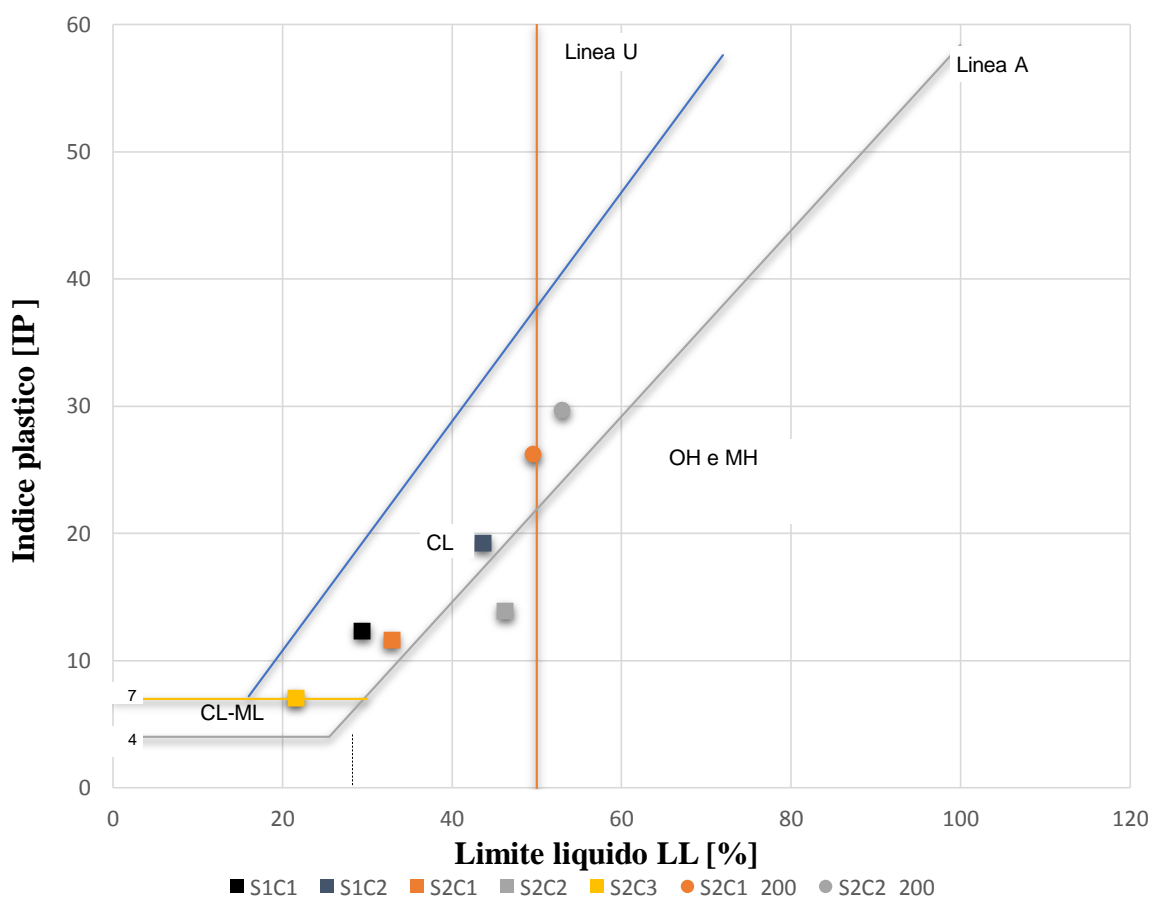
che porta a classificare il terreno come un'argilla con sabbia con limo. Il discorso può essere esteso anche ad *S1C1*, campione appartenente all'altro sondaggio ma allo stesso orizzonte.

In merito ad *S2C2*, invece, dal momento che le analisi al microscopio hanno portato ad identificare quasi esclusivamente aggregati scagliosi di materiale più fine e pochissimi minerali silicatici, è possibile affermare che la disgregazione del campione sia stata incompleta, e questo ha inevitabilmente condizionato il risultato della prova. Come sostenuto anche da Stark et al. (2005), particelle fini caratterizzate da un elevato grado di adesione tendono a formare aggregati che si comporteranno come granuli di dimensioni maggiori. Questo è molto comune in terreni sovraconsolidati o con struttura scagliosa.

A questo punto, come già anticipato nel paragrafo 5.1.1 tramite l'osservazione della stratigrafia, è possibile ipotizzare la presenza di due fondamentali unità differenti.

5.6.3 Limiti di consistenza

I limiti di consistenza indicano la moderata plasticità del materiale. Nella *Carta di Casagrande* (Fig. 50), infatti, i campioni vengono classificati tra quelli a bassa plasticità, con contenuto variabile di limo e argilla, e con componente sabbiosa.



ML	Limi inorganici e sabbie fini siltose o argillose a bassa plasticità
CL	Argille inorganiche, argille sabbiose e argille limose a bassa plasticità
OL	Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità
MH	Limi inorganici e sabbie limose ad alta plasticità
CH	Argille inorganiche ad alta plasticità

Fig. 50 – Campioni classificati nella Carta di plasticità di Casagrande. Oltre ai cinque quadratini corrispondenti ad *S1C1*, *S1C2*, *S2C1*, *S2C2* ed *S2C3*, sono state considerate anche le prove svolte sul solo materiale passante al setaccio 200 per i campioni *S2C1* ed *S2C2* (pallini).

Effettuando una seconda volta la prova su due campioni, *S2C1* ed *S2C2*, utilizzando esclusivamente materiale passante al setaccio 200, i valori di indice plastico sono risultati decisamente maggiori. La motivazione è da ricondurre a due cause differenti, ancora una volta ipotizzabili dall'osservazione dei campioni al microscopio. Sfruttando la sola frazione di diametro inferiore a 0,075 mm, *S2C1* ha restituito valori di *IP* sensibilmente maggiori (Fig. 50) probabilmente perché precedentemente influenzato da particelle effettivamente sabbiose, che ne mantenevano il *Limite Liquido* su percentuali di contenuto d'acqua basse. Al contrario, l'aumento di *Indice Plastico* riscontrato in *S2C2* con l'utilizzo del solo materiale passante al setaccio 200 (Fig. 50) è da ricondurre ai già citati problemi di disgregazione.

5.6.4 Taglio anulare

Le differenze tessiturali si riflettono sul comportamento del materiale nelle prove di taglio anulare.

Le curve di abbassamento registrate in fase di consolidazione pre-taglio (Figg. 51-52), mostrano un comportamento dei terreni differente. Trattandosi però di campioni rimaneggiati, queste curve di deformazione non hanno un reale significato, ma mettono semplicemente in luce la tecnica adottata nell'applicazione dei gradini di carico.

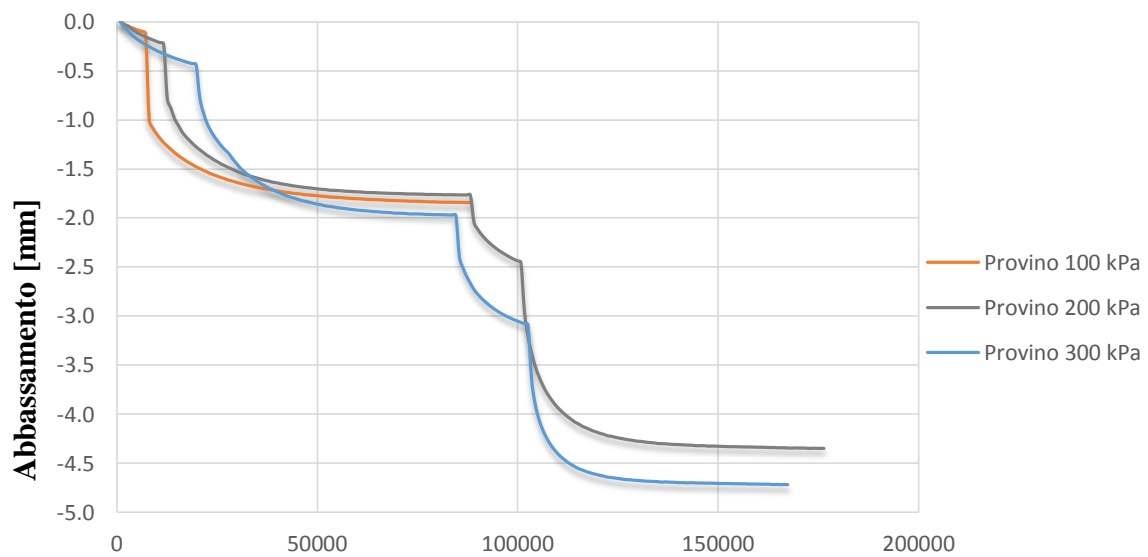
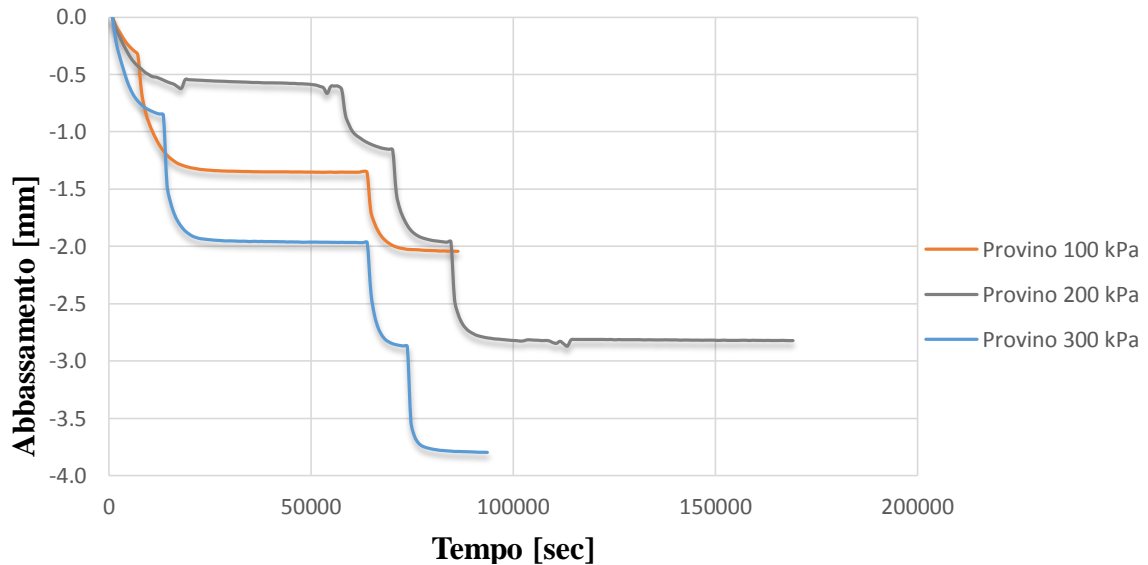


Fig. 52 – Abbassamento verticale dei tre provini sottoposti a consolidazione pre-taglio per il campione *S2C2*.

In fase di taglio invece, i due campioni sembrano rispondere in modo piuttosto simile, subendo una riduzione in altezza più rapida nei primi millimetri di scorrimento, poi via via più graduale (Figg. 53-54). Ad ogni modo, pur con differenza minima, il campione *S2C2* si abbassa qualche decimo di millimetro in più rispetto al corrispettivo superficiale, sia nel caso del provino consolidato a 200 kPa sia nel caso di quello consolidato a 300 kPa. Caso a parte è il provino a 100 kPa, la cui deformazione è stata probabilmente influenzata da disturbi alla macchina di taglio, oscillazioni nel valore di carico normale applicato, che hanno alterato non solo il valore di abbassamento ma anche quello di τ , come si evidenzia nei grafici di Figura 58.

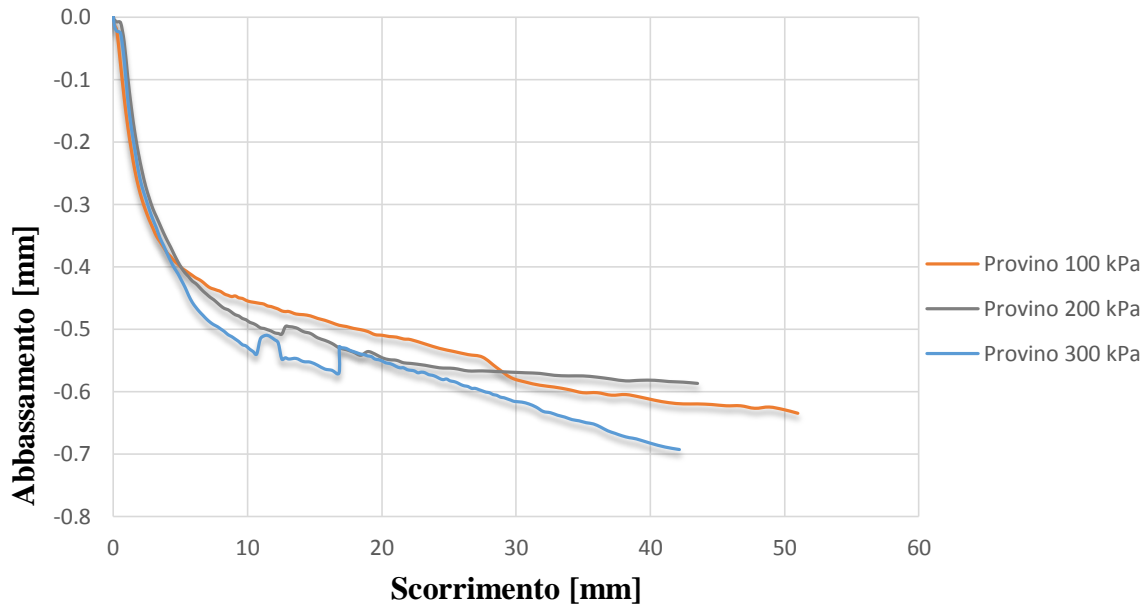


Fig. 53 – Abbassamento verticale dei tre provini *S2C1* sottoposti alla fase di taglio.

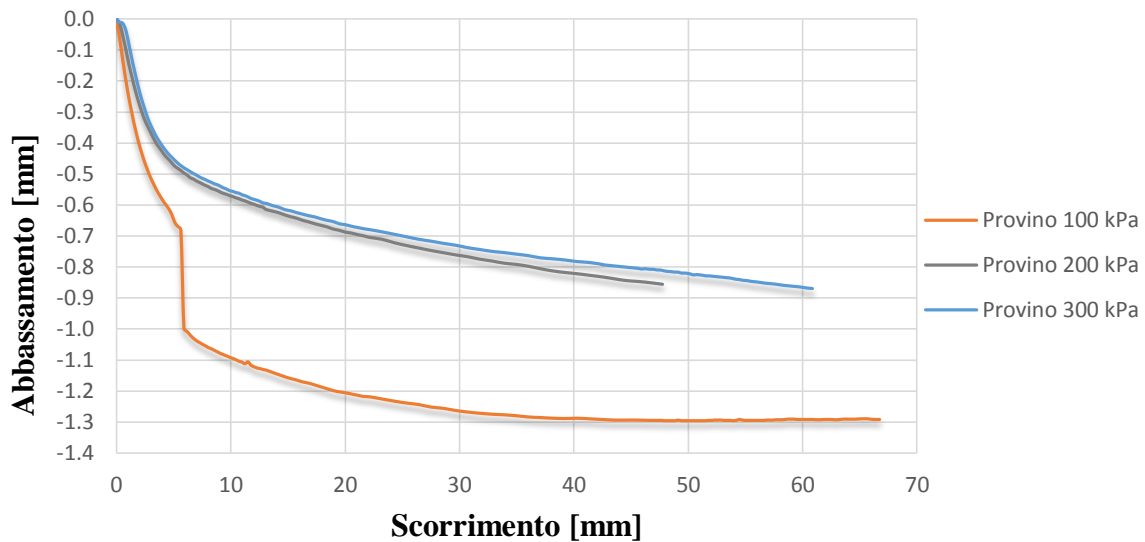


Fig. 54 – Abbassamento verticale dei tre provini *S2C2* sottoposti alla fase di taglio.

Per quanto concerne i grafici relativi allo sforzo di taglio, si riscontra una sostanziale differenza nel comportamento di *S2C1* rispetto ad *S2C2*. Il primo, indistintamente dal carico applicato, raggiunge un picco di resistenza entro i primi 5 mm di scorrimento, subendo poi una riduzione, che porta ai valori di resistenza residua, non particolarmente marcata (Fig. 55). Il decadimento è di circa il 16% nel caso di consolidazione a 100 kPa, di circa il 12% nel caso di consolidazione a 200 kPa e di circa l'8% nel caso di consolidazione a 300 kPa. Il

secondo, invece, indistintamente dal carico applicato, raggiunge un picco di resistenza entro i primi 5 mm di scorrimento, subendo poi una riduzione marcata delle resistenze (Fig. 56). Il decadimento è infatti di circa il 46% nel caso di consolidazione a 100 kPa, di circa il 58% nel caso di consolidazione a 200 kPa e di circa il 64% nel caso di consolidazione a 300 kPa. Il trend è quindi opposto: mentre in *S1C1* all'aumentare dello sforzo verticale efficace si ha una riduzione nel calo delle resistenze, in *S2C2* si osserva un incremento, con differenze tra valori di picco (picco inteso come apice della curva, non come parametro di resistenza di picco) e valori residui ben oltre il 50%. Eventuali incrementi successivi al decadimento dopo il picco, ben osservabili nei grafici τ/σ / scorrimento (Figg. 57-58), sono riconducibili, in entrambi i casi, ad eventuali disomogeneità del provino, ad attriti interni della macchina di

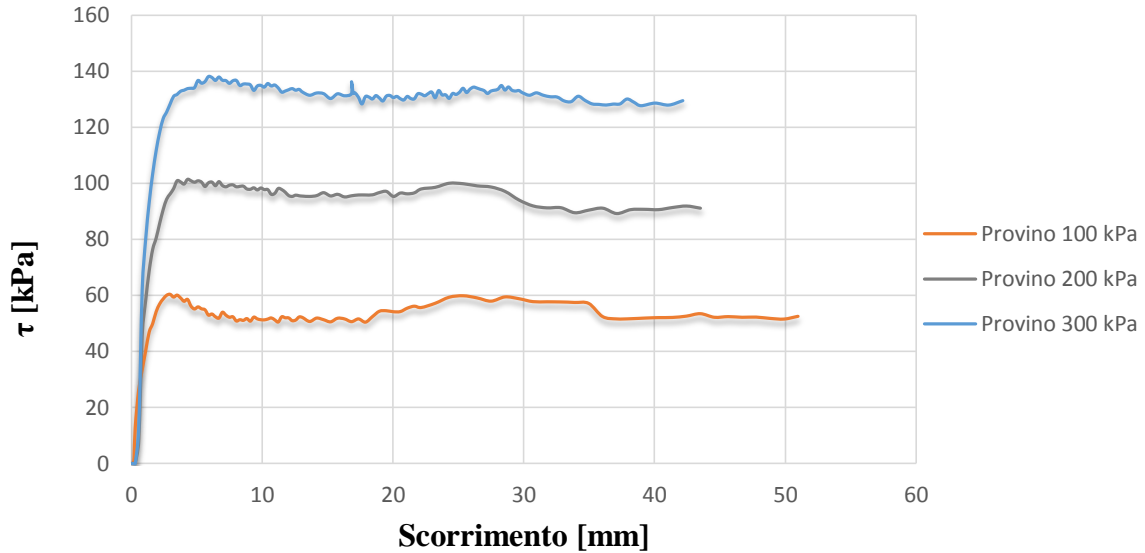


Fig. 55 – Curva sforzo di taglio / scorrimento dei tre provini S2C1 sottoposti alla fase di taglio.

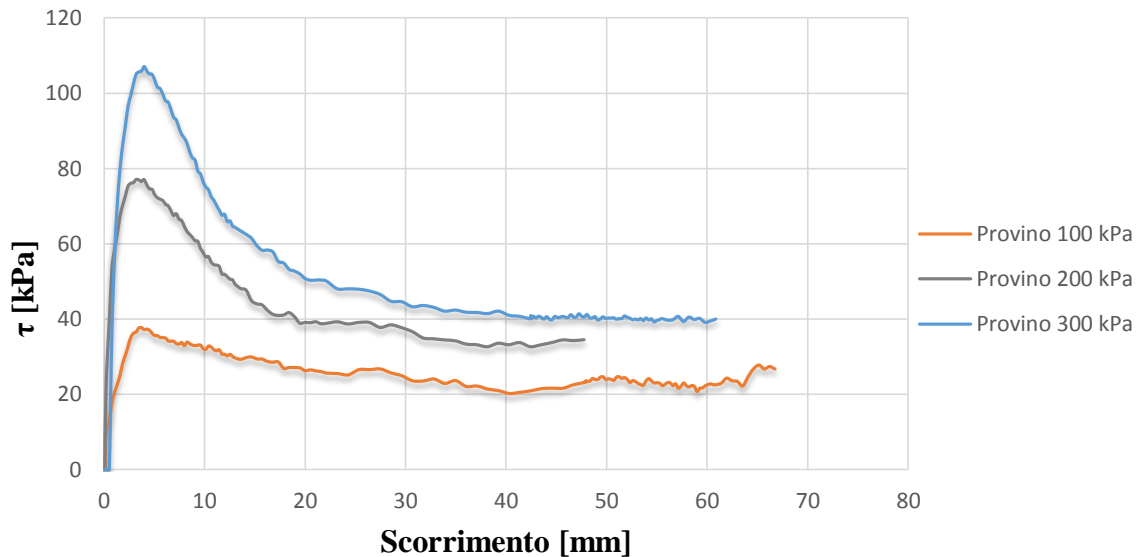


Fig. 56 – Curva sforzo di taglio / scorrimento dei tre provini S2C2 sottoposti alla fase di taglio.

taglio (Maugeri, 1976) o a problemi tecnici (quali black-out).

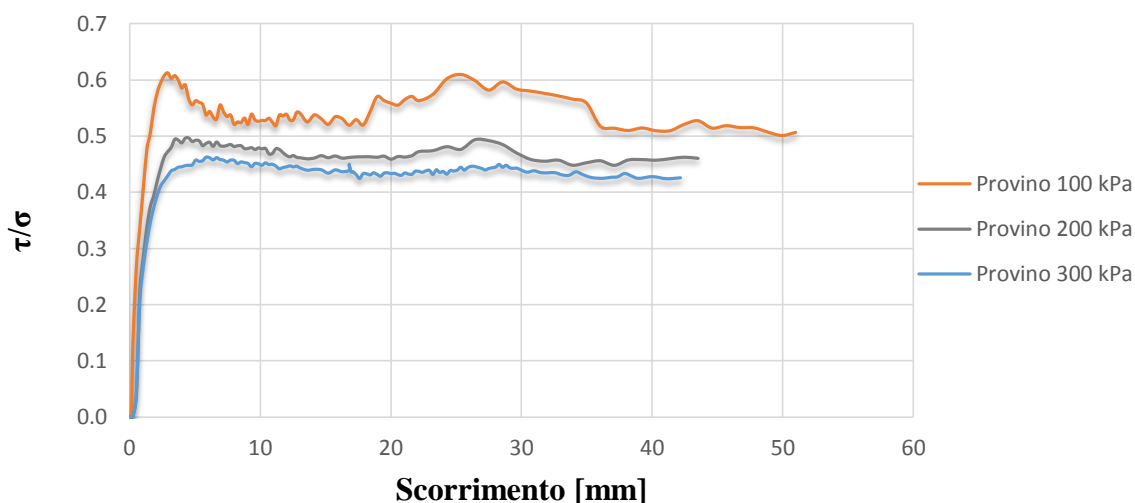


Fig. 57 – Curva τ/σ / scorrimento dei tre provini S2C1 sottoposti alla fase di taglio.

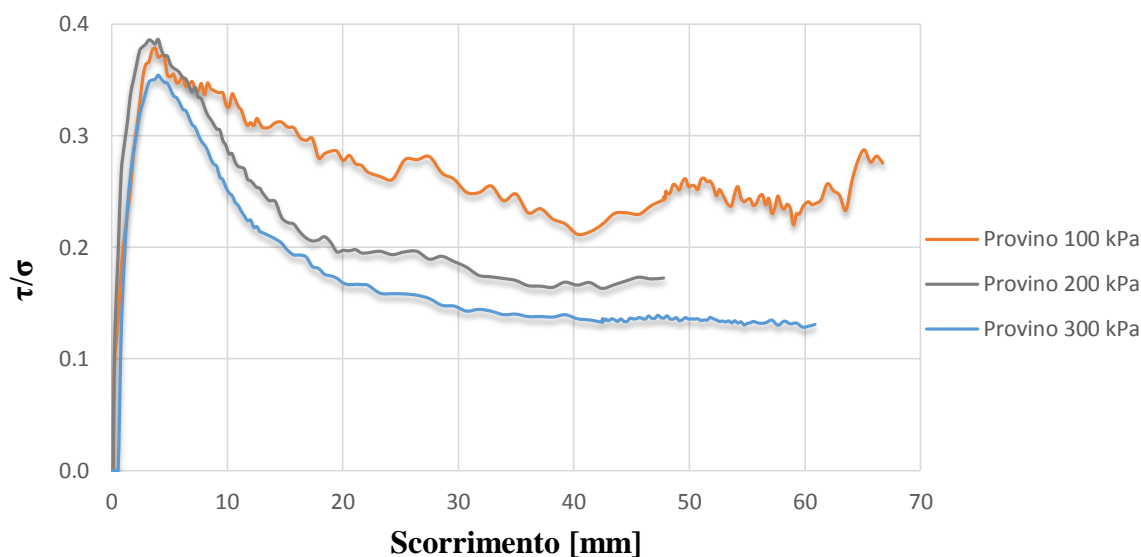
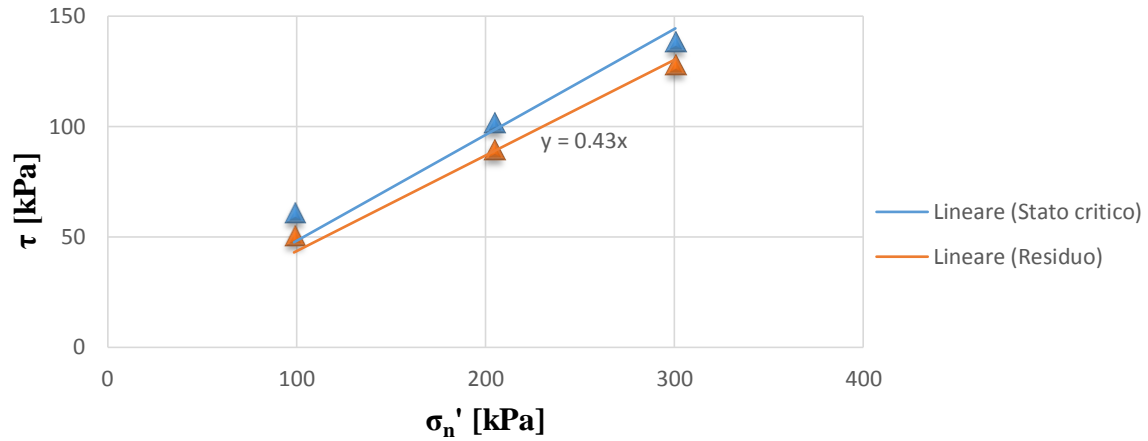


Fig. 58 – Curva τ/σ / scorrimento dei tre provini S2C2 sottoposti alla fase di taglio.

A proposito di coesione, l'interpolazione dei dati relativi ai tre provini consolidati a differenti carichi, necessaria per determinare i parametri di resistenza, si discosta leggermente dai valori sperimentali, soprattutto in S2C1 (Fig. 59). L'intercetta della retta è stata forzata a passare per l'origine degli assi, dal momento che, come noto, la coesione efficace in campioni disturbati che non conservano le resistenze di picco è nulla. In questo caso, però, risulterebbe un valore di c' prossimo ai 15 kPa, forse dovuto proprio alla non linearità dell'involuppo di rottura a deboli sforzi normali (Morgenstern & Tchalenko, 1967) o ad uno dei fattori precedentemente elencati. Per questo motivo, ignorando comunque la possibilità che vi sia una certa coesione efficace, il valore dell'angolo di attrito efficace risulta leggermente sovrastimato. Nel caso di S2C2 (Fig. 60), invece, l'entità del problema è minore.

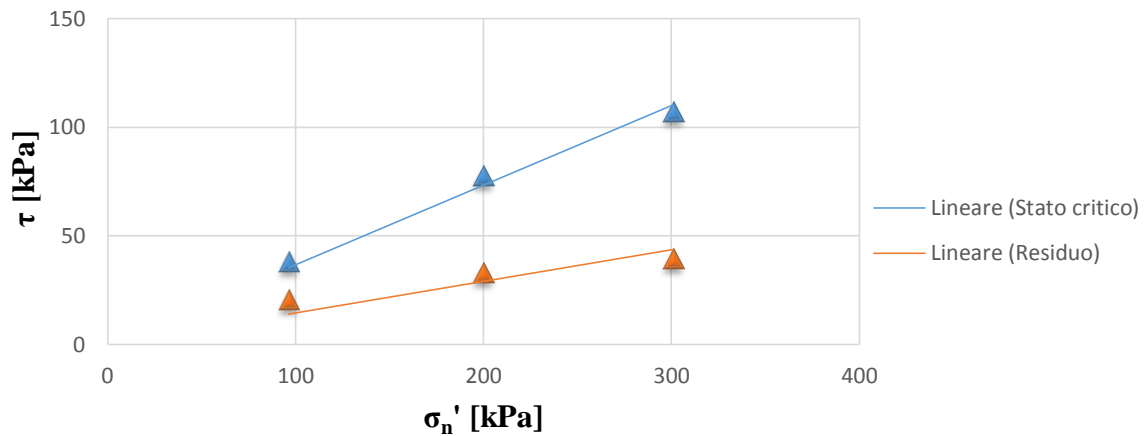
Infine, si noti come il contenuto d'acqua a saturazione del campione più profondo (Tab. 8) sia molto superiore a quello del campione più superficiale (Tab. 7), il che suggerisce una maggiore capacità di trattenere acqua, quindi una maggiore presenza di minerali argillosi o una loro maggiore attività.



$$\Phi_{cs}' [^\circ] = 26^\circ$$

$$\Phi_r' [^\circ] = 23^\circ$$

Fig. 59 – Involuppo di rottura di stato critico e involucro di rottura residuo ottenuto, con il criterio lineare di Mohr-Coulomb, per il campione S2C1. Sono inoltre indicati i valori di angolo di attrito efficace ricavati.



$$\Phi_{cs}' [^\circ] = 20^\circ$$

$$\Phi_r' [^\circ] = 9^\circ$$

Fig. 60 – Involuppo di rottura di stato critico e involucro di rottura residuo ottenuto, con il criterio lineare di Mohr-Coulomb, per il campione S2C2. Sono inoltre indicati i valori di angolo di attrito efficace ricavati.

PROVINO	100 KPa	200 KPa	300 KPa
CONTENUTO D'ACQUA [%]	24,92	22,11	11,13

Tab. 7 – Informazioni aggiuntive a corredo dei grafici relativi alla prova di taglio sul campione S2C1.

PROVINO	100 KPa	200 KPa	300 KPa
CONTENUTO D'ACQUA [%]	35,66	26,52	25,77

Tab. 8 – Informazioni aggiuntive a corredo dei grafici relativi alla prova di taglio sul campione S2C2.

Anche i risultati delle prove di taglio anulare, che hanno restituito parametri di resistenza molto differenti tra S2C1 ed S2C2 in condizioni residue, confermerebbero dunque la sostanziale diversità tra l'orizzonte che caratterizza il versante sino a circa 10 m di profondità e quello che ne costituisce il substrato. Un valore di angolo di attrito efficace residuo così

alto (23°, Fig. 59) in S2C1, il campione appartenente alla probabile coltre, è certamente la conseguenza di una certa frazione sabbiosa (si ricordi che la prova viene svolta sul passante al setaccio 40, non solo sulla parte limoso-argillosa) che, come evidenziato nelle precedenti discussioni, sembra effettivamente essere presente e che invece non lo è nelle *Argille a Palombini* in senso stretto (S2C2).

In conclusione, i campioni più profondi, prelevati oltre i 10 m da piano campagna, sono caratterizzati da una frazione argilloso-limosa superiore a quella dei campioni più superficiali. Questo non è però evidenziato dalle prove di granulometria, dalle quali risultano curve analoghe tra tutti i campioni, indipendentemente dalla loro profondità. La non completa disgregazione del materiale argilloso, pervasivamente scaglioso, ha condizionato i risultati delle prove di granulometria e dei limiti di consistenza. Le differenze tra i campioni dell'orizzonte superficiale e quelli dell'orizzonte più profondo sono comunque messe in luce dalle osservazioni al microscopio ottico, effettuate sui trattenuti 80 ($D > 0,18$ mm) e 200 ($D > 0,075$ mm), e dalle prove di taglio anulare.

Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva (Tab. 9) contenente gli esiti di tutte le prove di laboratorio svolte presso il *Dipartimento BiGeA*.

CAMPIONE	PROFONDITA' [m]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	CF [%]	LIMO [%]	SABBIA [%]	PARAMETRI MECCANICI
S1C1	2,1 – 2,6	29,4	17,0	12,4	46,8	29,8	23,3	
S1C2	12,3 – 12,8	43,7	24,5	19,2	53,1	35,2	11,7	
S2C1	8,0 – 8,3	32,9	21,3	11,6	43,1	35,6	21,3	$\Phi_r' [^\circ] = 23$
S2C1_200	come sopra	49,6	23,4	26,2				
S2C2	12,2 – 12,7	46,3	32,5	13,8	46,6	27,5	26,0	$\Phi_r' [^\circ] = 9$
S2C2_200	come sopra	53,0	23,4	29,7				
S2C3	14,3 – 14,6	21,5	14,5	7,0	49,4	30,6	20,0	

Tab. 9 – Tabella riassuntiva con gli esiti delle prove di laboratorio relativi a ciascun campione. Oltre a nome e profondità del campione prelevato, sono indicate le percentuali di Limite Liquido, Limite Plastico ed Indice Plastico, più il contenuto percentuale di argilla, limo e sabbia determinato tramite setacciatura e aerometria. Sono inclusi anche i risultati dei limiti di Atterberg ottenuti sul solo materiale passante al setaccio 200 per i campioni S2C1 ed S2C2.

5.7 Risultati delle prove di laboratorio esterne

Sono di seguito riportati gli esiti di alcune delle prove eseguite dal laboratorio del **Dr. Geol. Antonio Mucchi** sui campioni indisturbati prelevati da *Songeo s.r.l.* (Tabb. 10-11). Sono inclusi esclusivamente quei dati o quei parametri che mancano dai risultati elencati nel precedente capitolo, e che potrebbero rivelarsi utili nell'interpretazione globale del fenomeno e nelle successive analisi di stabilità.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' [m]	PESO DELL'UNITA' DI VOLUME [kN/m ³]
S1	S1SH1	5,0 – 5,5	19,3
S2	S2SH2	10,5 – 11,0	18,9

Tab. 10 – Peso dell'unità di volume determinato dal laboratorio del Dr. Geol. Antonio Mucchi su due dei campionati indisturbati prelevati da *Songeo s.r.l.* in fase di perforazione.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' [m]	PARAMETRI MECCANICI
S2	S2SH2	10,5 – 11,0	$\Phi_p' [^\circ] = 21$ $c' [kPa] = 16$

Tab. 11 – Parametri di resistenza di picco determinati dal laboratorio del Dr. Geol. Antonio Mucchi su uno dei campionati indisturbati prelevati da *Songeo s.r.l.* in fase di perforazione.

I risultati delle restanti prove svolte dal medesimo laboratorio, e di cui non si riportano gli esiti nel dettaglio, mostrano alcune differenze da quelli descritti nel capitolo 5.6. Innanzitutto, la granulometria appare molto più fine ed omogenea tra i vari campioni, sia tra quelli più superficiali sia tra quelli più profondi, con non più del 4% di frazione sabbiosa.

I limiti di consistenza portano invece a valori di *Indice Plastico* superiori a quelli stimati sugli spezzoni di carote, con percentuali attorno al 30% in tutti i casi, ad eccezione del campione *S2SH2*, quello più profondo, in cui si raggiunge il 40%. La principale differenza con i risultati determinati dallo scrivente presso il laboratorio di Geologica Applicata del *Dipartimento BiGeA* riguarda il valore del *Limite Liquido*, che, rispetto alle stime fatte dal laboratorio del **Dr. Geol. Antonio Mucchi**, risulta decisamente più basso. Sono pressoché identici, invece, i valori del *Limite Plastico*. Questa discrepanza si riflette, come già anticipato, nel calcolo dell'*IP*.

Le differenze a cui si è fatto cenno possono essere in parte spiegate dai problemi di disgregazione incontrati dallo scrivente in fase di preparazione, problemi che giustificerebbero soprattutto l'incoerenza tra i risultati relativi ai campioni più profondi, quelli appartenenti al substrato delle *Argille a Palombini*. La presenza di aggregati argillosi non spiega invece le discrepanze tra i risultati sia della prova di granulometria sia di quella legata ai limiti di consistenza in merito ai campioni più superficiali, dove lo scrivente ha effettivamente rintracciato una certa frazione sabbiosa. Come descritto nel capitolo 5.1, il materiale osservato nelle carote di terreno è solo localmente sabbioso, per cui è ipotizzabile che nel lavoro svolto presso il *Dipartimento BiGeA* si sia ricaduti in uno di questi livelli superficiali, mentre nel lavoro svolto dal laboratorio del **Dr. Geol. Antonio Mucchi** no.

Infine, le prove di taglio necessarie alla determinazione delle resistenze residue sono tutto sommato concordi tra i due laboratori. L'esito delle analisi esterne, svolte in scatola di Casagrande a più cicli, determinano valori di Φ_r' compresi tra 10° e 12° a seconda del campione, valori compatibili con quanto determinato dallo scrivente sul campione *S2C2*.

6. Modello geologico-tecnico

Tutti i dati raccolti e a disposizione vengono discussi ed elaborati nel presente capitolo, al fine di produrre una soddisfacente interpretazione dei processi in atto e un modello geologico-tecnico il più completo possibile.

A partire dalle descrizioni stratigrafiche delle carote di sondaggio, dai risultati delle prove di laboratorio, dal rilevamento superficiale e dai dati di monitoraggio è possibile dividere il sottosuolo del versante destro del fiume *Reno* in due unità litotecniche fondamentali.

La prima unità, in cui vengono inclusi anche i primissimi metri di terreno alterato, è costituita da una matrice argillosa che ingloba abbondanti clasti di dimensione centimetrica e di natura variegata, anche serpentinitica. La frazione sabbiosa non è indifferente e gioca un ruolo fondamentale nel comportamento meccanico del materiale. Trattandosi di una coltre soggetta in tempi storici a ripetuti movimenti franosi, all'unità possono essere associati i parametri di resistenza residua determinati tramite prova di taglio anulare sul campione *S2C2*: $\Phi_r' [^\circ] = 9$; $c' [kPa] = 0$. Sebbene il deposito comprenda una frazione sabbiosa, essa non è uniformemente distribuita e continua, la zona di taglio si sviluppa presumibilmente lungo i livelli argillosi. Il peso dell'unità di volume è invece quello indicato in Tabella 10 per il campione *SISHI* ($19,3 \text{ kN/m}^3$).

La seconda unità è invece costituita da argilliti con componente marnosa ad elevata consistenza. Il materiale è caratterizzato quasi esclusivamente da argilla e limo, la frazione sabbiosa determinata dalle prove di granulometria non è altro che un insieme di aggregati argillosi non andati disgregati in fase di preparazione, come evidenziato dalle stesse analisi al microscopio ottico. Trattandosi del vero e proprio substrato, all'unità vengono associati i parametri di resistenza di picco determinati dal laboratorio del **Dr. Geol. Antonio Mucchi** sul campione *S2SH2* (Tab. 11): $\Phi_p' [^\circ] = 21$; $c' [kPa] = 16$. Il peso dell'unità di volume è di $18,9 \text{ kN/m}^3$.

Una terza unità, che troveremo rappresentata nei profili, è costituita dai depositi alluvionali ghiaiosi che si rinvencono in prossimità del fiume *Reno*, ai margini del suo alveo. I parametri di resistenza possono essere paragonati a quelli di una ghiaia grossolana sciolta, così come il peso dell'unità di volume: $\gamma [kN/m^3] = 20$; $\Phi_{cs}' [^\circ] = 35$; $c' [kPa] = 0$

Sulla base di tutto ciò, si potrebbe ipotizzare in prima istanza che il movimento a cui è soggetto attualmente il versante non sia altro che il frutto della rimobilizzazione di un vecchio deposito di frana, che sta quindi scivolando sul substrato costituito dalle *Argille a Palombini* (unità 2). Non conoscendo lo spessore di tale deposito però, le alternative potrebbero essere molteplici, e saranno trattate nel capitolo relativo alle analisi di stabilità.

In Figura 61, le unità qui definite sono riportate in sezione. In particolare, si tratta del dettaglio al piede della sezione 1 (Fig. 62), la quale attraversa il versante quasi in prossimità di *S1*. Oltre alla conformazione del sottosuolo, sono indicati alcuni degli elementi rilevati sul luogo, come la posizione del sentiero e della nuova stazione di sollevamento, la canalina di regimazione delle acque superficiali che scorre parallelamente al rilevato ferroviario, uno dei piloni in erosione nell'alveo del fiume *Reno* ed è infine precisato come, in questo tratto, non vi sia alcuna opera di rinforzo spondale. In questo caso, non viene ancora ipotizzata una vera e propria superficie di scorrimento, ma ci si limita a raffigurare il risultato delle indagini svolte.

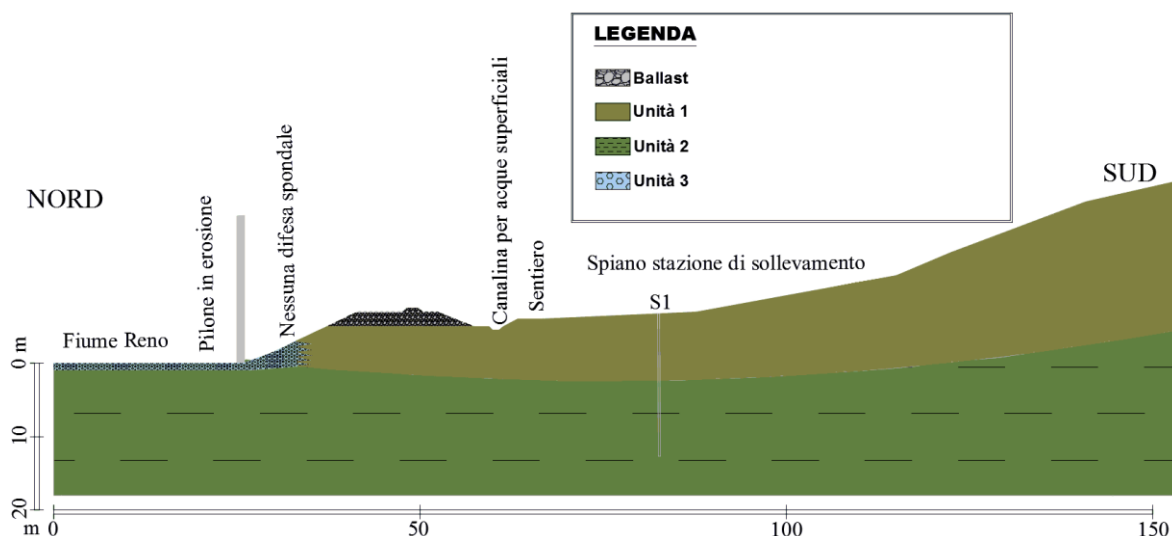
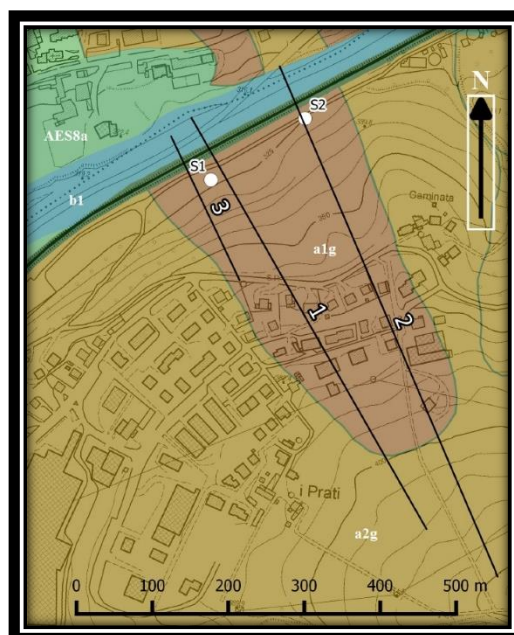


Fig. 61 – Modello geologico-tecnico di dettaglio alla base del versante di studio, in corrispondenza di S1.

Il limite tra coltre superficiale e substrato è stato prolungato quasi orizzontalmente al di sotto del rilevato. Risulta infatti difficilmente credibile che l'eventuale superficie di scorrimento riemerge prima dei binari ferroviari, con un'inclinazione prossima ai 45°. E' plausibile pensare che il vecchio deposito di frana raggiunga l'alveo del *Reno*, dove le più recenti dinamiche fluviali lo hanno inciso rilasciando periodicamente depositi prevalentemente ghiaiosi.

Di seguito sono riportate le sezioni complete 1, 2 e 3 (Fig. 62), realizzate con *Autocad*, che schematizzano il profilo del versante e le sue unità. Si tenga presente che, per riprodurre la morfologia dell'area in oggetto, ci si è avvalsi del rilievo GPS, di carte topografiche e di foto aeree. La superficie di scorrimento abbozzata è quella ritenuta più credibile in virtù dei dati a disposizione.

Come si può notare dalla prima sezione (Figg. 61, 63), la perforazione è stata effettuata in una sorta di piazzale, dove sorge la nuova stazione di sollevamento e dove il versante alle spalle mostra caratteristiche anomale: acclività molto maggiore, vegetazione poco sviluppata e abbondante materiale di riporto, come descritto nel paragrafo 5.4. Lo spessore della prima unità, noto solamente nella verticale *S1*, è stato ipotizzato sfruttando quanto riportato dai lavori precedenti, ed in particolare dalle Relazioni Geologico Tecniche di Fantini et al. (1996) e di Monti (1998). Stando ai sondaggi realizzati in quegli anni, proseguendo verso monte, a quote maggiori, il limite tra la coltre ed il substrato non si intercetta a 10 m, ma almeno a partire da 13 m di profondità da piano campagna. E' vero che la localizzazione di alcune delle vecchie perforazioni è assai approssimativa, ma questo



Legenda

- Sezioni
- Sondaggio a carotaggio continuo
- Coperture Quaternarie**
- Rilevato ferroviario
- Deposito Alluvionale in Evoluzione (b1)
- Deposito di frana attiva per colata (a1g)
- Deposito di frana quiescente per colata (a2g)
- Unità di Modena (AES8a)
- Geologia**
- Argille a Palombini (APA)

Fig. 62 – Traccia delle sezioni 1, 2 e 3.

può comunque portare a credere che il deposito di frana abbia uno spessore generale attorno ai 15-20 m, spessore tipico di frane di questa zona dell'Appennino. Solo raramente, infatti, i volumi coinvolti risultano superiori.

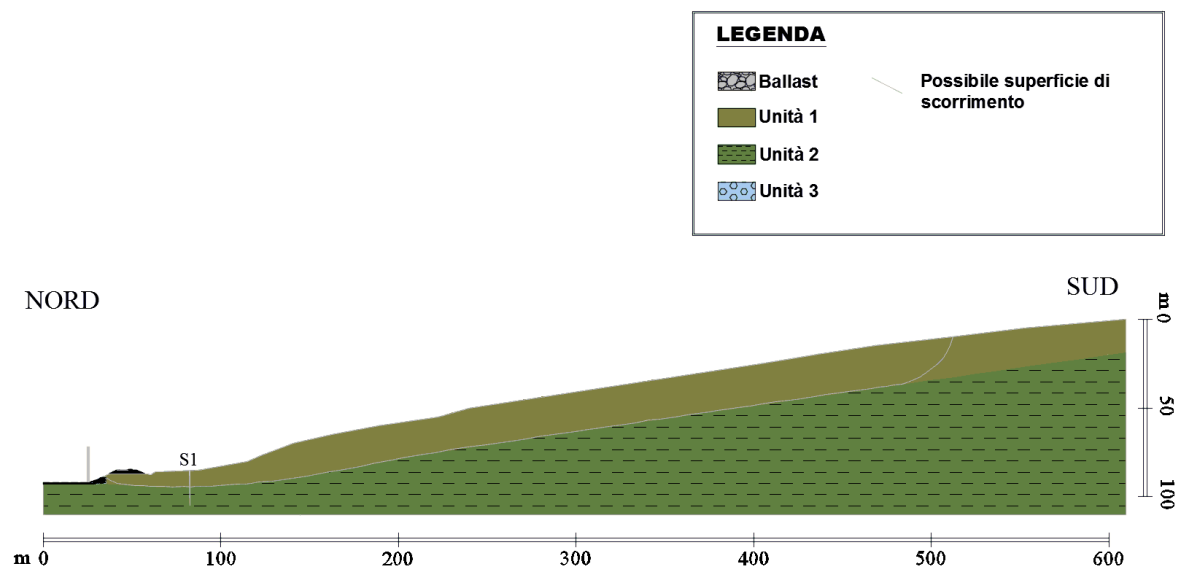


Fig. 63 – Modello geologico-tecnico lungo la sezione 1.

Il fatto che in corrispondenza delle più recenti perforazioni a carotaggio continuo lo spessore della prima unità sia minore di quanto in passato rinvenuto a monte, cosa abbastanza anomala dal momento che il piede di un deposito gravitativo è generalmente la zona ove si accumula il maggior quantitativo di materiale, può essere spiegato dal fatto che la base del versante ha indubbiamente subito, nel corso degli anni, l'influenza di interventi antropici. La costruzione della linea ferroviaria *Bologna-Porretta*, i lavori relativi ai collettori fognari o anche relativi alla realizzazione delle strade potrebbero aver asportato parte della coltre superficiale, di cui non si conosce l'età e di cui non si è mai avuto segnalazioni critiche negli ultimi secoli. Non va inoltre sottovalutata l'influenza del fiume *Reno*, il cui regime fortemente erosivo potrebbe aver parzialmente scavato, in maniera discontinua e irregolare, sul deposito di frana.

La seconda sezione (Fig. 64) attraversa una porzione di versante molto prossima al sondaggio S2. Seguendo lo stesso criterio della sezione 1, è stata abbozzata una superficie di scorrimento che vada a coinvolgere il versante comprendendo tutte le zone segnalate in movimento dall'interferometria radar. Si tratta decisamente di una semplificazione, dal momento che, senza ulteriori dati, non è possibile ricostruire la geometria del fenomeno con precisione. Si noti come, in questo caso, la base del versante sia decisamente più "piena" rispetto a quella della sezione 1, nonostante la pendenza subisca comunque un brusco aumento alla quota di circa 335 m s.l.m., poco prima di raggiungere il sentiero.

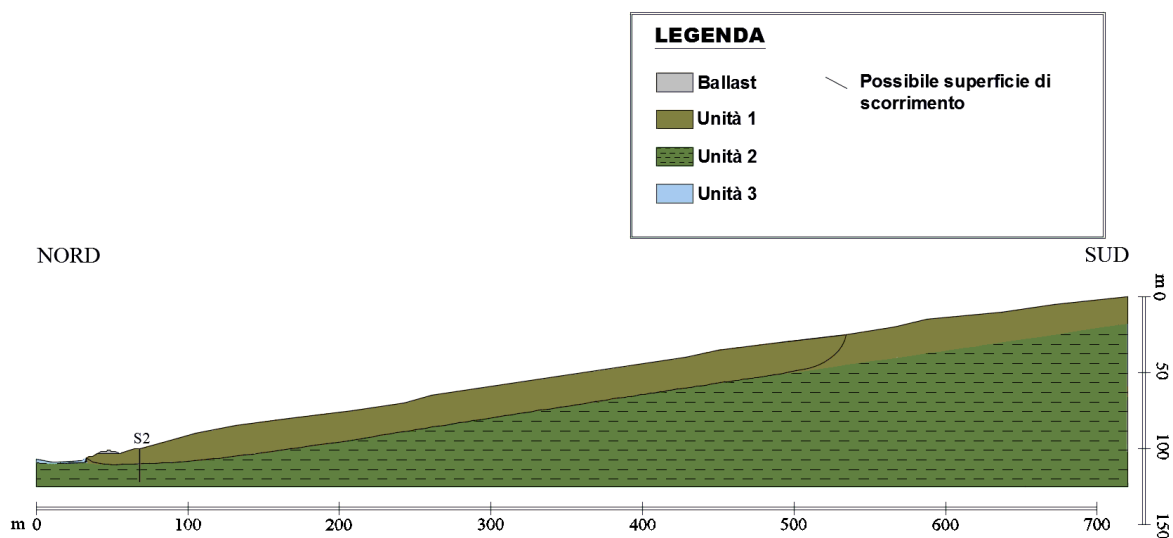


Fig. 64 – Modello geologico-tecnico lungo la sezione 2.

Una terza sezione (Fig. 65), più breve, è stata realizzata nella porzione più occidentale dell'area, dove sembra fosse localizzato il sondaggio realizzato nel 1998 da Monti. In quella circostanza, tra il deposito di frana ed il substrato, si rinvenne un orizzonte poco spesso di depositi sabbioso-ghiaioso riconducibili ad un terrazzo del fiume *Reno*. La frana, necessariamente più recente di quei depositi, deve quindi averli ricoperti, ma in *S1* ed *S2* di sabbie o ghiaie alluvionali non si è trovata traccia. Ad ogni modo, non sempre i terrazzi hanno una perfetta continuità, in questo caso è ipotizzabile che i pochi depositi rimasti siano distribuiti in modo irregolare.

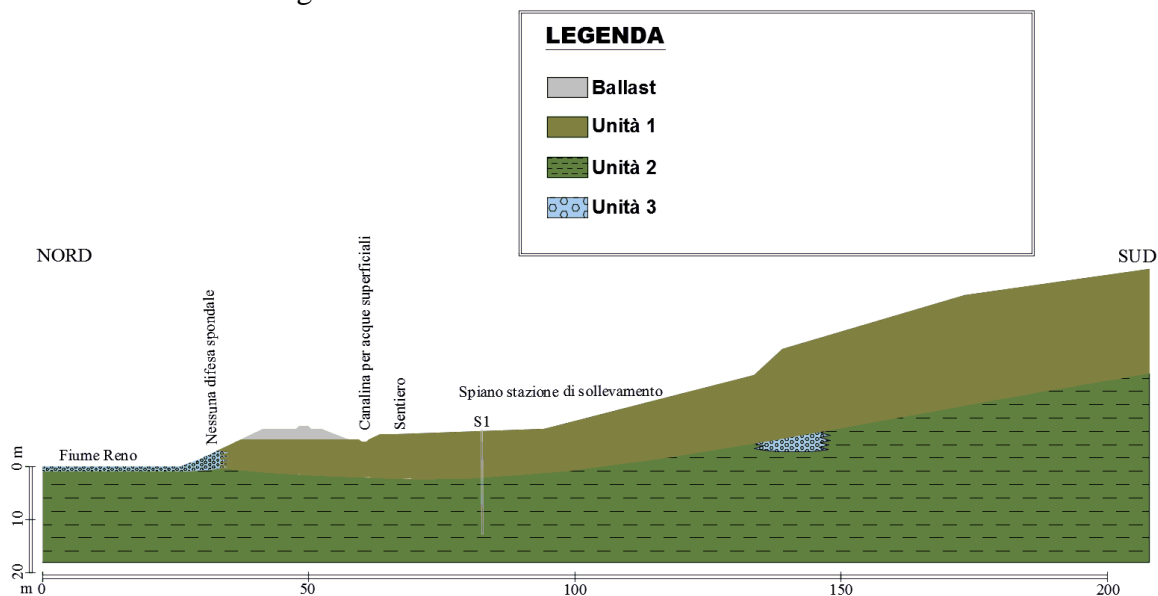


Fig. 65 – Modello geologico-tecnico lungo la sezione 3.

Nella sezione 3 si è quindi cercato di capire se sia effettivamente possibile che quell'orizzonte ghiaioso, rinvenuto nel 1998, fosse dovuto al *Reno*, che oggi scorre ad una quota più bassa. Va precisato che quanto ipotizzato in Figura 65 è estremamente incerto, sia perché non si conosce con esattezza il posizionamento del sondaggio, sia perché non si conosce l'estensione dell'eventuale deposito sabbioso-ghiaioso. Ad ogni modo, si è cercato di trovare una possibile interpretazione che permettesse di far corrispondere quanto rilevato allora con quanto riscontrato di recente. Lo pseudo-terrazzo risulterebbe effettivamente alcuni metri al di sopra dell'attuale livello del fiume *Reno* (l'immagine non rende benissimo l'idea). Resta comunque difficile da spiegare come mai tra il vecchio alveo e quello nuovo non si siano rinvenuti depositi.

7. Analisi di stabilità

A completamento dello studio svolto nell'area di interesse, vengono eseguite una serie di analisi di stabilità.

Una fase di back-analysis viene effettuata con l'obiettivo di definire le resistenze mobilizzate dalla coltre di terreno in frana. Le prove di laboratorio rappresentano infatti solo un piccolo campione al cospetto dei volumi molto maggiori che costituiscono il versante, pertanto i parametri di resistenza determinati potrebbero anche discostarsi leggermente da quelli medi che caratterizzano la zona. Attraverso questo tipo di analisi è inoltre possibile valutare l'influenza della piezometria sui parametri mobilizzati.

Una volta individuata la probabile, o le probabili, superficie di scorrimento critica, è possibile effettuare un'analisi previsionale volta a valutare l'azione di possibili interventi, con l'obiettivo di determinare quelli più idonei.

Per le presenti analisi di stabilità è stata utilizzata la sezione 2, quella passante per il sondaggio S2.

Le analisi sono state svolte con il software *Geostudio Slope/W*. In tutti i casi è sempre stato utilizzato il metodo di Morgenstern & Price (1965), in cui la risultante delle forze interconco è definita usando una funzione arbitraria. Tale funzione può essere scelta in modo plausibile sulla base della forma della superficie di rottura. Nello specifico, non conoscendo propriamente la geometria del movimento, sono state utilizzate sia una funzione costante, riconducibile a fenomeni più propriamente traslativi, sia una funzione mezzo-seno, riconducibile a fenomeni più propriamente rotazionali. Va tuttavia specificato che nessuna differenza è stata notata tra l'una e l'altra funzione, né nelle forme né nei valori del *Fattore di Sicurezza*. In Tabella 12 vengono elencati i parametri costanti utilizzati nella modellazione.

UNITA'	MATERIALE	γ [kN/ m ³]	PARAMETRI DI RESISTENZA
1	deposito di frana	19,3	variabili
2	Argille a Palombini	18,9	variabili
3	depositi alluvionali	20,0	Φ_{cs}' [°] = 35; c' [kPa] = 0
/	Ballast	considerato impenetrabile	

Tab. 12 – Peso dell'unità di volume e resistenze utilizzati per tutto l'arco della modellazione. I parametri dell'unità 1 e dell'unità 2 sono stati fatti variare nella fase di back-analysis, mentre il ballast del rilevato ferroviario è stato da subito considerato impenetrabile, ritenendo poco credibile il propagarsi di una superficie di scorrimento attraverso di esso.

7.1 Back-Analysis

Nel problema trattato sono noti modello geologico tecnico, *Fattore di Sicurezza* e piezometria (Fig. 38). Quest'ultima, conosciuta solo in due punti al piede del versante, è ipotizzata a partire dal fatto che nella zona di indagine sono presenti piccole emergenze e zone acquitrinose che si mantengono anche a distanza di giorni dalle piogge. Il *Fattore di Sicurezza*, invece, siccome il versante è attualmente in movimento, anche se a velocità piuttosto basse, deve per forza di cose essere prossimo all'unità.

L'analisi è stata impostata in due fasi. Nella prima, il versante è stato considerato omogeneo, costituito da un unico materiale, con l'obiettivo di determinare le resistenze mobilizzate al variare della piezometria e definire la superficie di scorrimento critica attraverso una ricerca automatica. Nella seconda, al versante sono state assegnate le unità definite nel modello geologico-tecnico: in questo caso, le resistenze mobilizzate al variare della piezometria sono state valutate ancora tramite ricerca automatica della superficie critica e poi su superficie di

scorrimento delimitata da un punto di ingresso e da un punto di uscita definiti sulla base delle evidenze di campo e di interferometria radar.

7.1.1 Unico materiale

Una prima analisi, atta a determinare i parametri di resistenza a ritroso, è stata effettuata con il metodo *Grid&Radius*, imponendo la tangenza a 11 m di profondità in corrispondenza della verticale *S2*, ipotizzando un versante omogeneo, costituito da un'unica tipologia di materiale. Con questo metodo, la superficie di scorrimento ricercata dal software è semplicemente un arco di circonferenza, che si sviluppa a partire da un punto centrale e che è tangente ad una linea chiamata raggio. E' quindi necessario definire una griglia di punti, che *Slope/W* considererà come centri per la definizione della superficie critica, e una serie di linee, generalmente più di una così da determinare un range di tangenza, alle quali l'arco di circonferenza dovrà per forza avvicinarsi.

Il valore di c' è stato fatto variare contemporaneamente per l'unità 1 e l'unità 2 da un minimo di 0 kPa ad un massimo di 10 kPa, associandovi un valore di Φ' tale che il *Fattore di Sicurezza* fosse prossimo ad uno (Fig. 66).

La falda è stata invece fatta oscillare, in accordo coi dati di monitoraggio, tra -4 m da p.c. e il piano campagna stesso, assumendo che fosse sempre parallela alla superficie topografica. Seguono i risultati delle simulazioni e una breve discussione.

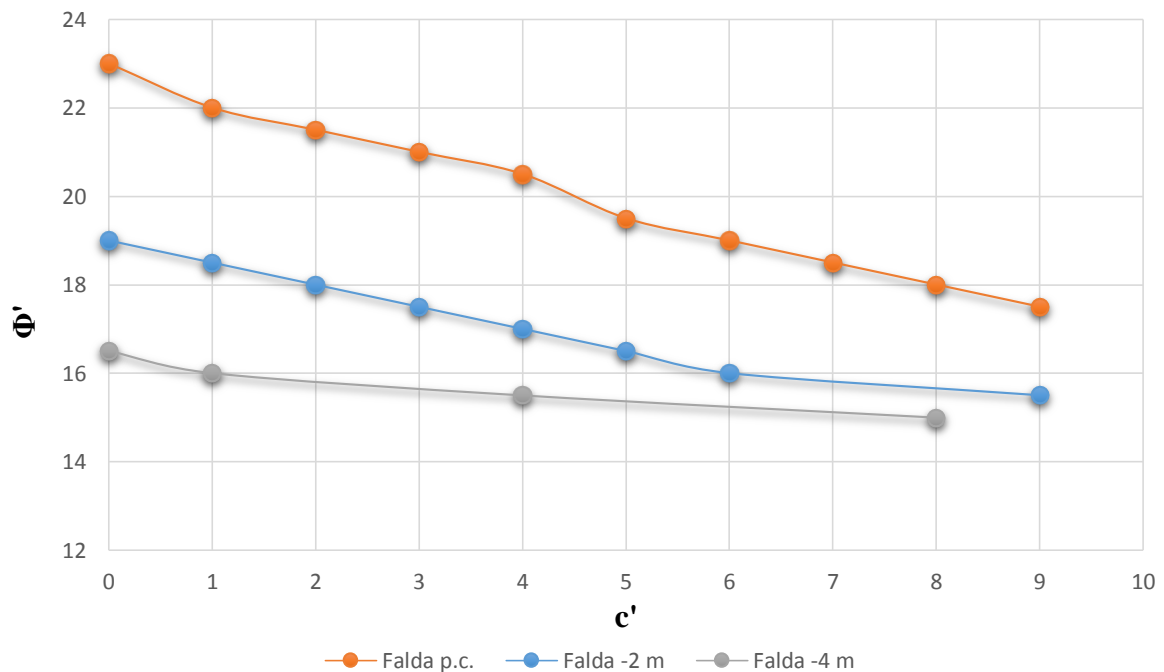


Fig. 66 – Valori di c' e Φ' con cui si ottiene un F.S. pari ad 1 al variare della falda. Per ciascuna coppia di parametri si ha una diversa superficie di scorrimento in virtù del metodo *Grid&Radius*.

Nel caso di falda a piano campagna (Fig. 67), i parametri di resistenza residua determinati dalle prove di laboratorio sul campione *S2C1* ($\Phi' = 23^\circ$; $c' = 0$ kPa) portano effettivamente ad un *Fattore di Sicurezza* unitario, le cui superfici di scorrimento critico risultano però limitate alla porzione di valle del versante. Riducendo Φ' all'aumentare di c' , l'instabilità resta legata alla stessa zona, dove vengono suggerite superfici di profondità massima prossima ai 12 m da piano campagna. Quando la coesione efficace raggiunge un valore di 8 kPa, a cui corrisponde un angolo di attrito efficace di 18° affinché F.S. risulti uguale ad uno, ecco allora che la superficie di scorrimento critica si approfondisce, raggiungendo circa i 20 m da piano campagna. Un carattere maggiormente rotazionale, che va a coinvolgere un'area

molto più ampia, paragonabile a quella che, dalle indicazioni dell'interferometria radar, sembra sia attualmente in movimento, si riscontra con valori di c' superiori ai 10 kPa e valori di Φ' inferiori ai $16,5^\circ$ (Fig. 68).

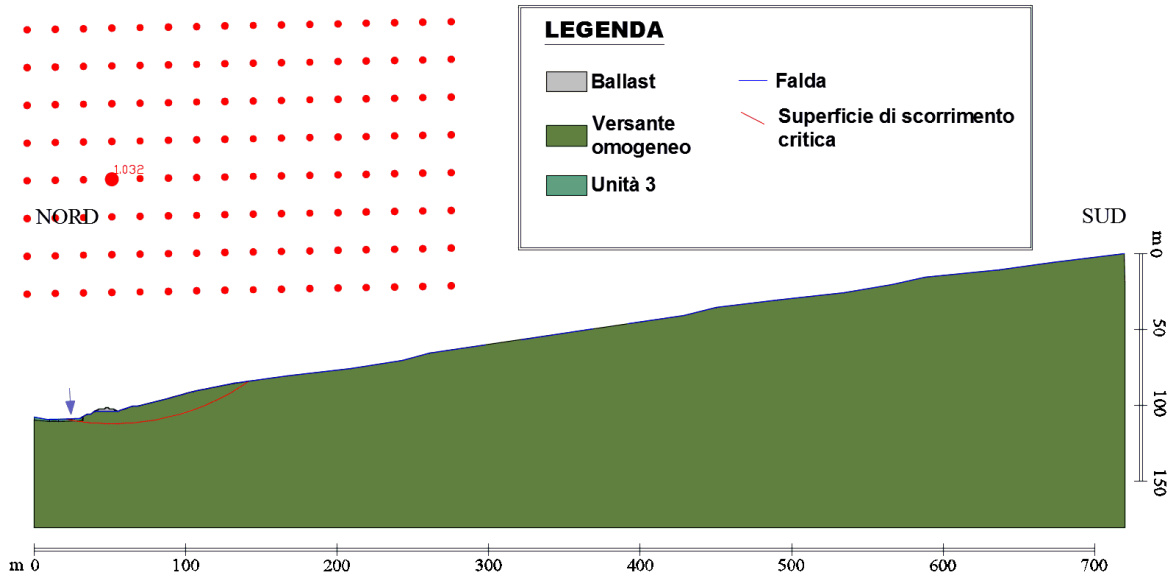


Fig. 67 – Superficie di scorrimento critica individuata tramite Grid&Radius in condizione di falda a piano campagna nel caso di $\Phi' = 23^\circ$ e $c' = 0$ kPa. La profondità massima raggiunta è di circa 12 m da p.c.. Il versante è considerato omogeneo.

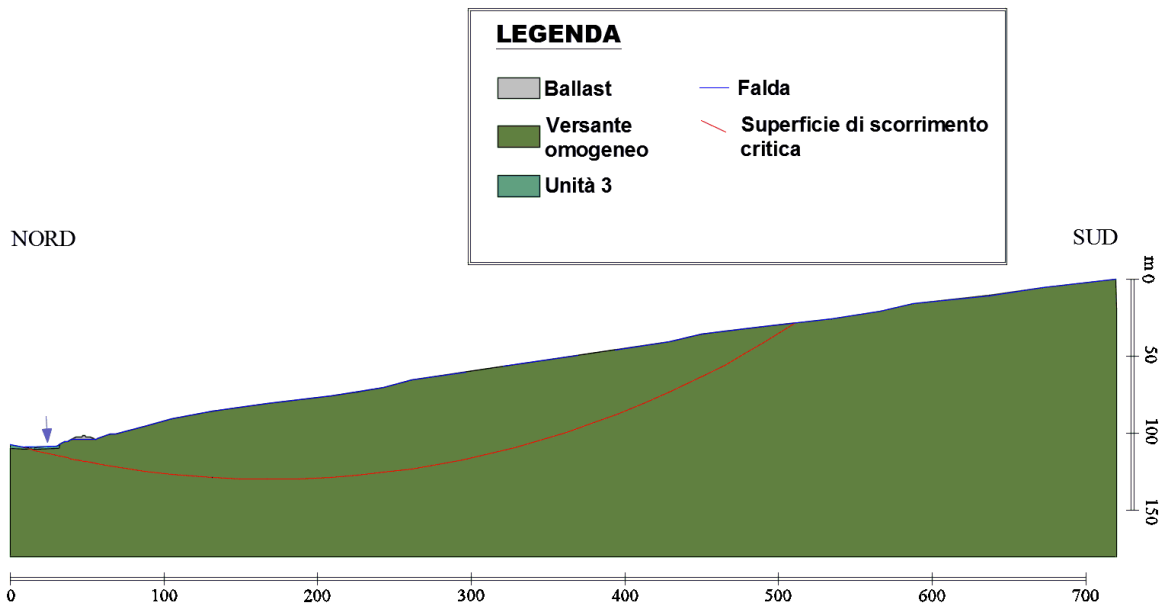


Fig. 68 – Superficie di scorrimento critica individuata tramite Grid&Radius in condizione di falda a piano campagna nel caso di $\Phi' < 16,5^\circ$ e $c' > 10$ kPa. La profondità massima raggiunta è di circa 55 m da p.c.. Il versante è considerato omogeneo.

La stessa variazione di parametri è stata sperimentata nei casi di falda a -2 m e a -4 m da piano campagna, fino ad ottenere il grafico riportato in Figura 66. Come si può notare dallo stesso grafico, nei casi di tavola d'acqua coincidente con la superficie topografia o al di sotto di soli 2 m, le curve che si vengono a definire sono più o meno parallele tra loro, mentre quella relativa ad una falda profonda 4 m ha un comportamento diverso. Con la piezometria così bassa infatti, le superfici di scorrimento critico sono molto differenti dalle precedenti, da subito particolarmente profonde ed estese.

Pur non ricreando la situazione stratigrafica naturale, ma assumendo un versante del tutto omogeneo, questa prima elaborazione confermerebbe, come già proposto nel modello geologico-tecnico, che le eventuali superfici di scorrimento critico, forzate a passare ad 11 m di profondità in corrispondenza di *S2*, transiterebbero al di sotto del rilevato ferroviario, chiudendosi in prossimità delle opere spondali del fiume *Reno* o dei suoi depositi alluvionali. Tale geometria si verrebbe a creare qualora il terreno avesse un angolo di attrito efficace prossimo ai 20° e una coesione efficace molto bassa o nulla. Ciò che risulta anomalo in questo tipo di condizione è l'estensione della superficie di scorrimento, davvero molto ridotta. Al contrario, valori maggiori di c' portano a superfici di scorrimento profonde, comunque credibili, ma che probabilmente non interessano il versante in oggetto. Queste superfici, che arrivano a comprendere tutta l'area segnalata attiva, si propagherebbero a profondità di circa 50 m da piano campagna, e ciò non sembra plausibile considerati i dati a disposizione.

7.1.2 Due materiali

La fase di back-analysis è proseguita ripetendo le operazioni precedenti con due differenti materiali, quelli che costituiscono le due fondamentali unità rilevate dalla stratigrafia. In questo caso, i parametri di resistenza sono stati fatti variare per la coltre, mentre il substrato è stato imposto impenetrabile. Così facendo viene presa in considerazione dal programma la possibilità di uno scivolamento sulle *Argille a Palombini* da parte del vecchio deposito di frana.

Adottando ancora il metodo *Grid&Radius*, qualsiasi combinazione di parametri in un range analogo a quello utilizzato nel caso di unico materiale (paragrafo 7.1.1) porta a superfici di scorrimento con estensione ridotta, che coinvolgono solo parte del versante al di sotto del paese, dove la pendenza è maggiore. Le profondità massime raggiunte sono prossime ai 12 m, del tutto simili a quelle di Figura 67. L'unica differenza riguarda il punto di uscita della superficie di rottura, che non attraversa l'unità 2 ma resta alla base dell'unità 1 per poi chiudersi a metà altezza della sponda destra del corso d'acqua.

Imponendo una superficie di scorrimento con il metodo *Entry&Exit*, ovvero sfruttando le informazioni in possesso per andare a forzare un certo tipo di geometria, *Slope/W* individua quella più prevedibile per il problema in esame (Fig. 69). In questo caso, l'entrata è stata fatta coincidere con il limite di monte del deposito di frana attivo, mentre l'uscita è stata conservata, in virtù di quanto visto sino ad ora, al di sotto del rilevato ferroviario, in corrispondenza della sponda del fiume *Reno*. Si genera così una superficie di scorrimento con geometria prettamente traslativa, su cui sono state determinate le combinazioni di parametri necessarie ad ottenere un F.S. pari ad uno in condizioni di falda variabile (Fig. 70).

In virtù di quanto detto e mostrato in Figura 70, considerando la condizione più sfavorevole di tutte, ovvero quella di falda a piano campagna, i parametri mobilizzati dal materiale nel caso di superficie traslazionale estesa, determinata tramite *Entry&Exit*, sono dati da coesione nulla e angolo di attrito di circa 18°. Contemporaneamente, resistenze leggermente superiori vengono mobilizzate da superfici di scorrimento critiche al piede del versante, rinvenute utilizzando il metodo *Grid&Radius*.

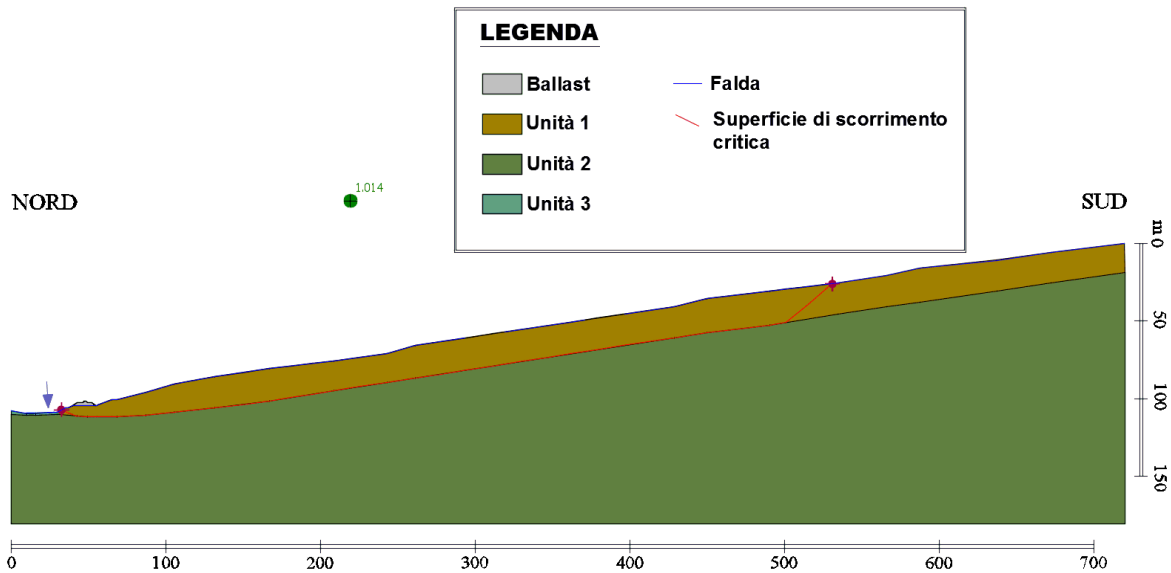


Fig. 69 – Superficie di scorrimento critica individuata tramite Entry&Exit in condizione di falda a piano campagna nel caso di $\Phi' = 18^\circ$ e $c' = 0$ kPa per l'unità 1. L'unità 2 è impostata come substrato impenetrabile.

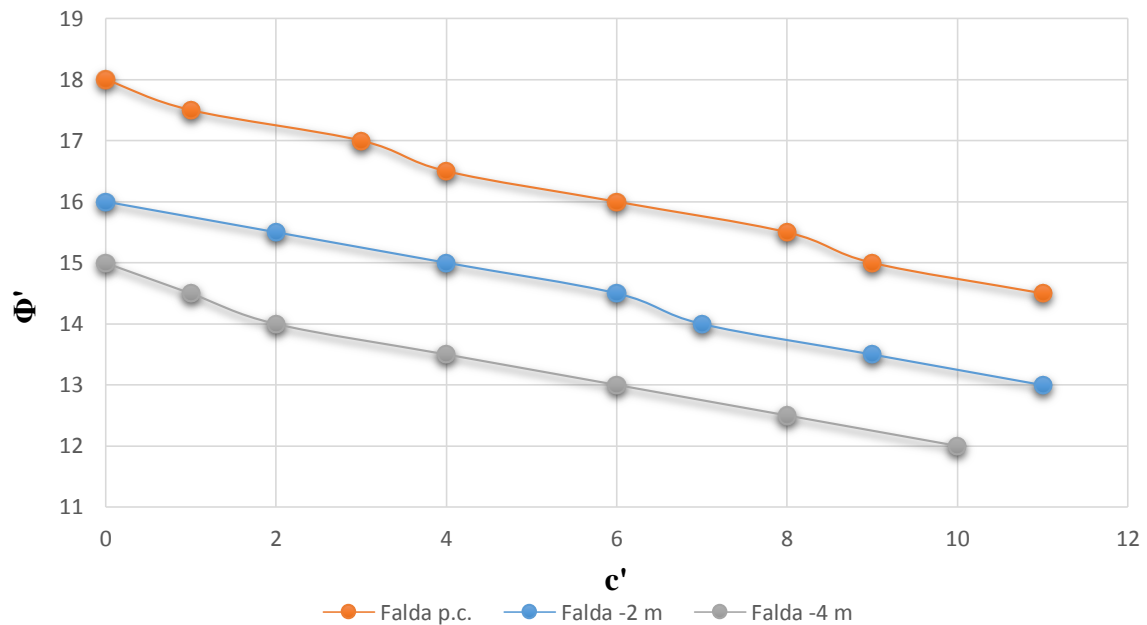


Fig. 70 – Valori di c' e Φ' con cui si ottiene un F.S. pari ad 1 al variare della falda. Per ciascuna coppia di parametri si ha la stessa superficie di scorrimento in virtù del metodo Entry&Exit.

E' dunque possibile avanzare due ipotesi. Nella prima, la superficie di scorrimento interesserebbe solo la porzione di valle del versante, esercitando sforzi di trazione sul paese retrostante, inducendo su di esso movimenti piuttosto lievi a scala annuale. Nella seconda, il versante sarebbe afflitto da superfici di scorrimento multiple che si generano rispettivamente a valle e a monte della località *I Prati*. Questo spiegherebbe il perché *Slope/W* individui con valori critici sia superfici meno estese sia superfici più estese a seconda del metodo di ricerca che si utilizza.

In conclusione, la fase di back-analysis ha rappresentato un valido aiuto nel definire la geometria di rottura che coinvolge il versante in esame. Il rilevato ferroviario, al piede di quest'ultimo, è necessariamente coinvolto dal fenomeno, mentre permangono incertezze sull'estensione verso monte e sulla natura prevalentemente traslativa o rotazionale della superficie di scorrimento.

I parametri mobilizzati a rottura risultano molto simili per tutte le geometrie analizzate (rotazionale piccola al piede del versante e traslativa più estesa). Le analisi permettono quindi di definire un range di valori più verosimili che verranno utilizzati per le analisi previsionali. In questo range di parametri, l'angolo di attrito efficace varia tra 18° e 20° , mentre la coesione efficace può sempre essere considerata nulla.

7.2 Interventi di mitigazione

La progettazione di opere di mitigazione può essere effettuata sempre tramite analisi di stabilità con il software *Slope/W*. Per fare questo, le analisi vengono ripetute sia con la geometria di rottura più estesa (Fig. 71) definita manualmente, sia con quella rotazionale piccola al piede del versante ricercata automaticamente. Le simulazioni vengono dunque svolte mantenendo la falda a piano campagna e utilizzando, per la coltre di frana, un angolo di attrito efficace pari a 18° , valore che porta F.S. ad essere prossimo all'unità sia nel caso di superfici poco estese al piede sia nel caso di superfici che coinvolgono l'intera area.

Gli interventi ipotizzati sono di vario genere, di sistemazione idrogeologica, come dreni suborizzontali o trincee drenanti, ma anche strutturali, come opere di sostegno. Per ciascun caso verranno valutati gli incrementi di F.S. relativi alle due geometrie critiche precedentemente definite.

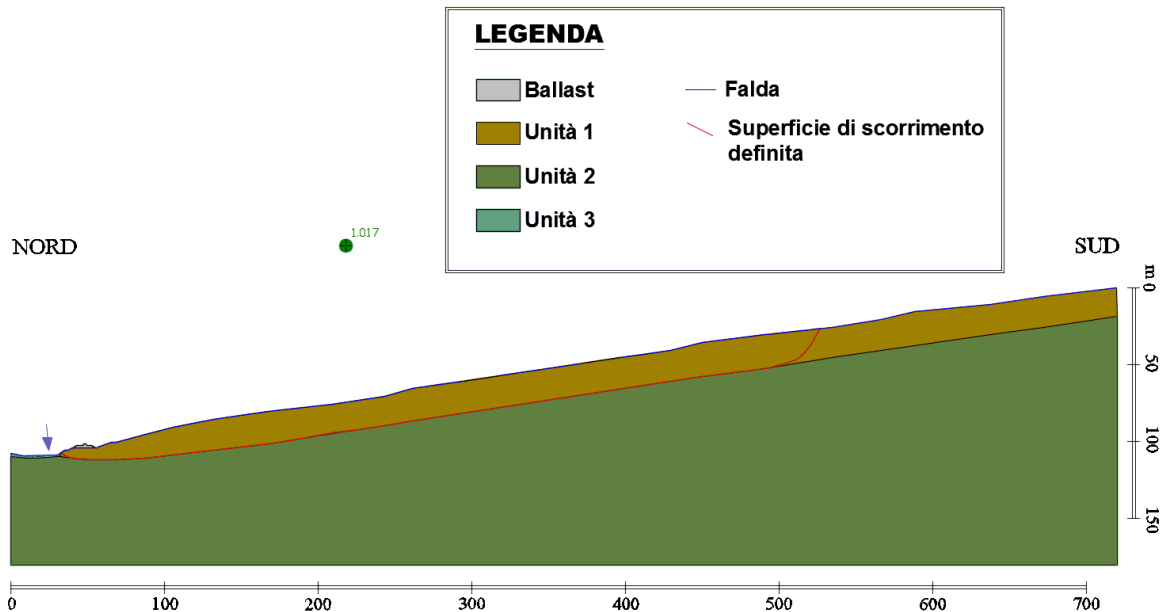


Fig. 71 – Superficie di scorrimento traslativa estesa in condizione di falda a piano campagna nel caso di $\Phi' = 18^\circ$ e $c' = 0$ kPa per l'unità 1. L'unità 2 è impostata come substrato impenetrabile.

7.2.1 Dreni suborizzontali

Una delle tecniche più adottate è quella dei dreni suborizzontali, il cui inserimento viene in questo caso ipotizzato a partire dal sentiero al piede del versante, dove la morfologia ne consente l'utilizzo. L'inclinazione dei tubi dipende generalmente dalla posizione della superficie di scorrimento in corrispondenza della quale si vogliono ridurre le pressioni interstiziali, è comunque compresa tra i 2° e i 10° . In fase di calcolo, si assume che l'abbassamento della falda indotto dall'opera porti la tavola d'acqua a coincidere con il dreno stesso. Ed è così che la modellazione è stata effettuata, ipotizzando che il sistema di dreni suborizzontali sia perfettamente efficace e provochi un abbassamento già nel punto più interno del versante.

Di seguito è riportato il risultato dei 9 casi diversi analizzati, in cui è stata fatta variare la lunghezza del dreno tra i 20 m ed i 100 m. Nelle Figure 72 e 73 è raffigurato il criterio con cui è stato ipotizzato il sistema, oltre alla semplificazione nell'abbassamento della falda.

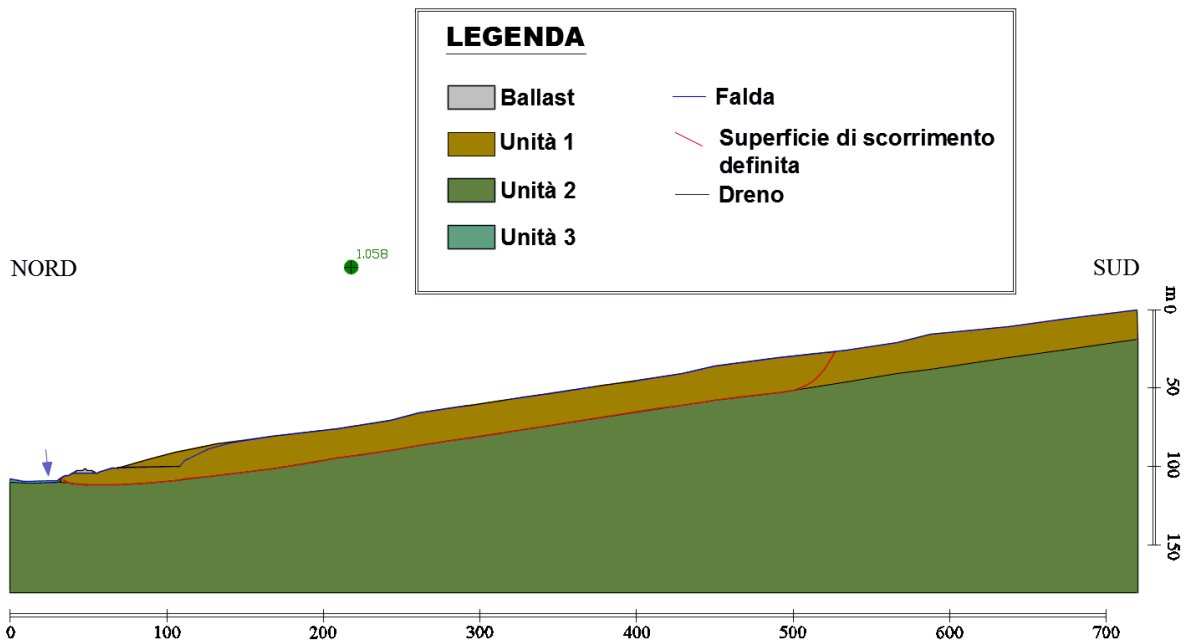


Fig. 72 – Effetto indotto da un dreno lungo 40 m e inclinato 4° installato a partire dal sentiero adiacente al rilevato ferroviario. La falda, a piano campagna, si assume si abbassi al livello del dreno. Superficie di scorrimento traslativa estesa.

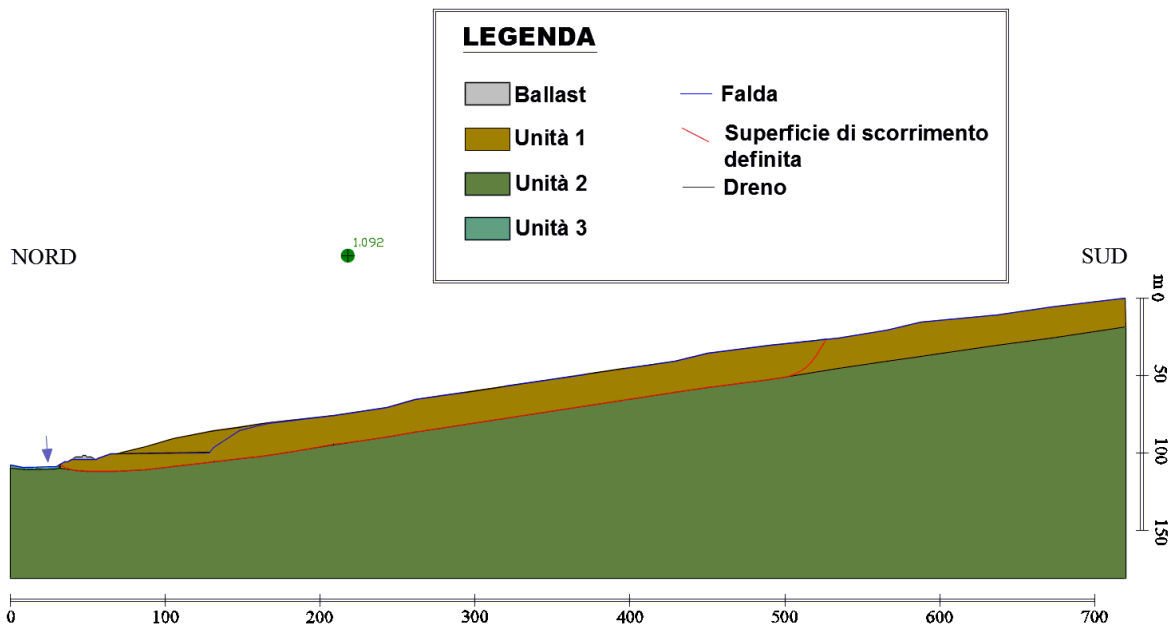


Fig. 73 – Effetto indotto da un dreno lungo 60 m e inclinato 4° installato a partire dal sentiero adiacente al rilevato ferroviario. La falda, a piano campagna, si assume si abbassi al livello del dreno. Superficie di scorrimento traslativa estesa.

Per quanto riguarda la superficie di scorrimento traslativa estesa, come mostrato in grafico (Fig. 75), l'intervento sembra dare risultati soddisfacenti, portando ad incrementi di F.S. del 10% con lunghezze pari a 70 m. Adottando misure più grandi, i vantaggi diverrebbero anche maggiori, ma raramente vengono presi in considerazione dreni tubolari superiori ai 60-70 m di lunghezza, anche per via di problemi nella manutenzione.

Nel caso della superficie di scorrimento rotazionale piccola ricercata tramite *Grid&Radius* nella porzione NORD della zona, già adottando dreni suborizzontali di lunghezza modesta (Fig. 74), il *Fattore di Sicurezza* raggiunge valori prossimi ad 1,1. Come è possibile valutare dall'immagine, la superficie critica individuata è analoga a quella di Figura 67.

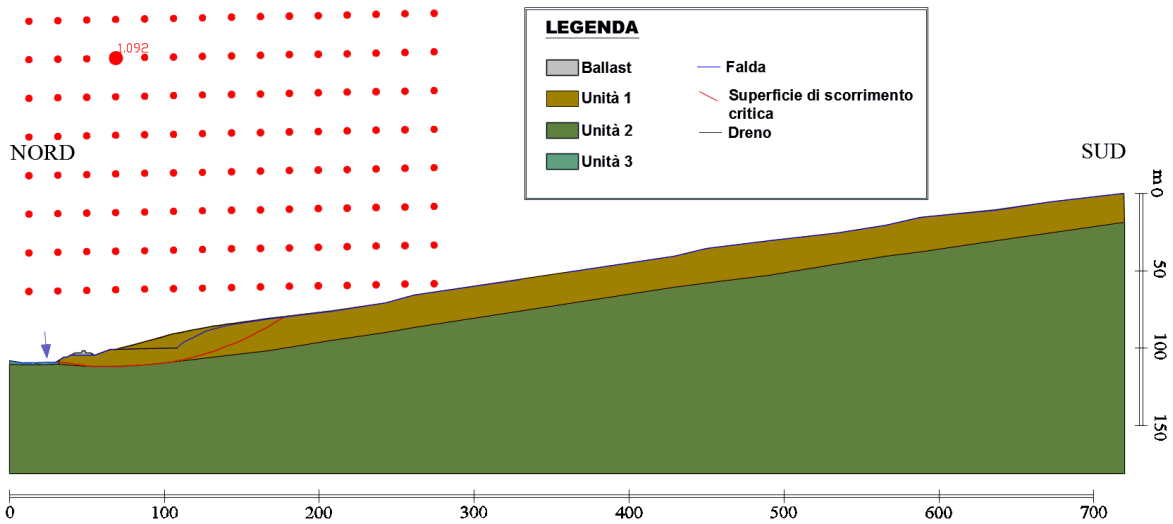


Fig. 74 – Effetto indotto da un drenaggio lungo 40 m e inclinato 4° installato a partire dal sentiero adiacente al rilevato ferroviario. La falda, a piano campagna, si assume si abbassi al livello del drenaggio. Superficie di scorrimento determinata con *Grid&Radius*.

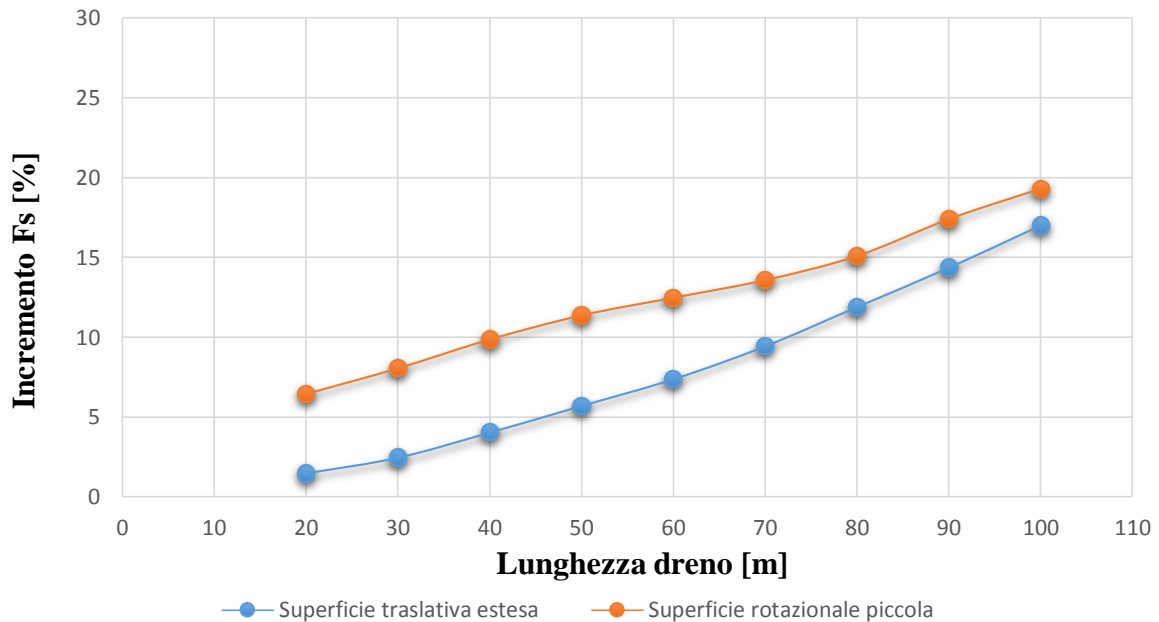


Fig. 75 – Incremento del Fattore di Sicurezza determinato sulle due superfici di scorrimento prese in esame in funzione della lunghezza dei dreni suborizzontali.

Grazie ai dreni suborizzontali di cui si è discusso, il versante risulterebbe quindi stabilizzato, sia per quanto riguarda un'eventuale superficie di scorrimento estesa sia per quanto riguarda un'eventuale superficie di scorrimento che coinvolge la porzione di valle e che potrebbe esercitare un'azione di richiamo sul paese retrostante. La soluzione ideale è rappresentata da un sistema di dreni lunghi 70 m, che permetterebbe un incremento del *Fattore di Sicurezza* pari al 10% nel caso di superficie traslativa estesa e pari al 15% nel caso di superficie rotazionale piccola (Fig. 75).

Per ottenere ulteriori miglioramenti, potrebbe inoltre essere buona idea aggiungere una seconda rete di dreni suborizzontali a quota maggiore, quindi in una zona più a monte dello stesso versante.

Il numero di tubi da installare è legato alla permeabilità del terreno o alla loro interdistanza, in genere determinata dalla relazione $i \leq 0,2 \times L$ (Desideri & Rampello, 2011). Ipotizzando un'area di intervento larga approssimativamente 210 m, il risultato, funzione della lunghezza e della spaziatura, è riportato nella sottostante Tabella 13.

LUNGHEZZA DRENO [m]	INTERDISTANZA [m]	N° DRENI
20	≤ 4	≥ 53
30	≤ 6	≥ 35
40	≤ 8	≥ 26
50	≤ 10	≥ 21
60	≤ 12	≥ 18
70	≤ 14	≥ 15
80	≤ 16	≥ 13
90	≤ 18	≥ 12
100	≤ 20	≥ 11

Tab. 13 – Secondo la relazione $i \leq 0,2 \times L$ (Desideri & Rampello, 2011), l'interdistanza dei dreni suborizzontali dipende dalla loro lunghezza. Ne consegue che, su un'area larga circa 210 m come quella in esame, il numero di tubi da utilizzare sarà molto differente.

7.2.2 Trincee drenanti

Oltre alla possibilità di utilizzare un sistema di dreni suborizzontali, in considerazione può essere presa l'installazione di una rete di trincee drenanti. Per il problema in oggetto, si è ipotizzata l'adozione di trincee longitudinali al versante, da posizionare nella porzione di valle. Un ostacolo significativo nella progettazione di tale opera di mitigazione è rappresentato dallo spazio a disposizione nell'area di interesse. In particolare, non sarà possibile installare trincee nel sottosuolo del paese *I Prati*, per questo motivo l'intervento dovrà forzatamente essere indirizzato nei primi 200 metri al piede del versante. Inoltre, anche l'interdistanza tra le varie trincee dovrà essere compatibile con la larghezza dell'area. Ad esempio, ipotizzando, come fatto in precedenza, 210 m lineari, la spaziatura non potrà essere di 10 m, perché comporterebbe l'installazione di ben 21 trincee, con modifiche sostanziali nella morfologia del versante. In questo caso, l'interdistanza minima ipotizzata è di 15 m, già comunque piuttosto ridotta.

Attraverso il software *Slope/W*, viene dunque valutato l'incremento del *Fattore di Sicurezza* sulle due superfici di scorrimento in esame proponendo la soluzione analitica di Hutchinson (1977). A partire da questo metodo, conoscendo interdistanza e profondità della trincea, oltre alle condizioni piezometriche iniziali, è possibile ricavare, da appositi abachi, l'abbassamento medio indotto dall'opera, assumendo che questo sia costante (Tab. 14). In particolare, viene adottata la soluzione per $n > 1$, per cui il substrato impermeabile non si rinverrebbe alla base della trincea, ma a profondità superiori. Questa scelta è dettata soprattutto dal fatto che si tratta di un metodo estremamente cautelativo, utilizzando le soluzioni proposte per $n = 1$ l'abbattimento della piezometria sarebbe stato pressoché irrilevante. Inoltre, è effettivamente vero che il substrato considerabile impermeabile è posto a maggiori profondità. Nelle Figure 76 e 77 è raffigurato il criterio con cui è stato ipotizzato il sistema di trincee drenanti, oltre alla semplificazione nell'abbassamento della falda.

Detto ciò, viene ipotizzato un sistema di trincee drenanti lunghe 150 m, con profondità variabile tra 5 m e 7 m, ed interdistanza di 15 m, 20 m e 25 m. Di seguito sono riportati i risultati delle simulazioni (Figg. 76-79).

	INTERDISTANZA TRINCEE [m]		
PROFONDITA' TRINCEE [m]	15	20	25
5	2,5 m	1,9 m	1,5 m
6	3,0 m	2,5 m	2,2 m
7	4,2 m	3,5 m	2,8 m

Tab. 14 – Abbassamenti della falda indotti per trincee profonde 5 m, 6 m e 7 m, con interdistanza di 15 m, 20 m e 25 m. Soluzione proposta da Hutchinson (1977) per $n > 1$.

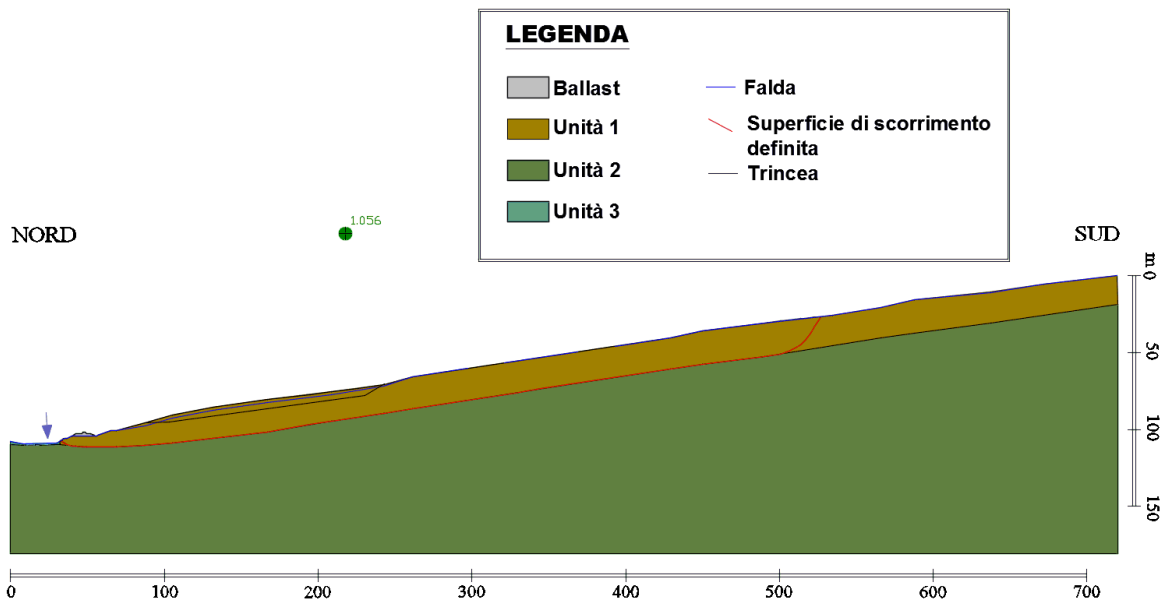


Fig. 76 – Effetto indotto da un sistema di trincee lunghe 150 m, profonde 5 m e spaziate 20 m. La falda, a piano campagna, si abbassa all'interno dell'opera di un valore costante determinato dalla soluzione analitica di Hutchinson (1977). Superficie di scorrimento traslativa estesa.

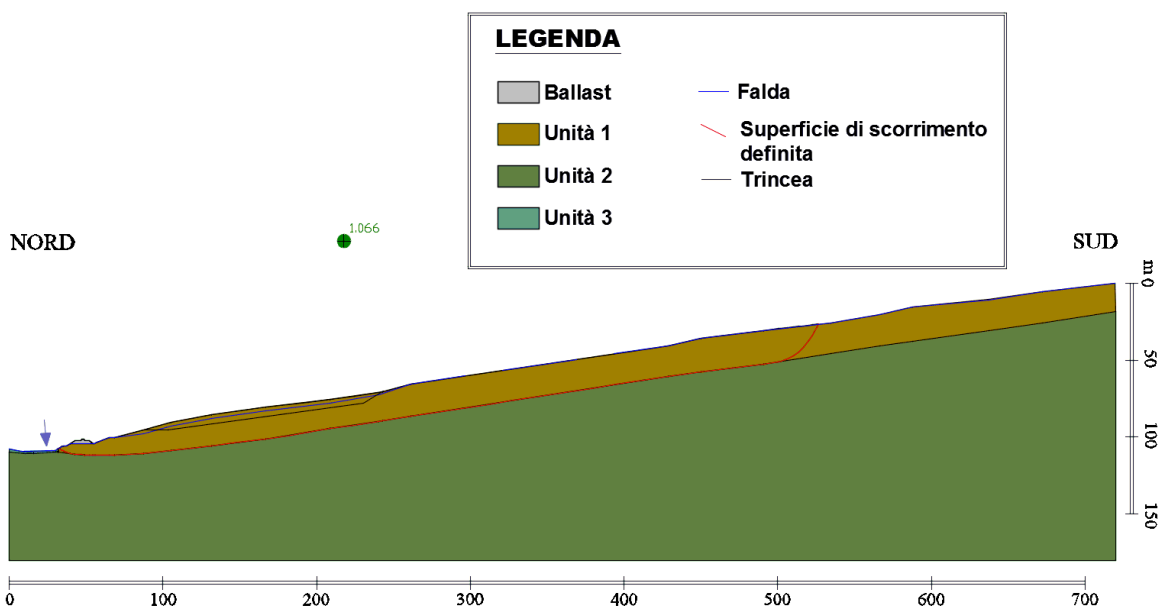


Fig. 77 – Effetto indotto da un sistema di trincee lunghe 150 m, profonde 6 m e spaziate 20 m. La falda, a piano campagna, si abbassa all'interno dell'opera di un valore costante determinato dalla soluzione analitica di Hutchinson (1977). Superficie di scorrimento traslativa estesa.

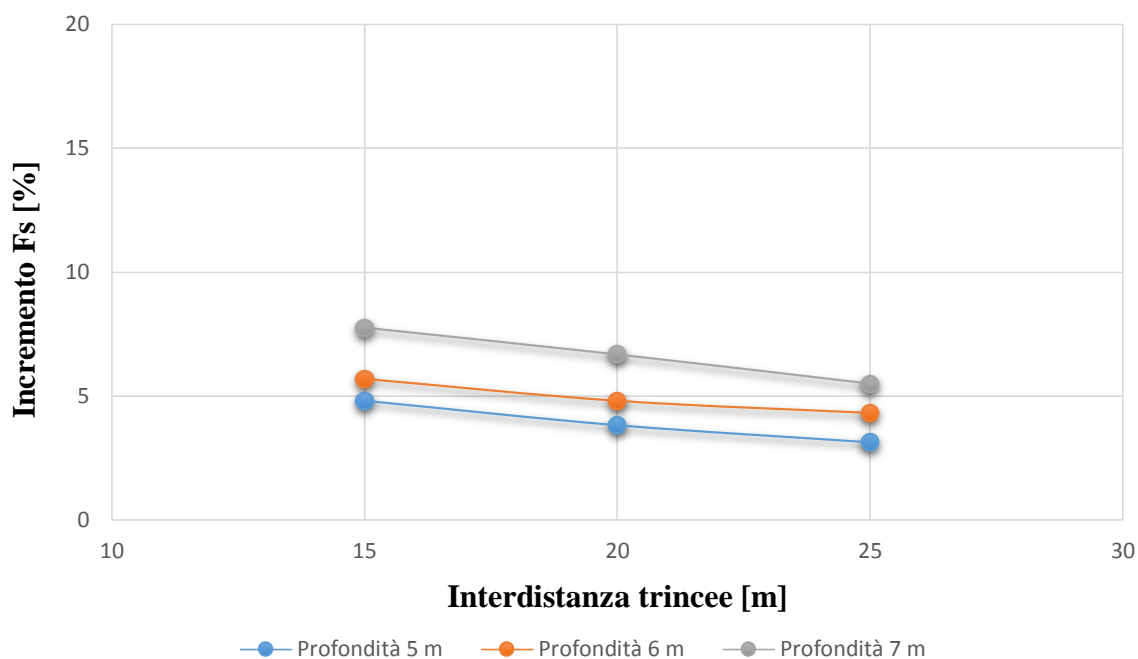


Fig. 78 – Incremento del Fattore di Sicurezza determinato sulla superficie di scorrimento traslativa estesa in funzione dell'interdistanza delle trincee drenanti.

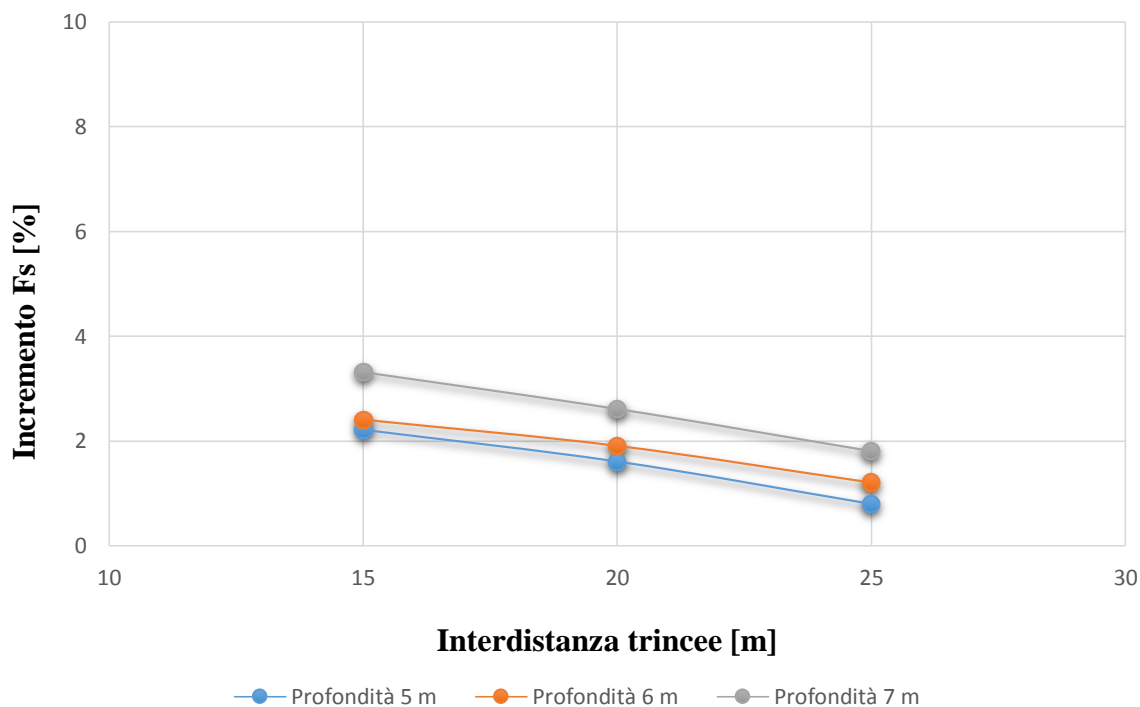


Fig. 79 – Incremento del Fattore di Sicurezza determinato sulla superficie di scorrimento rotazionale piccola in funzione dell'interdistanza delle trincee drenanti.

Come mostrato in grafico (Fig. 78), l'intervento sembra dare risultati positivi sulla superficie di scorrimento traslativa estesa, anche se non soddisfacenti quanto un sistema di dreni suborizzontali. Gli incrementi di F.S. sono infatti compresi tra il 5% ed il 10% nel caso di trincee molto ravvicinate, con interdistanza di 15 m, mentre negli altri due casi, quelli più percorribili vista la conformazione dell'area di studio, non si superano miglioramenti del 7%. E' chiaro che la soluzione più efficace sarebbe quella di scendere a profondità maggiori possibili, come 7 m, ma la scelta non può prescindere dalla stabilità dell'opera, il cui scavo,

all'aumentare della profondità, dovrebbe essere sostenuto da elementi cementizi o appositi rivestimenti, con conseguente aumento dei costi.

Nel caso di superficie di scorrimento circolare piccola individuata tramite *Grid&Radius* nella porzione di valle della zona (Fig. 79), gli incrementi di F.S. indotti dall'opera sono davvero ridotti, inferiori al 5%. In questo senso, tale tipologia di intervento non si dimostra particolarmente efficace per la stabilità della superficie critica al piede del versante.

Il numero di trincee drenanti da installare è, come già detto, legato alla loro interdistanza. Ipotizzando un'area di intervento larga approssimativamente 210 m, il risultato, funzione della spaziatura, è riportato nella sottostante Tabella 15.

INTERDISTANZA TRINCEE [m]	N° TRINCEE	LUNGHEZZA LINEARE TOTALE [m]
15	14	2100
20	11	1575
25	8	1260

Tab. 15 – Lunghezza lineare totale di trincea drenante determinata in funzione dell'interdistanza. E' indicato anche il numero totale di trincee che dovrebbero essere di conseguenza installate in un'area larga approssimativamente 210 m.



Fig. 80 – Possibile configurazione planimetrica di un sistema composto da 11 trincee drenanti distribuite nella porzione di valle del versante con spaziatura 20 m.

7.2.3 Pali

Lavorando con lo stesso criterio adottato nei casi precedenti, in cui ci si è dedicati al dimensionamento di opere di regimazione idrogeologica, è stato preso in considerazione un intervento strutturale che prevedesse l'utilizzo di pali, installati in prossimità del sentiero al piede del versante, e che permetta di sfruttare le resistenze del substrato, l'unità litotecnica 2. I risultati delle simulazioni (Fig. 81-85) sono elencati e commentati di seguito.

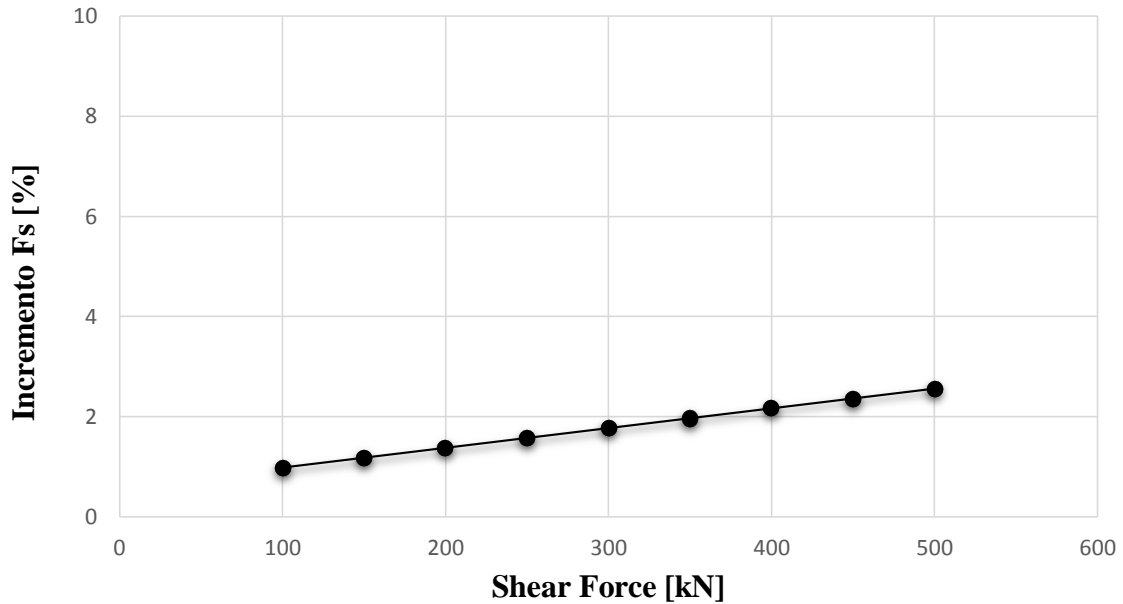


Fig. 81 – Incremento del Fattore di Sicurezza determinato in funzione della forza di taglio del palo, con spaziatura 1 m e lunghezza 15 m. Non si fa distinzione tra superficie di scorrimento traslativa estesa e superficie di scorrimento circolare piccola, dal momento che gli incrementi percentuali indotti sono gli stessi.

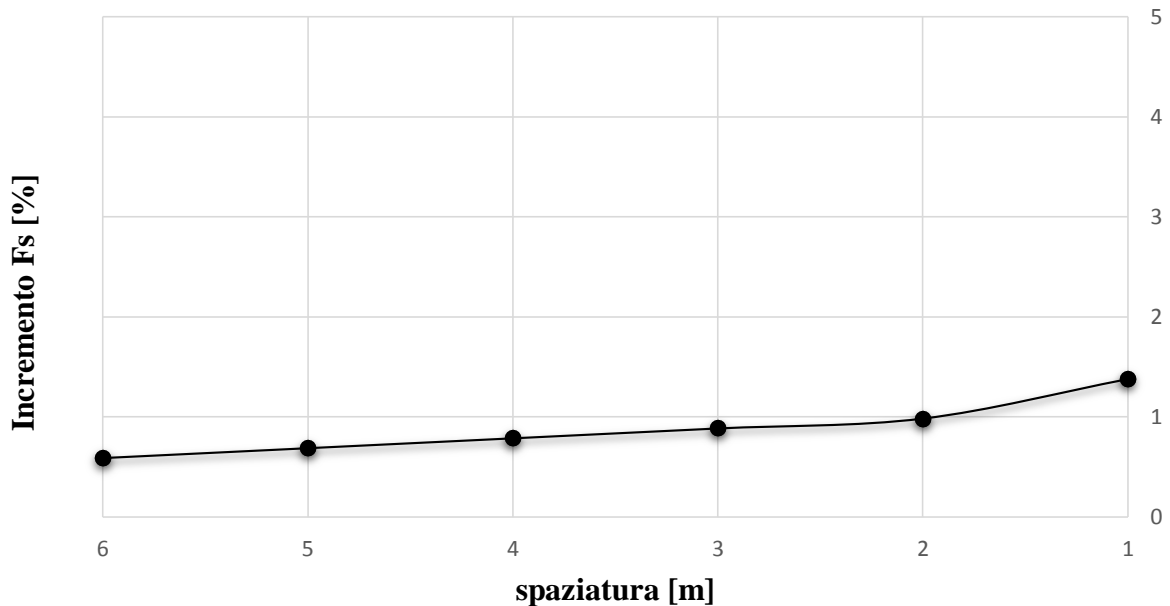


Fig. 82 – Variazione del Fattore di Sicurezza determinato in funzione della spaziatura tra i pali, con shear force 200 kN e lunghezza 15 m. Non si fa distinzione tra superficie di scorrimento traslativa estesa e superficie di scorrimento circolare piccola, dal momento che gli incrementi percentuali indotti sono gli stessi.

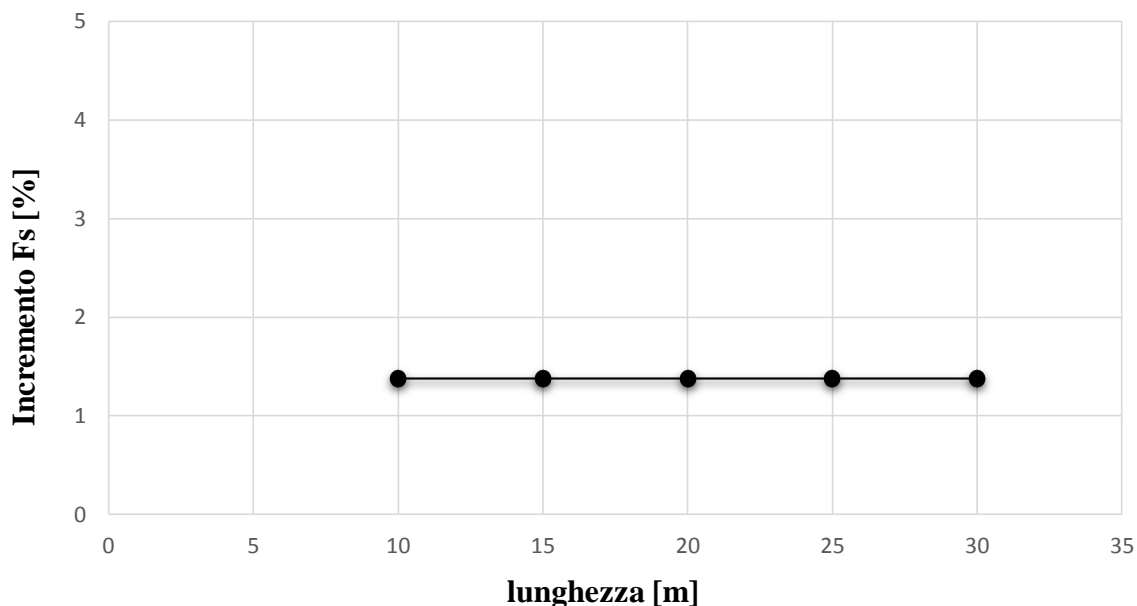


Fig. 83 – Variazione del Fattore di Sicurezza determinato in funzione della lunghezza dei pali, con shear force 200 kN e spaziatura 1 m. Non si fa distinzione tra superficie di scorrimento traslativa estesa e superficie di scorrimento circolare piccola, dal momento che gli incrementi percentuali indotti sono gli stessi.

Nel primo caso (Fig. 81), è descritta l'influenza della forza di taglio assegnata al palo stesso nella determinazione di F.S.. Come si può notare, tenendo una spaziatura di un solo metro e applicando valori relativamente alti, mobilitati in genere ad elevate deformazioni (Lirer, 2012), il *Fattore di Sicurezza* del versante non subisce un grande mutamento, tanto da avere un incremento inferiore al 5%.

Come rappresentato in Figura 82 inoltre, ampliare la spaziatura tra i pali comporta una totale inefficacia del sistema: l'aumento del *Fattore di Sicurezza* è nel presente caso apprezzabile solo adottando un valore minimo di 1 m. Risulta evidente, dunque, che per migliorare la situazione sarebbe necessario ridurre l'interdistanza tra gli elementi della palificata a meno di un metro o aumentare ulteriormente la shear force del palo.

La lunghezza del palo, infisso sino ad intercettare il bedrock, risulta invece stranamente ininfluente sul F.S. (Fig. 83) stando ai risultati ricavati da *Slope/W*.

Spostando il punto di intervento più a monte, l'efficacia del sistema resta la stessa, se non addirittura minore (Fig. 85). Per raggiungere il substrato, posto leggermente più in profondità, sarebbe tra l'altro necessario l'utilizzo di pali più lunghi, con costi di scavo e di intervento maggiori. Pertanto, lavorare in zone diverse da quelle prossime al sentiero alla base del versante risulta decisamente poco favorevole.

Nel dire tutto ciò non si è fatta distinzione tra superficie di scorrimento traslativa estesa e superficie di scorrimento circolare piccola, dal momento che le variazioni percentuali di F.S. sono del tutto analoghe nei due casi.

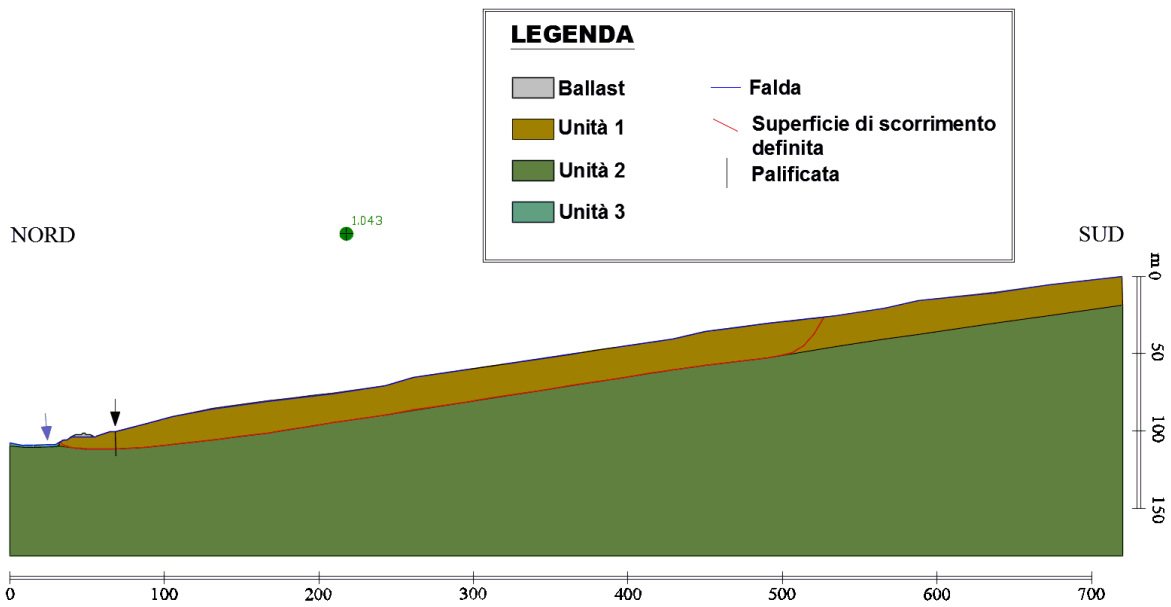


Fig. 84 – Pali installati alla base del versante. L'interdistanza deve essere ridotta ad 1 m per ottenere un apprezzabile miglioramento, mentre lo shear force assegnato, in questo caso, è di 500 kN. Superficie di scorrimento traslativa estesa.

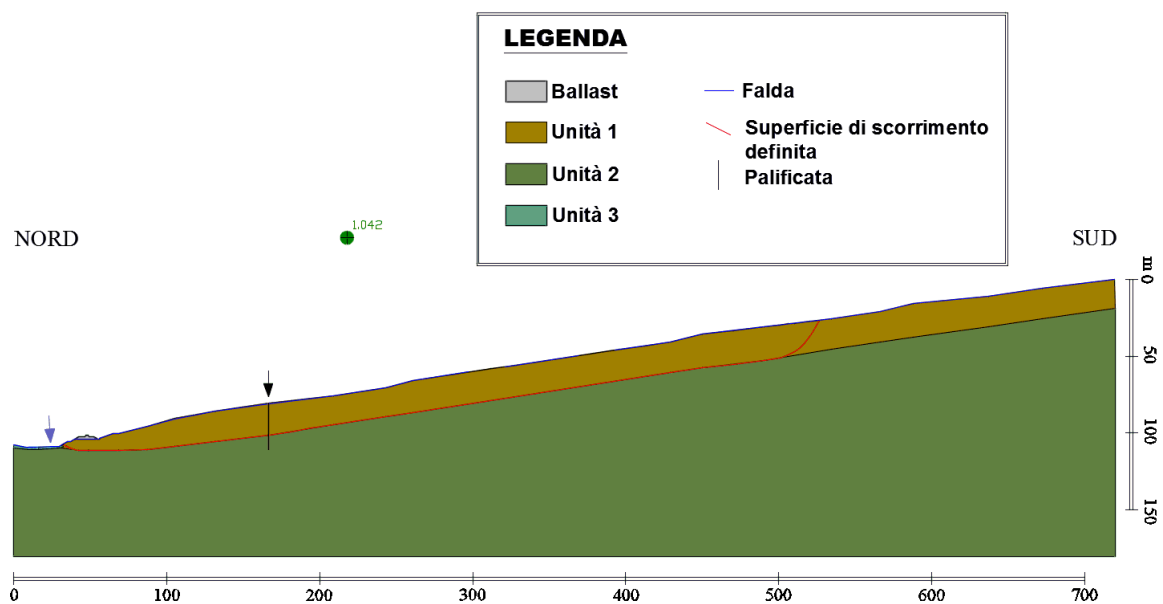


Fig. 85 – Spostando l'area di intervento verso monte non sembrano esserci particolari benefici. Superficie di scorrimento traslativa estesa.

Facendo il ragionamento inverso, per ottenere un aumento del *Fattore di Sicurezza* del 10%, del 20% o del 30%, applicando un intervento strutturale di questo genere, sarebbe necessario ricorrere a shear force rispettivamente di 2000 kN, 4100 kN e 5800 kN, valori davvero molto elevati (Fig. 86). Questo, tra l'altro, si verificherebbe esclusivamente mantenendo una spaziatura tra i pali di appena 1 m.

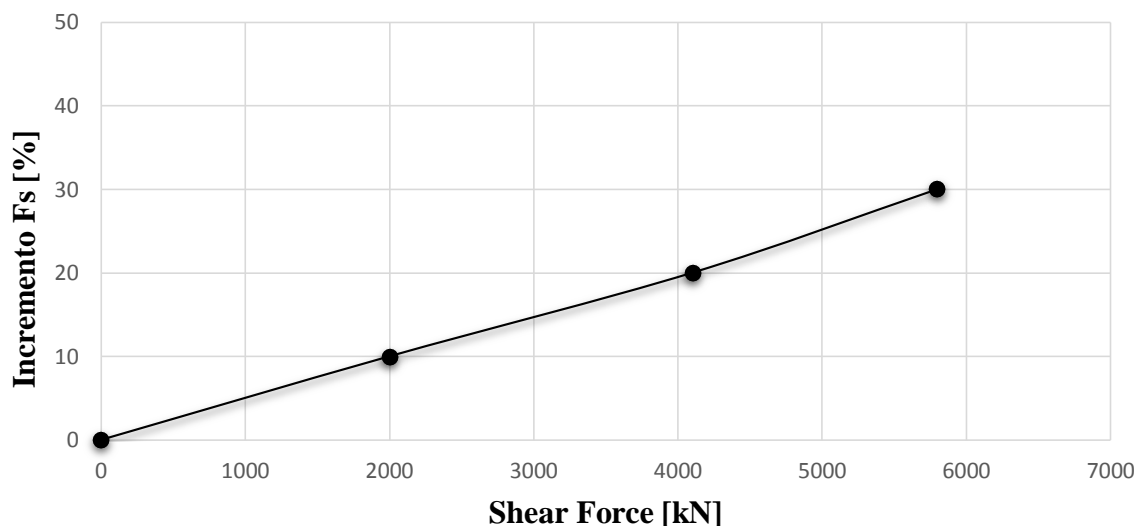


Fig. 86 – A partire dall'incremento di Fs desiderato sono stati stimati i valori di shear force.

L'adozione di un'opera di sostegno come quella presa in esame, oltre alla determinazione della forza di taglio da applicare al palo, necessita di una serie di verifiche di stabilità, come ad esempio quella a rotazione, fondamentale per stimare la profondità di infissione onde evitare la rottura dei terreni circostanti. Installata in corrispondenza del sentiero, la palificata andrebbe necessariamente infissa sino a raggiungere il substrato, dove, ruotando attorno ad un punto O, verrebbe deformata sino a mobilitare la spinta passiva. E' stato dunque effettuato un dimensionamento della paratia con metodo semplificato per verificare la profondità di infissione nel bedrock. Stando a questo metodo, le spinte delle terre al di sotto del punto di rotazione possono essere trascurate e, applicando una verifica alla rotazione, è possibile stimare la profondità a cui infiggere l'opera per equilibrare le Forze Resistenti con le Forze Agenti. Si tenga poi conto che, sulla base dell'esperienza, la profondità reale sarà data dal valore calcolato più il 20%, così da raggiungere un F.S. compreso tra 1,5 e 2 (Navfac, 1986).

Per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva è stato utilizzato il metodo del cuneo di Coulomb (1776), applicando la formula di Mueller-Breslau (1948). L'inclinazione del pendio è stata considerata pari ad 11° , l'inclinazione del paramento rispetto alla verticale nulla, mentre l'angolo di attrito muro-terreno è stato valutato uguale a $0,5 \times \Phi'$, rapporto piuttosto tipico per questo genere di opere.

Per quanto riguarda la determinazione del coefficiente di resistenza passiva, sono invece stati utilizzati appositi abachi (Navfac, 1986) che permettono di ricavare K_p a partire dal rapporto tra inclinazione del piano campagna e angolo di attrito efficace del materiale. Al valore ottenuto è poi stata applicata la riduzione dovuta all'attrito muro-terreno.

Nella determinazione della resistenza passiva, è stato trascurato il ruolo della prima unità, la coltre superficiale, che, essendo soggetta a movimento gravitativo, non può ovviamente rappresentare una reale opposizione alla spinta a cui sarà soggetta la paratia. Per questo motivo, l'unica effettiva resistenza sarà data dall'unità 2.

Sono inoltre state effettuate altre semplificazioni nel modello di calcolo: piano campagna e superficie di scorrimento sono stati assunti orizzontali a valle dell'opera, mentre a monte sono stati considerati inclinati appunto di 11° , comunque paralleli tra loro. La falda è infine stata ipotizzata a piano campagna, anche se comunemente vengono associati adeguati sistemi di drenaggio. Una rappresentazione schematica del lavoro è riportata in Figura 87.

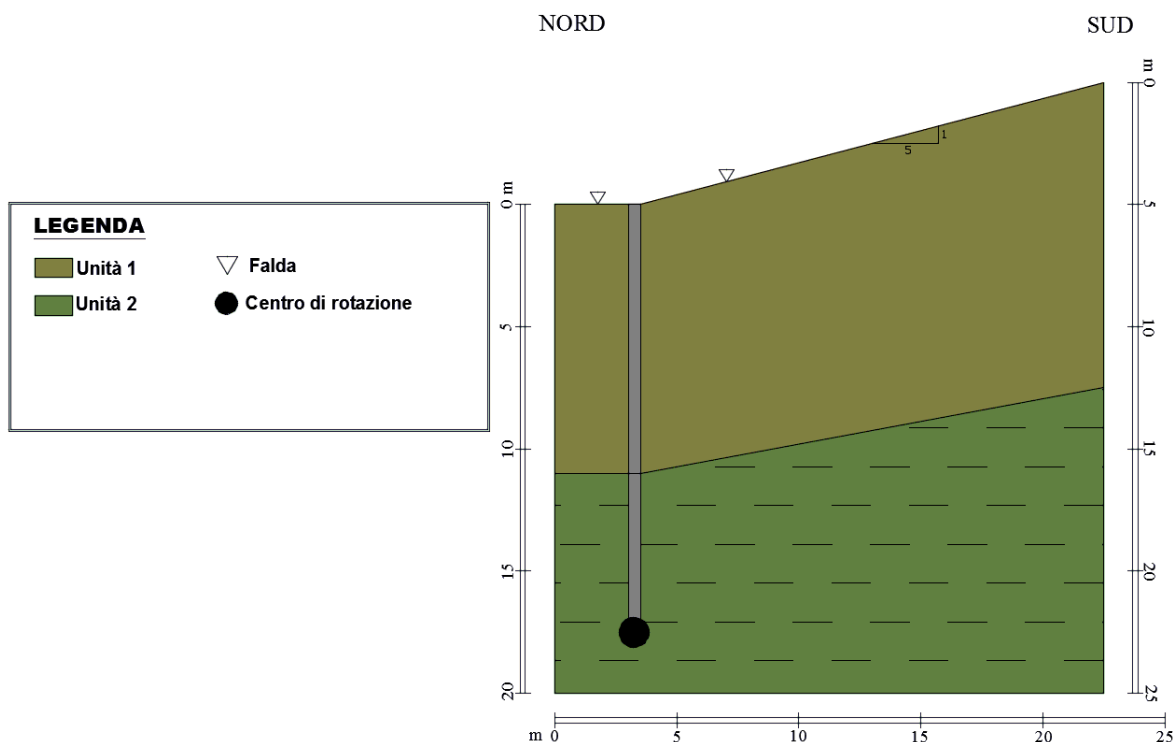


Fig. 87 – Schema semplificato di un'opera flessibile infissa nel substrato. Le resistenze passive della prima unità risultano nulle a causa del movimento franoso a cui essa è soggetta.

I parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono quelli definiti in seguito alla fase di back-analysis, applicando dovute riduzioni che permettano di aumentare il grado di cautela. Si lavora dunque in tensioni efficaci, in condizioni di lungo termine, sia perché sono coinvolti terreni del substrato presumibilmente sovraconsolidati sia perché non si ha disponibilità di parametri meccanici non drenati. Dal momento che l'obiettivo è quello di valutare come le resistenze del terreno influenzino la profondità di infissione dell'opera, in prima istanza si è agito sull'unità superficiale, mantenendo invece costanti i parametri dell'unità 2 messi a

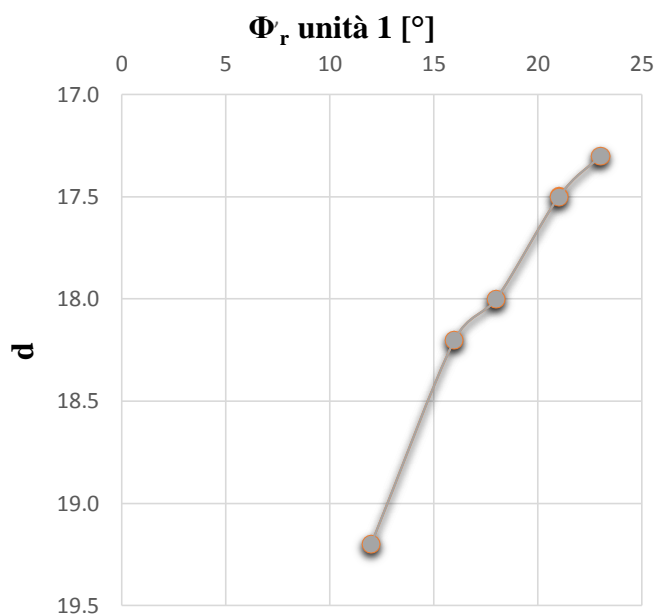


Fig. 88 – Variazione della profondità di infissione (d) in funzione di Φ_r' . Al diminuire delle resistenze dell'unità 1, la spinta attiva aumenta. Calcolo svolto con metodo del cono di Coulomb (1776), mantenendo costanti i parametri dell'unità 2.

disposizione dal laboratorio del **Dr. Geol. Antonio Mucchi**. L'angolo di attrito residuo del deposito di frana è stato fatto variare da un massimo di 23° , valore determinato in laboratorio presso il *Dipartimento BiGeA*, ad un minimo di 12° . Questa variazione incide esclusivamente sul valore di spinta attiva, mentre non influenza affatto la resistenza passiva, dipendente, come già detto, solo dal substrato (γ [kN/m³] = 18,9; Φ_p' [°] = 21; c' [kPa] = 16). Nel grafico di Figura 88, il valore di d calcolato è già stato incrementato del 20%, si tenga inoltre conto che l'ultimo caso analizzato ($\Phi_r' = 12^\circ$) è eccessivamente cautelativo, discostandosi molto dai parametri definiti in fase di back-analysis. Per questo motivo, è possibile restringere

il range di profondità di infissione tra circa 17 m e 18 m a partire da piano campagna.

Come facilmente immaginabile, intervenire sui parametri di resistenza del substrato risulta molto più influente rispetto a quanto visto per l'unità 1. Alterare le caratteristiche dell'unità 2 comporta non solo un incremento di spinta attiva ma anche una notevole riduzione di resistenza passiva che, di conseguenza, incide in maniera non indifferente sulla profondità di infissione. Nel caso in esame, il valore di spinta attiva utilizzato per l'unità 1 è quello corrispondente ad un angolo di attrito residuo di 18° (valore adottato per gran parte delle analisi di stabilità), mentre l'angolo di attrito di picco delle *Argille a Palombini* è stato fatto variare tra 21° e 12°.

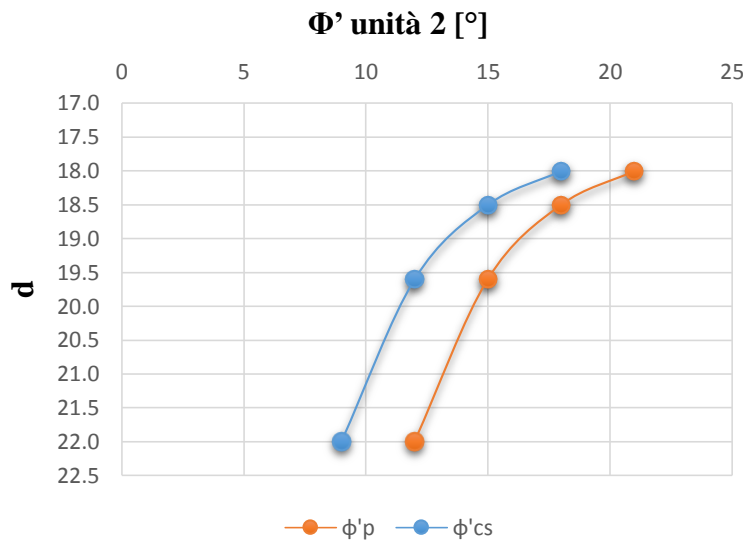


Fig. 89 – Variazione della profondità di infissione (d) in funzione di Φ'_p e Φ'_{cs} . Al diminuire delle resistenze dell'unità 2, la spinta attiva aumenta mentre la resistenza passiva diminuisce. Calcolo svolto con metodo del cuneo di Coulomb (1776), mantenendo costanti i parametri dell'unità 1.

a deformazioni piuttosto elevate, non è consigliato fare uso dei parametri di picco a causa della possibile rottura progressiva. Applicando una riduzione prima del 20%, poi del 35% e infine del 50% sulle resistenze del substrato, la profondità di infissione (già incrementata del 20%) varia tra un minimo di 18 m e un massimo di 22 m da piano campagna (Fig. 89). Anche in questo caso, ignorando gli ultimi tentativi, molto cautelativi, l'intervallo può essere ristretto tra 18 m e 19 m.

Dal momento che della realizzazione si dovrà occupare un ingegnere, risulta fondamentale riportare i valori di spinta attiva calcolati. In Tabella 16 sono elencati i valori di P_A determinati al variare delle resistenze (Φ'_r) dell'unità superficiale, mentre in Tabella 17 sono elencati quelli determinati al variare delle resistenze (c' , Φ'_p e Φ'_{cs}) del substrato. In Figura 90 è inoltre schematizzato un possibile diagramma di spinta.

DEPOSITO DI FRANA (influenza solo P_A)			
Φ'_r [°]	RIDUZIONE [%]	d [m]	P_A [kN/m]
23	0	17,3	743,0
21	10	17,5	792,4
18	20	18,0	899,0
16	30	18,2	946,0
12	50	19,2	1197,3

Tab. 16 – Valori di P_A ottenuti al variare delle resistenze dell'unità 1. I parametri meccanici dell'unità 2 sono invece stati mantenuti costanti ($c' = 16$ kPa; $\Phi'_p = 21^\circ$). In rosso i casi eccessivamente cautelativi. Viene inoltre indicata la profondità di infissione stimata.

SUBSTRATO (influenza sia P_A che P_p)					
Φ'_p [°]	c' [kPa]	Φ'_{cs} [°]	RIDUZIONE [%]	d [m]	P_A [kN/m]
21	16	18	0	18,0	899,0
18	12	15	20	18,5	1083,4
15	8	12	35	19,6	1423,0
12	4	9	50	22,0	2242,0

Tab. 17 – Valori di P_A ottenuti al variare delle resistenze dell'unità 2. I parametri meccanici dell'unità 1 sono invece stati mantenuti costanti ($c' = 0$ kPa; $\Phi'_r = 18^\circ$). In rosso i casi eccessivamente cautelativi. Viene inoltre indicata la profondità di infissione stimata.

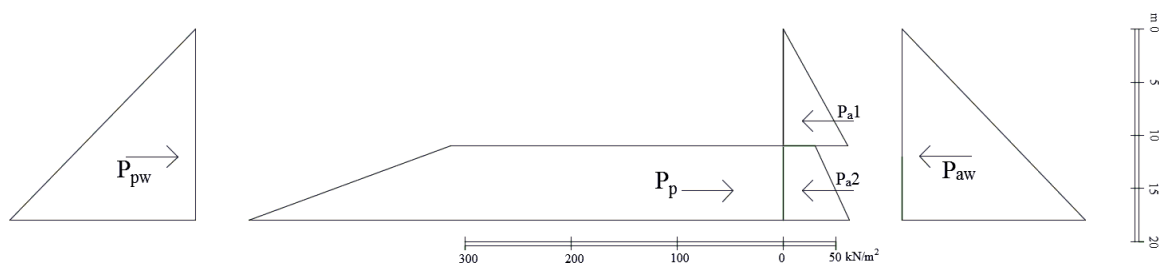


Fig. 90 – Diagramma di spinta esemplificativo. In questo caso, le resistenze dell'unità 1 ($c' = 0$ kPa; $\Phi'_r = 18^\circ$) e quelle dell'unità 2 ($c' = 16$ kPa; $\Phi'_p = 21^\circ$) portano ad una P_A di 899 kN/m e ad una profondità di infissione di 18 m.

In conclusione, un'eventuale opera di sostegno flessibile andrebbe infissa ad una profondità di circa 18 m da piano campagna.

8. Conclusioni

Le indagini svolte in località *Caminata* e *I Prati*, nel comune di *Castel di Casio (BO)*, hanno permesso di caratterizzare il versante destro del fiume *Reno* da un punto di vista geologico-tecnico, valutandone inoltre le condizioni di stabilità. Le perforazioni a carotaggio continuo, svolte sulla stessa orizzontale al piede del versante, le prove di laboratorio, effettuate su cinque campioni rimaneggiati prelevati in sito, la definizione del modello geologico-tecnico, basata sui dati precedentemente ricavati e su quelli disponibili da altre fonti, e la fase di modellazione realizzata con il software *Geostudio Slope/W*, hanno portato ai seguenti risultati:

- Da un punto di vista geologico-geomorfologico, si è proceduto alla realizzazione di una mappa per la zona di interesse. Sulla base delle stratigrafie di sondaggio e delle osservazioni di rilevamento superficiale, nell'area di studio non sono presenti depositi alluvionali ghiaiosi dell'*Unità di Modena*. Il deposito di frana si estende dunque sino al rilevato ferroviario, probabilmente costruito proprio su di esso. Con l'ausilio dei dati di interferometria radar, unitamente alle osservazioni morfologiche, la forma del deposito di frana attivo è stata mappata, facendo coincidere il limite orientale con il dosso longitudinale a valle di *Caminata* e marcando il limite meridionale appena oltre l'ultimo edificio del paese.
- E' stata confermata la tendenza erosiva del fiume *Reno*, la cui forte incisione, dimostrata dallo stato dei piloni che sorreggono la strada *Porrettana* e dal debole spessore di sedimenti nell'alveo, potrebbe essere causa di squilibrio per la valle e fattore di influenza nella stabilità del versante. Il limite tra i depositi alluvionali attualmente in evoluzione del corso d'acqua e la coltre superficiale non è stato individuato, probabilmente perché irregolare e posto in corrispondenza del rilevato ferroviario.
- Le analisi di laboratorio svolte sui campioni prelevati dalle perforazioni a carotaggio continuo hanno evidenziato una sostanziale differenza tra la porzione di terreno più superficiale e quella più profonda. La presenza di un'importante frazione sabbiosa, accompagnata da clasti di natura metamorfica, il basso indice di plasticità e le resistenze residue più alte hanno portato a definire, in accordo con quanto osservato dalle carote di sondaggio, un vecchio deposito di frana con spessore di circa 10 m che insiste sul substrato inalterato delle *Argille a Palombini*. L'unità più profonda ha messo in luce caratteristiche differenti, una granulometria, fondamentalmente argilloso-limosa, condizionata da aggregati scagliosi difficili da disgregare, una plasticità maggiore e parametri di resistenza residua molto bassi, compatibili con quelli di una vera e propria argillite.
- L'installazione di due inclinometri con estensimetro in foro ha confermato che il versante in oggetto è attualmente sede di movimenti gravitativi. Nell'arco di sei mesi è stato possibile effettuare una sola misura, misura che ha evidenziato uno spostamento lento ad una profondità di circa 9 m in *S1* e di circa 11 m in *S2*. La sommatoria di circa 4 mm ha permesso inoltre di stimare una velocità pari a circa 2 mm/mese. Va sottolineato, però, che nel corso del monitoraggio le precipitazioni sono state assai scarse, per cui sarà necessario raccogliere ulteriori dati e attendere periodi di piovosità maggiore per avere una stima più precisa sui caratteri del movimento.
- Sulla base di quanto raccolto e a disposizione, è stato definito il modello geologico-tecnico del versante destro del fiume *Reno*. Nel modello compaiono fondamentalmente tre unità: la prima corrisponde alla coltre superficiale del deposito

di frana, la seconda al substrato inalterato delle *Argille a Palombini* e la terza ai depositi alluvionali in evoluzione del corso d'acqua che scorre al piede del versante. La falda, misurata in piezometro attraverso un sensore di livello in continuo, è da considerarsi a piano campagna. La sua profondità oscilla tra poco più di 2 m e poco meno di 1 m dalla superficie topografica: considerato il periodo piuttosto siccitoso, è facile pensare che, in condizioni di frequenti precipitazioni, si trovi stabilmente a piano campagna.

I dati a disposizione non permettono di stabilire con precisione la geometria e gli spessori delle varie unità al procedere verso SUD. In virtù della conformazione del versante e della presenza di un grande deposito di frana quiescente che lo caratterizza per oltre 2 km, è però plausibile che lo spessore della coltre sia generalmente compreso tra 15 m e 20 m, compatibilmente con quello tipico dei movimenti appenninici e coerentemente con i dati di sondaggio di altri lavori realizzati nelle vicinanze dell'area di studio. In prossimità di *S1* ed *S2*, tale spessore risulta minore perché parte del deposito è stato probabilmente asportato nel corso delle epoche, un po' per l'influenza del fiume *Reno*, che potrebbe averlo inciso, e un po' per fattori antropici che, prima con la costruzione della linea ferroviaria, poi con la realizzazione di strade e sentieri, infine con lavori fognari, potrebbero averlo rimodellato.

- La modellazione del versante, svolta con *Slope/W*, ha portato a definire, in fase di back-analysis, parametri di resistenza residua minori di quelli determinati in laboratorio per il terreno dell'unità 1. Per ottenere un *Fattore di Sicurezza* prossimo ad uno è infatti necessario un angolo di attrito efficace di 18° , mentre dalla prova di taglio anulare tale parametro risulta prossimo a 23° o a 9° a seconda del campione. E' fortemente probabile che le locali eterogeneità tessiturali del materiale (abbondanza relativa di frazione sabbiosa) abbiano influenzato le determinazioni. Questo trova conferma in lavori precedentemente svolti nella zona (Fantini & Lizzani, 1996; Caggese & Caggese, 2008), in cui il valore di Φ_r' determinato da back-analysis è spesso diverso da quello risultante dalle prove di laboratorio, a volte minore e a volte maggiore. In linea di massima, c'è una certa corrispondenza con i valori stimati nel presente caso.
- Le simulazioni, effettuate con ricerca automatica della superficie di scorrimento critica, hanno portato a determinare due possibili meccanismi di rottura. La porzione di valle del versante in oggetto, dove la pendenza è leggermente maggiore, potrebbe essere caratterizzata da una superficie di scorrimento con componente rotazionale che esercita uno sforzo di trazione sugli abitati retrostanti. In alternativa, il versante sarebbe afflitto da superfici di scorrimento multiple: oltre a quella di valle, il movimento segnalato dall'interferometria radar sino a monte della località *I Prati* sarebbe riconducibile ad un fenomeno sostanzialmente traslativo dovuto alla rimobilizzazione di una estesa porzione del vecchio deposito di frana. Sulla base dei dati disponibili, non è possibile stabilire con certezza quale scenario sia più verosimile.
- Sono infine stati ipotizzati alcuni interventi di sistemazione, la cui efficacia è stata valutata sempre tramite analisi all'equilibrio limite.

Una batteria di dreni suborizzontali installati a partire dal sentiero al piede del versante sembra essere la soluzione migliore, in grado di stabilizzare sia l'eventuale superficie di scorrimento circolare di valle sia quella più estesa, prettamente traslativa, che coinvolge l'intera località de *I Prati*. E' possibile ottenere un incremento di almeno il 10% sul *Fattore di Sicurezza* a seguito della realizzazione di 15 dreni lunghi 70 m con interdistanza di 14 m.

Una rete di trincee drenanti costituisce una alternativa ai dreni suborizzontali, seppur, dalle analisi di stabilità, si sia rivelata meno efficace. L'abbassamento della falda indotto dall'opera, stimato con la soluzione di Hutchinson (1977), è ridotto, tanto che con trincee profonde 7 m e spaziate 15 m comunque non si raggiungono incrementi del *Fattore di Sicurezza* pari al 10%.

Un intervento strutturale tipo palificata darebbe buon esito solo con spaziature inferiori ad 1 m tra un palo e l'altro e con valori di forza di taglio superiori a 2000 kN. L'unica zona in cui un intervento di questo tipo sarebbe ammissibile si trova in corrispondenza del sentiero al piede del versante: spostandosi verso monte l'efficacia diminuisce ulteriormente e i costi di intervento aumentano. L'eventuale paratia, non potendo contare sulle resistenze della coltre superficiale, andrebbe infissa ad una profondità compresa tra 17 m e 19 m da piano campagna a seconda del grado di cautela. La spinta attiva che l'opera dovrà essere in grado di sostenere è pertanto compresa tra 800 kN/m e 1000 kN/m. Per il calcolo si è fatto uso di un approccio semplificato che non tiene conto della complessa interazione terreno-struttura.

- Per evitare fenomeni erosivi al piede e garantire la stabilità del versante, si suggerisce di completare le opere di difesa spondale, già installate nella scarpata del rilevato ferroviario che scende verso il fiume *Reno*, integrando un secondo ordine verticale ove assente e prolungando la struttura più ad OVEST, almeno sino a raggiungere la zona in cui non si manifestano fenomeni deformativi. E' poi raccomandabile una costante e premurosa manutenzione.

9. Bibliografia

Abbate E. & Sagri M., 1970. *The eugeosynclinal sequences*. In: G. Sestini (Ed.), *Development of the Northern Apennines*. Sedim. Geol., 4, 251-340.

Berti M. & Simoni A., 2012. *Observation and analysis of near-surface pore-pressure measurements in clay-shales slopes*. Hydrological Processes, 26, 2187-2205.

Bertolini G. & Pellegrini M., 2001. *The landslides of the Emilia Apennines (northern Italy) with reference to those which resumed activity in the 1994-1999 period and required Civil Protection interventions*. Quad. Geol. Appl., 8, Pitagora Ed, Bologna.

Bertolini G. & Pizziolo M., 2006. *Le grandi frane dell'Emilia-Romagna: stato dell'arte*. Il Geologo, 23, 33-44.

Bertolini G., Guida M., Pizziolo M., 2005. *Landslides in Emilia-Romagna region (Italy): strategies for hazard assessment and risk management*. Landslides 2 (4), 302-312.

Bettelli G., Bonazzi U., Panini F., 1989. *Schema introduttivo alla geologia delle Liguridi dell'Appennino modenese e delle aree limitrofe*. Mem. Soc. Geol. It., 39, 1987, 91-126.

Bièvre G., Kniess U., Jongmans D., Pathier E., Schwartz S., van Westen C., Villemain T., Zumbo V., 2011. *Paleotopographic control of landslides in lacustrine deposits (Trièves plateau, French western Alps)*. Geomorphology, 125, 214-224.

Botti F., Daniele G., Baldacci F., 2011. *Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 251, Porretta Terme*. Servizio Geologico D'Italia. Regione Emilia-Romagna. SystemCart, Roma, pp. 194.

Brugman R., Rosen P. A., Fielding E. J., 2000. *Synthetic Aperture Radar Interferometry to Measure Earth's Surface Topography and Its Deformation*. Annu. Rev. Earth Planet. Sci., 2000. 28: 169-209.

Caggese E. & Caggese R., 2008. *Ampliamento depuratore intercomunale loc. Prati*. Relazione Geologico Tecnica.

Carrara A., D'Elia B., Semenza E., 1985. *Classificazione e nomenclatura dei fenomeni franosi*. Geol. App. Idrogeol., 20, 223-243.

Chandler R. J., 1977. *Back analysis techniques for slope stabilization works: A case record*. Géotechnique, 27 (4), 479-495.

Coe, J. A., Ellis W. L., Godt J. W., Savage W. Z., Savage J. E., Michael J. A., Kibler J. D., Powers P. S., Lidke D. J., Debray S., 2003. *Seasonal movement of the Slumgullion landslide determined from Global Positioning System surveys and field instrumentation*. July 1998-March 2002, Eng. Geol. Amsterdam, 68, 67-101.

Conforth D. H., 2005. *Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, 315-327.

Cook D. I., Santi P. M., Higgins J. D., 2008. *Horizontal Landslide Drain Design: State of the Art and Suggested Improvements*. Environmental & Engineering Geoscience, Vol. XIV, No. 4, November 2008, 241-250.

Crenshaw B. A. & Santi P. M., 2004. *Water table profiles in the vicinity of horizontal drains*. Environmental Engineering Geoscience, Vol. 10, No. 3, pp. 191-201.

Cruden D. M., 1991. *A simple definition of a landslide*. IAEG Bull., 43, 27-29.

- Cruden D. M. & Varnes D. J.**, 1996. *Landslide Types and Processes*. In: A. K. Turner & R. L. Schuster (Eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, Spec. Rep. 247, 3, D. C. 36-75.
- Daniele G., Mochi E., Plesi G.**, 1996. *L'insieme ligure-emiliano dell'Appennino modenese: unità tettoniche e successioni stratigrafiche nella zona di Frassinoro*. Atti Soc. tosc. Sci. nat., Mem. Serie A, 102, 1995, 147-158.
- Desideri A. & Rampello S.**, 2011. *Stabilizzazione dei pendii mediante sistemi di drenaggio*. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza di Roma, pp. 48.
- Di Maio C. & Viggiani C.**, 1988. *Comportamento di un sistema di trincee drenanti sotto pioggia intermittente*. Gruppo di Coordinamento degli Studi di Ing. Geotecnica, Attività di Ricerca svolta nell'anno 1987-1988, 201-203.
- Elter P.**, 1960. *I lineamenti tettonici dell'Appennino a NW delle Apuane*. Boll. Soc. Geol. It., 60, 273-312.
- Fantini A. & Lizzani A.**, 1996. *Progetto per la costruzione di un complesso residenziale in località "Caminata" Castel di Caso (BO)*. Relazione Geologico Tecnica.
- Fioroni C., Fontana D., Panini F., Parmeggiani F.**, 1996. *La Successione Monte Venere – Monghidoro nell'Appennino modenese e bolognese*. Accad. Naz. Sci. Lett. Arti di Modena, Collana di Studi 15 – Miscellanea Geologica, 223-257.
- Fredlund D. G., & Krahn J.**, 1977. *Comparison of slope stability methods of analysis*. Can. Geotech. Jour. 14, 429-439.
- Glastonbury J. & Fell R.**, 2008. *Geotechnical characteristics of large slow, very slow and extremely slow landslides*. Canadian Geotechnical Journal 45, 984-1005.
- Handwerger A. L., Roering J. J., Schmidt D. A.**, 2013. *Controls on the seasonal deformation of slow-moving landslides*. Earth and Planetary Science Letters, 377-378, 2013, 239-247.
- Huculak N. A. & Brawner C. O.**, 1961. *The use of horizontal drains in landslide stabilization*. In Proceedings of the 42nd Annual Canadian Good Roads Conference: 383-400.
- Hunt R. E.**, 2005. *Geotechnical Engineering Investigation Handbook*. 2nd ed: Taylor and Francis Group, Boca Raton, FL, pp. 1066.
- Hutchinson J. N.**, 1977. *Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement*. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 16, 131-155.
- Hutchinson J. N.**, 1988. *General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. Proc. of the 5th Int. Symposium on Landslides: Lausanne, 1, 3-35.
- Huvaj-Sarihan N.**, 2009. *Movement of reactivated landslides*. Ph. D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- ISPRA**, 2012. *Annuario dei Dati Ambientali* (Ed. 2011).

- Iverson R. M. & Major J. J.**, 1987. *Rainfall, ground-water flow, and seasonal movement at Minor Creek landslide, northwestern California: Physical interpretation of empirical relations*. Geol. Soc. Am. Bull. 99, 579-594.
- Kazarnovski V. D. & Silagadze E. N.**, 1988. *Design of horizontal drainage taking into account the required increase in the stability coefficient*. In: Bonnard C. (Ed.), *Landslides: Proceedings of the 5th Symposium: Lausanne, Switzerland, Vol. 2*, 929-932.
- Kourkoulis R., Gelagoti F., Anastasopoulos I., Gazetas G.**, 2011. *Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 663-677.
- Lambe T. W.**, 1960. *A mechanistic picture of shear strength in clay*. Atti A.S.C.E. Research Conference on shear strength of cohesive soils, Boulder, Colorado, pp. 437.
- Lirer R.**, 2012. *Landslide stabilizing piles: Experimental evidences and numerical interpretation*. Engineering Geology 149-150, 2012, 70-77.
- Lupini J. F., Skinner A. E., Vaughn P. R.**, 1981. *The drained residual strength of cohesive soils*. Geotechnique, 31 (2), 181-213.
- Maugeri M.**, 1976. *L'apparecchio anulare di taglio nella determinazione della resistenza residua di terreni sottoposti a ridotte tensioni normali*. Rivista Italiana di Geotecnica, 2, 114-124.
- Mesri G. & Shahien M.**, 2003. *Residual shear strength mobilized in first-time slope failures*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129 (1), 12-31.
- Monti L.**, 1998. *Progetto per la realizzazione di una stazione di sollevamento da realizzarsi in località I Prati*. Relazione Geologico Tecnica.
- Morgenstern N. R. & Price V. E.**, 1965. *The analysis of stability of general slip surfaces*. Géotechnique, 15, 181-189.
- Morgenstern N. R. & Tchalenko J. S.**, 1967. *Microscopic structures in Kaolin subjected to direct shear*. Géotechnique, 17, 309-328.
- Nash D.**, 1987. *A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis*. In: M. G. Anderson & K. S. Richards (Eds.), *Slope stability, Geotechnical engineering and geomorphology*. John Wiley & Sons, Ltd, pp. 648.
- NAVFAC-Naval Facilities Engineering Command**, 1986. *Foundations & Earth Structures*. Design Manual 7.02, U.S. Government Printing Office.
- Panini F., Bettelli G., Pizziolo M.**, 2002. *Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 237, Sasso Marconi*. Servizio Geologico D'Italia. Regione Emilia-Romagna. S. EL. CA. s.r.l., Firenze: pp. 176.
- Petley D. N., Bulmer M. H., Murphy W.**, 2002. *Patterns of movement in rotational and translational landslides*. Geology 30, 719-722.
- Picarelli L., Urciuoli G., Ramondini M., Comegna L.**, 2005. *Main features of mudslides in tectonised highlyfissured clay shales*. Landslides 2, 15-30.
- Poulos H. G.**, 1995. *Design of reinforcing piles to increase slope stability*. Can. Geotech. J., 32, 808-818.

- Pramada Valli P.**, 2000. *Numerical study to stabilise landslides by trench drains*. Computers and Geotechnics, 27, 63-77.
- Pritchard M. E.**, 2006. *InSAR, a tool for measuring Earth's surface deformation*. Physics Today, 68-69
- Raviolo P.L.**, 1993. *Il laboratorio geotecnico*. Editrice Controls.
- Reutter K. J. & Groscurth J.**, 1978. *The pile of nappes in the Northern Appennines, its unravement and emplacement*. In: H. Cloos, D. Roeder, K. Schimdt (Eds.), Alps, Appennines, Hellenides. 239-243. Schweizerbart, Stuttgart.
- Ricci Lucchi F. & Ori G.G.**, 1985. *Field excursion D: sync-orogenic deposits of a migrating basin system in the NW Adriatic Foreland*. In: P. H. Allen, P. Homewood & G. Williams (Eds.), Excursion Guidebook. Foreland Basins Symposium. Fribourg, 137-176.
- Royster D. L.**, 1980. *Horizontal Drains and Horizontal Drilling: An Overview: Rock Classifications and Horizontal Drilling and Drainage*. Transportation Research Record 783: Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC, 16-20.
- Rowe P. W. & Peaker K.**, 1965. *Passive earth pressure measurements*. Géotechnique, 15, 57-78.
- Rutter E. H. & Green S.**, 2011. *Quantifying creep behaviour of clay-bearing rocks below the critical stress state for rapid failure: Mam Tor landslide, Derbyshire, England*. Journal of the Geological Society of London 168, 359-371.
- Seed H. B. & Sultan H. A.**, 1967. *Stability analyses for a sloping core embankment*. ASCE J. Geotech. Eng. Div., 93, 69-83.
- Skempton A. W.**, 1985. *Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory*. Geotechnique, 35 (1), 3-18.
- Skempton A. W. & Delory F. A.**, 1957. *Stability of natural slopes in London Clay*. Proc. 4th Int. Conf; SMFE, 2, 378-381.
- Schulz W. H., McKenna J. P., Kibler J. D., Biavati G.**, 2009. *Relations between hydrology and velocity of a continuously moving landslide - evidence of pore-pressure feed-back regulating landslide motion?* Landslides 6, 181-190.
- Simoni A., Ponza A., Picotti V., Berti M., Dinelli E.**, 2013. *Earthflow sediment production and Holocene sediment record in a large apenninic catchment*. Geomorphology, 188, 42-53.
- Smith T. W. & Stafford G. V.**, 1957. *Horizontal drains on California highways*. Journal Soil Mechanics Foundations Division, ASCE, Vol. 83, No. sm3, 1-26.
- Stark T. D. & Duncan J. M.**, 1991. *Mechanisms of strength loss in stiff clays*. J. Geotech. Eng. Eng., 117 (1), 139-154.
- Stark T. D. & Eid H. T.**, 1994. *Drained residual strength of cohesive soils*. J. Geotech. Eng., 120 (5), 856-871.
- Stark T. D., Choi H., McCone S.**, 2005. *Drained shear strength parameters for analysis of landslides*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 131: 575-588.

- Tellini C.**, 2004. *Le grandi frane dell'Appennino Emiliano quali indicatori geomorfologici di variazioni climatiche*. Rassegna Frignanese, XXXIII, Accademia del Frignano Lo Scoltenna, Pievepelago, Modena.
- Tellini C.**, 2012. *Pericolosità e suscettibilità da frana in Emilia-Romagna*. *Il Geologo*, 46, 7-13.
- Terzaghi K., Peck R. B., Mesri G.**, 1996. *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd Ed.. Wiley. New York, 549-549.
- Tiwari B., Brandon T. L., Marui H., Tuladhar G. R.**, 2005. *Comparison of residual shear strengths from back analysis and ring shear tests on undisturbed and remolded specimens*. *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.* 131: 1071-1079.
- Townsend F. C. & Banks D. C.**, 1974. *Preparation effects on clay hale classification indexes*. Proc., Natl. Meet.on Water Res. Eng., ASCE, New York, 21-25.
- Varnes D. J.**, 1978. *Slope movement types and processes*. In: Schuster R. L. & Krizek R. J. (Eds.), Special Report 176: Landslides: Analysis and Control. Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33.
- Viggiani C.**, 1981. *Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides*. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineers; Stockholm, vol. 3, 555-560.