
*Consorzio tra le Università di Roma La Sapienza e di Napoli
Federico II*
Dottorato in Ingegneria Geotecnica – XIV Ciclo

***ANALISI SPERIMENTALE E NUMERICA
DELL'INTERAZIONE FRA UNA COLTRE IN FRANA
ED UNA FILA DI PALI***

Stefania Lirer

Tesi per il conseguimento del titolo
dicembre 2002

Tutore - Prof. Aldo Evangelista
Co-tutore - Prof. Giovanni Battista Fenelli
Co-tutore - Prof. Augusto Desideri

Dipartimento di Ingegneria Geotecnica
Università degli studi di Napoli Federico II

CAPITOLO I– INTRODUZIONE

1. INQUADRAMENTO GENERALE DELLA RICERCA	I.1
2. OBIETTIVI ED ARTICOLAZIONE DEL LAVORO SVOLTO	I.4
3. SOMMARIO DELLA TESI	I.5

CAPITOLO II –STATO DELLE CONOSCENZE SULLA**STABILIZZAZIONE DEI PENDII MEDIANTE L’UTILIZZO DI PALI**

1. PREMESSA	II.1
2. TRATTAZIONI TEORICHE	II.5
2.1 Metodi “a rottura”	II.8
2.2 Metodi “elasto-plastici”	II.24
2.3 Verifica globale dell’equilibrio di un pendio stabilizzato con una o più file di pali	II.36
2.4 Influenza della posizione della fila nel pendio sull’efficacia dell’intervento	II.44
3. OSSERVAZIONI SPERIMENTALI	II.49
3.1 Osservazioni in scala ridotta	II.49
3.2 Osservazioni in vera grandezza	II.55

CAPITOLO III – SPERIMENTAZIONE IN SITO

1. PREMESSA	III.1
2. DESCRIZIONE DELLA COLATA	III.5
2.1 Tipologia della colata	III.5
2.2 Cinematismo del movimento franoso	III.6
2.3 Regime delle acque sotterranee	III.9
2.4 Caratterizzazione dei terreni coinvolti	III.12
3. DESCRIZIONE DEL CAMPO PROVA	III.18
3.1 Strumentazione installata nei pali	III.20
3.2 Strumentazione installata nel terreno	III.22

3.3 Ampliamento del campo sperimentale (luglio 2001)	III.23
4. I DATI SPERIMENTALI	III.27
4.1 Misure topografiche	III.28
4.2 Misure piezometriche e pluviometriche	III.30
4.3 Misure di spostamento	III.36
4.4 Misure estensimetriche	III.44
4.5 Misure relative al nuovo palo isolato	III.47
5. SOLLECITAZIONI E CARICO AGENTE SUI PALI	III.49
5.1 Elaborazione dei dati estensimetrici	III.49
5.2 Elaborazione dei dati inclinometrici	III.51
5.3 Confronto con le trattazioni teoriche “a rottura”	III.60
6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	III.63

CAPITOLO IV – MODELLAZIONE NUMERICA

1. PREMESSA	IV.1
2. CODICE DI CALCOLO ALLE DIFFERENZE FINITE FLAC	IV.2
2.1 Peculiarità del programma	IV.3
3. IPOTESI E DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 3D	IV.6
3.1 La discretizzazione del modello	IV.9
3.2 Gli elementi di interfaccia	IV.12
3.3 Leggi costitutive introdotte per i terreni e per i pali	IV.15
3.4 Condizioni iniziali	IV.17
3.5 Condizioni al contorno	IV.20
3.6 Inserimento dei pali	IV.26
3.7 Attivazione della frana	IV.27
3.8 Alcune osservazioni	IV.27
4. ANALISI DELLA FRANA ^(3D) IN ASSENZA DI PALI	IV.30
4.1 Spostamenti della colata	IV.30
5. ANALISI DELLA FRANA ^(3D) IN PRESENZA DI PALI	IV.32

5.1 Stato tensionale orizzontale	IV.32
5.2 Generazione ed evoluzione dell'effetto arco	IV.34
5.3 Spostamento e carico agente sul palo interno alla fila	IV.37
5.4 Influenza della fila sugli spostamenti della colata	IV.43
5.5 Il caso del palo isolato	IV.49
6. IPOTESI E DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 2D	IV.52
6.1 La geometria del modello e condizioni iniziali	IV.52
6.2 L'elemento strutturale "pile"	IV.53
6.3 Interfaccia palo-terreno	IV.54
6.4 Simulazione in assenza di pali	IV.59
7. ANALISI DELLA FRANA ^(2D) IN PRESENZA DI PALI	IV.60
7.1 Distribuzione degli spostamenti nel corpo della colata	IV.60
7.2 Spostamento del palo e sollecitazioni agenti	IV.63
8. CONFRONTI TRA I RISULTATI NUMERICI E LE TRATTAZIONI "A ROTTURA"	
8.1 Sollecitazioni agenti sui pali	IV.66
8.2 Contributo stabilizzante esercitato dalla fila di pali	IV.68
9. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	IV.70

CAPITOLO V – STUDIO PARAMETRICO DEGLI EFFETTI DI UN INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE

1. PREMESSA	V.1
2. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE	V.7
2.1 Influenza del numero di pali	V.7
2.2 Influenza dell'interasse	V.15
3. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL MODELLO BIDIMENSIONALE	V.19
3.1 Influenza dell'interasse e del diametro	V.19
3.2 Influenza della rigidezza del palo e dei terreni	V.25
3.3 Influenza della lunghezza del palo	V.29
4. VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DELL'INTERVENTO	V.33
4.1 Definizione delle variabili di riferimento	V.33

4.2 Definizione dell'efficienza	V.34
4.3 Influenza del rapporto i/D	V.37
4.4 Influenza della rigidità relativa palo-coltre	V.39
4.5 Effetto combinato delle variabili coinvolte	V.41
5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	V.43

CAPITOLO VI – CONCLUSIONI E SVILUPPI DELLA RICERCA VI.1

BIBLIOGRAFIA

CAPITOLO I - INTRODUZIONE

1. INQUADRAMENTO GENERALE DELLA RICERCA

La stabilizzazione di un corpo franoso in movimento o il consolidamento di un pendio in precarie condizioni di stabilità richiedono un'adeguata conoscenza delle cause d'instabilità. Sapendo che i caratteri geometrici del versante ed il regime delle pressioni neutre sono all'origine della maggior parte dei dissesti, ben si comprende come gli interventi di modifica del profilo del versante e di drenaggio siano stati le tecniche di stabilizzazione più utilizzate nell'ingegneria geotecnica. La scelta e la fattibilità di un intervento di stabilizzazione di un pendio dipendono però da numerosi fattori tra i quali: le condizioni di stabilità del pendio, il tipo di frana, le dimensioni e la velocità di spostamento del corpo in frana. E' in questo contesto che sono apparsi e progressivamente si sono sviluppati dei procedimenti d'intervento che mirano a migliorare le proprietà dell'intera massa di terreno coinvolta o ad opporsi direttamente all'instabilità attraverso l'inserimento di rinforzi.

Le tecniche di rinforzo comprendono tutti gli interventi che prevedono l'inserimento di elementi resistenti nel terreno come paratie, pali e micropali.

Nel caso di frane del tipo *colata* o di movimenti delle coltri di copertura di pendii poco acclivi in terreni argillosi, la fattibilità e l'efficacia degli interventi dipendono essenzialmente dalle dimensioni e dalla velocità del corpo in movimento. Le colate in argilla, come noto, sono frane molto diffuse e sono caratterizzate da movimenti di lunga durata che si riattivano con continuità nel tempo fino a costituire dei fenomeni a carattere permanente. Nel caso di colate lente ($v <$ di alcuni metri/anno), la fattibilità dell'intervento, in termini di efficacia e di costo, dipende dallo spessore della coltre e dalla sua estensione.

L'impiego dei pali nella stabilizzazione di questo tipo di movimenti risale ai primi anni 70 (Fukuoka, 1977) e risulta una tecnica introdotta nelle costruzioni stradali e ferroviarie per stabilizzare colate di spessori inferiori ai 7÷8 m. Il principio di funzionamento di un intervento di stabilizzazione con pali consiste nel disporre una o più file di pali equidistanziati (trasversali alla direzione del moto) che siano in grado di trasferire parte delle forze instabilizzanti dalla coltre in frana al substrato stabile; i pali, anche senza bloccare completamente la colata, possono diminuirne notevolmente la velocità di avanzamento e di conseguenza mitigarne gli effetti. In letteratura sono riportati alcuni esempi di interventi di stabilizzazione di questo tipo (Sommer, 1977; Sevè e Frank, 1996; Poulos, 1995) tutti impiegati nel campo delle costruzioni stradali.

Appare evidente che realizzare una struttura di contenimento discontinua può essere particolarmente vantaggioso dal punto di vista economico nel caso di colate molto estese; questa tecnica di intervento inoltre risulta poco invasiva e non comporta, durante la realizzazione, alcuna fase delicata per l'equilibrio generale del pendio.

In letteratura esistono differenti metodologie proposte per la progettazione di un intervento di questo tipo: essenzialmente l'approccio generale è quello di effettuare prima una analisi del meccanismo di interazione palo-terreno per valutare le sollecitazioni agenti nei pali (e di conseguenza il contributo di resistenza fornito da essi lungo la superficie di scorrimento) ed, in seguito, di verificare la stabilità del versante dopo l'intervento con l'approccio classico dell'equilibrio limite. Le trattazioni esistenti si differenziano principalmente nell'approccio seguito per l'analisi dell'interazione coltre-palo-substrato (rigido-plastico; elastico-perfettamente plastico, elasto-plastico). Risalire alla distribuzione dei carichi che la coltre in frana esercita sulla fila di pali risulta alquanto complesso sia per la molteplicità dei fattori che influenzano la messa in carico dei pali sia perché il fenomeno di interazione evolve nel tempo.

Per quanto riguarda invece la verifica globale della stabilità del pendio, generalmente si fa riferimento ad un approccio di tipo rigido-plastico; in questa ipotesi non è possibile fare alcuna valutazione del campo di spostamenti del corpo di frana che si manifesta, eventualmente, dopo l'intervento. Appare evidente che nel caso di colate molto vaste, l'intervento di stabilizzazione è finalizzato principalmente a ridurre gli spostamenti (Sevè e Frank, 1996) e di conseguenza un approccio di analisi tradizionale, che non è in grado di considerare questo aspetto, risulta evidentemente insoddisfacente.

L'interesse tecnico degli studi sulle azioni trasmesse ai pali di fondazione di opere realizzate in terreni in frana è sicuramente notevole per le problematiche che si presentano nel campo dell'ingegneria e che possono essere fundamentalmente di due tipi. La prima riguarda, come detto in precedenza, le costruzioni stradali nel caso ad esempio della realizzazione di strade di grande comunicazione che necessariamente debbano attraversare delle aree potenzialmente in frana (o già interessate da movimenti franosi lenti). Per l'attraversamento di tali zone generalmente si utilizza la soluzione con viadotto e può accadere, nel caso di frane di grande estensione, che qualche fondazione sia interessata dai movimenti del terreno (*palo isolato o gruppo di pali*).

Il secondo tipo di problematica si verifica quando i pali sono utilizzati invece direttamente per la stabilizzazione di un pendio sede di fenomeni franosi potenziali o in atto; in tal caso vengono inserite nel pendio file di pali, disposti con un certo intervallo, che contribuiscono a rallentare l'avanzamento del corpo in frana trasferendo le forze squilibranti alla formazione di base stabile (*file di pali*).

Con riferimento ad entrambe le problematiche è necessario valutare l'entità delle spinte esercitate dalla colata e, più in generale, analizzare il complesso meccanismo di interazione fra terreno spingente, l'elemento strutturale (costituito dal palo singolo o da una fila di pali) e terreno reagente sottostante.

2. OBIETTIVI ED ARTICOLAZIONE DEL LAVORO SVOLTO

L'attività di ricerca svolta nel corso dei tre anni del Dottorato è stata finalizzata all'analisi dei meccanismi di interazione tra una coltre di terreno in frana ed un palo verticale infisso nel substrato stabile, sia esso appartenente ad una fila o isolato.

Nell'ambito di questo studio si vuole da un lato approfondire le metodologie d'analisi esistenti del fenomeno generale d'interazione palo-terreno e, dall'altro, valutare nel modo più completo possibile l'azione stabilizzante esercitata in un versante con ridotto margine di sicurezza da un sistema di pali verticali distanziati e disposti lungo file.

La ricerca oggetto del presente lavoro si può suddividere in linea generale in due parti:

- nella prima viene effettuata una importante sperimentazione in sito avvalendosi del monitoraggio di un campo prova in vera grandezza realizzato in una colata in provincia di Potenza (colata di Masseria Marino – Brindisi di Montagna). Il primo anno di ricerca è stato completamente dedicato alla messa a punto del campo prova ed alle attività di monitoraggio e di elaborazione dei dati sperimentali. In seguito si è dato inizio ad una sperimentazione numerica tridimensionale (con l'ausilio del codice di calcolo alle differenze finite FLAC) con l'obiettivo principale di realizzare un modello numerico che potesse riprodurre i fenomeni osservati in sito e nel contempo approfondire alcuni aspetti sperimentali non emersi chiaramente durante il monitoraggio.
- Nella seconda parte si è proceduto ad estendere l'analisi numerica, sviluppata con modelli tridimensionali e bidimensionali, a condizioni geometriche (numero di pali, interasse, lunghezza e diametro) e meccaniche (rigidezza dei pali, rigidezza relativa coltre-formazione di base) differenti da quelle utilizzate per il caso specifico del campo prova. Lo sviluppo della

sperimentazione numerica ha permesso di individuare i parametri più significativi da calibrare correttamente nella progettazione di un intervento di questo tipo e di analizzare in dettaglio il ruolo che ciascuno di essi riveste nel problema dell'interazione palo-terreno.

Appare evidente che le due parti sono cronologicamente successive ma, come si potrà vedere nei capitoli IV e V, intimamente correlate fra loro.

3. SOMMARIO DELLA TESI

La struttura della tesi rispecchia l'attività svolta nei tre anni di ricerca. Si riporta in sintesi il sommario dei capitoli in cui è stato suddiviso il lavoro.

- Nel *Capitolo II* sono richiamati gli aspetti principali delle trattazioni teoriche più significative esistenti sull'argomento, suddivise schematicamente in due famiglie: quella in cui l'interazione palo-terreno viene studiata in condizioni "a rottura" (considerando generalmente un comportamento all'interfaccia rigido-perfettamente plastico e trascurando l'influenza della deformabilità del palo e del terreno) e quella in cui il comportamento del terreno all'interfaccia è di tipo elasto-plastico (questi metodi simulano in modo più realistico l'evoluzione dell'interazione palo-terreno in funzione dello spostamento della coltre). In questo capitolo sono anche riportate brevemente le principali osservazioni sperimentali disponibili in letteratura sia su opere in vera grandezza sia su modelli in scala ridotta.
- Il *Capitolo III* è interamente dedicato alla sperimentazione in vera grandezza. In particolare, dopo un breve richiamo alle conoscenze disponibili in merito alle proprietà cinematiche e meccaniche della colata di Masseria Marino, vengono descritte in dettaglio le principali caratteristiche del campo prova e la strumentazione installata nei pali e nel terreno. Vengono infine riportati i

principali risultati dedotti nei tre anni di osservazione e messi in luce le problematiche emerse durante il monitoraggio.

- Nel *Capitolo IV* si affronta il problema della modellazione numerica. La sperimentazione numerica è stata svolta attraverso modelli tridimensionale e bidimensionali con l'ausilio del codice di calcolo alle differenze finite FLAC. Si è partiti dal modello tridimensionale proprio perché la complessità del fenomeno di interazione in atto nel campo prova poteva essere rappresentata realisticamente solo nelle tre dimensioni. In una fase successiva si è indagata la possibilità di riprodurre lo stesso meccanismo con la versione bidimensionale del codice di calcolo FLAC (*pseudo-tridimensionale*); l'obiettivo è stato quello di confrontare i risultati numerici dei due modelli, e verificare la possibilità quindi di condurre in seguito una serie di analisi parametriche con il più semplice modello bidimensionale. La complessità del modello tridimensionale ed i tempi di calcolo necessari allo svolgimento di ciascuna analisi rende infatti alquanto onerosa la realizzazione di una approfondita analisi parametrica.

Affinché le analisi svolte siano di utilità nella progettazione di opere di stabilizzazione di questo tipo, è stato necessario estendere le analisi a condizioni geometriche e meccaniche diverse da quelle del campo prova. In questo senso, i risultati ottenuti nella fase iniziale della sperimentazione numerica hanno avuto il merito di porre in evidenza i fattori da calibrare correttamente al fine di riprodurre reali meccanismi di interazione (dimensioni del modello, condizioni al contorno, caratteristiche dell'interfaccia). Tale risultato positivo non sarebbe stato possibile senza una stretta interazione tra le attività sperimentali e quelle di modellazione numerica.

- Al fine di generalizzare i risultati numerici ottenuti con riferimento al campo sperimentale, nel *Capitolo V* sono state quindi effettuate una serie di analisi parametriche per studiare l'effetto di alcuni fattori sui fenomeni di interazione palo-terreno-palo. In particolare, si è indagato il ruolo dell'interasse tra i pali, del diametro di quest'ultimi, e della rigidità relativa palo-terreno in frana. Le

analisi numeriche sono state svolte principalmente, con il modello bidimensionale, ma sono state effettuate anche alcune analisi con il modello tridimensionale per analizzare in particolare il ruolo del numero di pali disposti nella colata (palo isolato, gruppo di cinque pali e fila infinita) e dell'interasse tra i pali stessi. Sulla base dei risultati ottenuti dalla sperimentazione numerica sono infine riportate alcune osservazioni sull'efficacia di un intervento di stabilizzazione di questo tipo prendendo come riferimento sia le sollecitazioni agenti sui pali sia il campo di spostamenti che si genera nella colata in presenza dell'intervento.

Infine il *Capitolo VI* è dedicato al riesame dei principali risultati e alle considerazioni conclusive del lavoro. Sono forniti numerosi spunti per le linee di sviluppo futuro della ricerca.

CAPITOLO II – STATO DELLE CONOSCENZE DISPONIBILI SULLA STABILIZZAZIONE DEI PENDII MEDIANTE L'UTILIZZO DI PALI

Nel presente capitolo vengono sintetizzati i risultati dello studio della letteratura disponibile sia per quanto attiene ai metodi di calcolo, sia per le osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza o su modelli. Occorre precisare che le trattazioni teoriche disponibili sono semplicemente descritte con riferimento alle ipotesi di base del procedimento di calcolo ed ai principali risultati raggiunti. Le metodologie presenti in letteratura non sono esposte quindi in modo esaustivo e di conseguenza se il lettore volesse applicarle dovrebbe riferirsi ai lavori originali. Il presente capitolo ha quindi lo scopo di offrire un panorama complessivo dei procedimenti di analisi disponibili.

1. PREMESSA

L'impiego dei pali come intervento di stabilizzazione di un pendio instabile è una tecnica introdotta in Giappone nella seconda metà del secolo scorso (Fukuoka, 1977). Le applicazioni principali si sono avute nel campo delle costruzioni stradali e ferroviarie; sono infatti essenzialmente questi i campi in cui si può verificare la necessità di stabilizzare, o anche solo rallentare, l'avanzamento di una frana superficiale che coinvolge aree molto estese.

Gli interventi di stabilizzazione con pali vengono effettuati disponendo gli elementi resistenti in uno o più allineamenti trasversali alla pendenza del pendio. I pali vengono realizzati con un interasse generalmente superiore a due volte il diametro.

Numerose prove in piccola scala hanno dimostrato che una fila di pali discontinui fornisce un incremento significativo alla stabilità di un pendio a condizione che riesca a svilupparsi un effetto arco fra i pali (Bosscher et al., 1986). Attraverso questo

meccanismo di interazione palo-palo, la fila si comporta come un elemento di contenimento continuo ed impedisce il trasferimento degli incrementi di tensione orizzontale a valle. L'efficacia dell'intervento non si manifesta immediatamente ma solo, come si vedrà in seguito, dopo deformazioni dell'ammasso di terreno sufficienti a mobilitare le reazioni stabilizzanti nei pali.

Gli spostamenti del corpo in frana provocano la mobilitazione di una tensione all'interfaccia palo-terreno che si traduce nei pali in un sistema di forze N, T, M (fig. 1), all'altezza della superficie di scorrimento, che accresce la componente tangenziale della resistenza allo scorrimento e partecipa alla stabilizzazione del pendio.

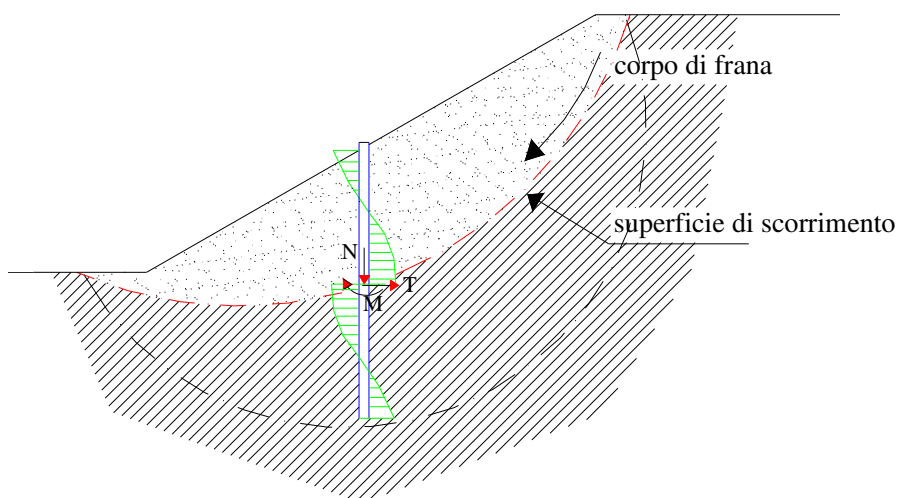


Figura 1 – Meccanismo di interazione palo-terreno (Cartier, 1986)

L'approccio alla progettazione di un intervento di stabilizzazione di un versante con una o più file di pali può essere sintetizzato in tre passi, come indicato da Viggiani (1981):

1. *valutazione della forza di taglio totale necessaria ad ottenere il richiesto incremento del fattore di sicurezza iniziale del pendio F_0 ;*
2. *valutazione della massima forza di taglio che ciascun palo può ricevere dal terreno scivolante e trasmettere alla formazione di base;*
3. *determinazione del tipo, del numero di pali e della loro collocazione più idonea nel pendio.*

Il primo aspetto viene risolto di solito attraverso una classica analisi dell'equilibrio limite che permette di valutare lo sforzo tangenziale che gli elementi strutturali devono esplicare lungo la superficie di scorrimento per incrementare il coefficiente di sicurezza del pendio (F_0). Alcune esperienze (Sommer, 1977) hanno dimostrato che un pendio già in movimento può essere stabilizzato anche solo attraverso un lieve incremento del coefficiente di sicurezza (anche solo del 10 %).

Se si fa riferimento ad una superficie critica circolare, è possibile calcolare la coppia stabilizzante M_s necessaria ad innalzare il coefficiente di sicurezza iniziale F_0 al valore richiesto F^* :

$$M_s = (F^* - F_0)M_R$$

dove M_R è il momento ribaltante intorno al centro del cerchio.

Lo sforzo complessivo S_t che i pali devono esplicare lungo la superficie di scorrimento è:

$$S_t = M_s / R$$

dove R è il raggio del cerchio critico.

Lo sforzo S_t verrà fatto assorbire ad una o più file di pali in modo tale che per ciascun palo sia verificata la relazione:

$$S_t / n \cdot i < S_{amm}$$

dove n ed i sono rispettivamente il numero di pali della generica fila e l'interasse, ed S_{amm} la massima sollecitazione di taglio che ciascun palo può assorbire.

Naturalmente un approccio di questo tipo trascura completamente l'aspetto tridimensionale del problema e non valuta la possibilità che la superficie di

scorrimento in presenza della fila di pali possa essere diversa da quella che si mobilita in assenza di essi. In seguito verranno brevemente riportate alcune trattazioni teoriche che hanno cercato di portare in conto anche questo ultimo aspetto (Cartier 1986).

Per quanto riguarda la valutazione di S_{amm} , esistono in letteratura alcuni approcci di calcolo che fanno riferimento a varie ipotesi attinenti all'interazione fra i pali ed il terreno al di sopra ed al di sotto della superficie di scorrimento; altro aspetto da sottolineare è che tutti i metodi disponibili considerano il palo (o i pali) disposto ortogonalmente alla direzione di avanzamento della coltre.

Schematizzando, si possono distinguere due diverse famiglie di metodi: la prima è quella in cui l'interazione tra il palo ed il terreno circostante viene studiata in condizioni "a rottura" (ITO e MATSUI, 1975; DE BEER e CARPENTIER, 1977; MUSSO, 1977; VIGGIANI, 1981), considerando quindi un comportamento all'interfaccia rigido-perfettamente plastico e trascurando la deformabilità del palo; una seconda famiglia è quella in cui invece il comportamento all'interfaccia viene analizzato con modelli più complessi, di tipo elastico non lineare, elasto-perfettamente plastico o elasto-plastico (BAGUELIN e FRANK, 1976; CHOW, 1996; POULOS, 1995). Queste trattazioni generalmente permettono di simulare in modo certamente più realistico l'evoluzione della pressione di interazione con l'avanzamento della coltre in frana.

E' importante sottolineare che il meccanismo di interazione palo-terreno-palo, specifico di questo problema, dovrebbe essere indagato a rigore considerando sia la natura fortemente tridimensionale del problema sia l'oramai noto comportamento plastico non lineare del terreno. Nella pratica risulta alquanto complesso tenere in conto questi aspetti e necessariamente tutti gli autori che hanno affrontato il problema hanno introdotto, come vedremo in seguito, delle semplificazioni.

Per quanto riguarda il terzo aspetto (tipologia, numero e posizione dei pali) non esistono indicazioni precise; in merito a ciò Poulos (1995) osserva che un intervento di stabilizzazione con pali risulta efficace se possiede le seguenti caratteristiche:

1. i pali devono essere di grande diametro e relativamente rigidi, in tal modo gli elementi strutturali riescono a fornire un significativo contributo resistenza senza il rischio di plasticizzarsi;
2. devono attestarsi nella formazione di base stabile per una lunghezza almeno pari allo spessore della coltre in frana, in questo modo si evita l'insorgere di una nuova superficie di scorrimento al di sotto dei pali;
3. la fila di pali deve essere preferibilmente posizionata al centro della superficie di scorrimento critica per impedire la formazione di superfici di scorrimento a monte o a valle della fila.

2. PRINCIPALI TRATTAZIONI TEORICHE

L'intervento di stabilizzazione può risultare mal dimensionato e la crisi del sistema palo-pendio può avvenire con una delle modalità riportate in figura 2 o con una loro combinazione:

1. il terreno al contorno dei pali si plasticizza e scorre tra essi permettendo all'ammasso instabile di scivolare lungo la preesistente superficie di scorrimento;
2. si formano delle cerniere plastiche nei pali e l'ammasso instabile scivola lungo una superficie di scorrimento assimilabile a quella preesistente;
3. i pali ruotano, rigidamente o con la formazione di cerniere plastiche, intorno ad un punto abbastanza profondo, modificando localmente la superficie di scorrimento preesistente;
4. si crea una nuova superficie di scorrimento a una profondità tale da non interessare i pali;
5. si crea una nuova superficie di scorrimento a valle o a monte dei pali che con essi non interferisce.

E' importante osservare che i meccanismi 1 e 2 non comportano una modifica della superficie di scorrimento preesistente a differenza dei meccanismi 3, 4 e 5. Ne consegue che una verifica nei riguardi delle prime due modalità di rottura può effettuarsi disaccoppiando il problema dell'interazione tra terreno e palo dal problema della stabilità globale del pendio. Ciò non è possibile nel meccanismo 3; mentre nei casi 4 e 5 si prescinde totalmente dall'interazione locale e la loro analisi si riconduce ad una semplice verifica di stabilità.

Le trattazioni teoriche che verranno richiamate in seguito prevedono sempre una analisi disaccoppiata e pertanto si riferiscono a meccanismi del tipo 1 e del tipo 2.

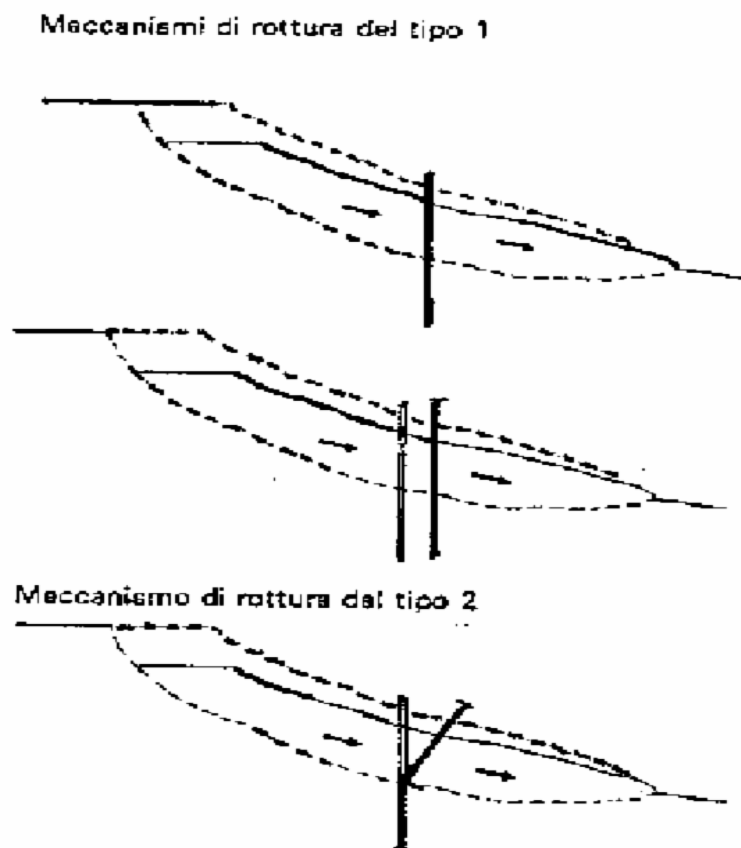
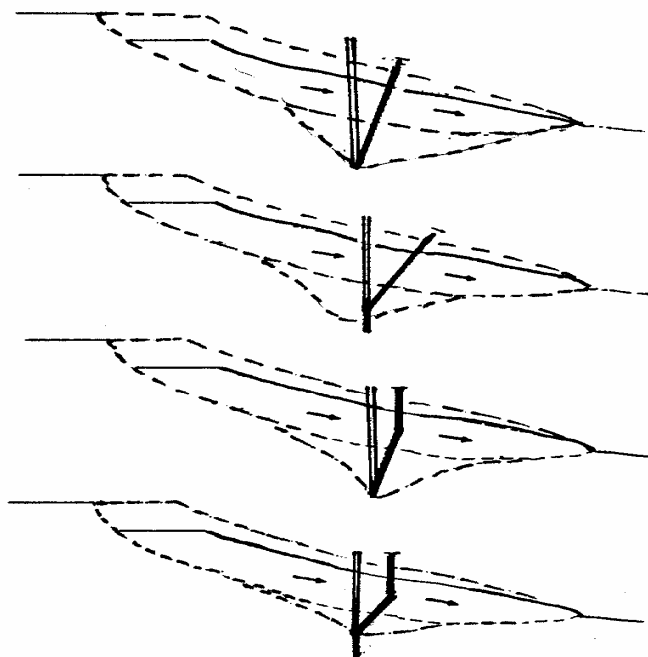


Figura 2a – Meccanismi di rottura

Meccanismi di rottura del tipo 3



Meccanismi di rottura del tipo 4



Meccanismi di rottura del tipo 5

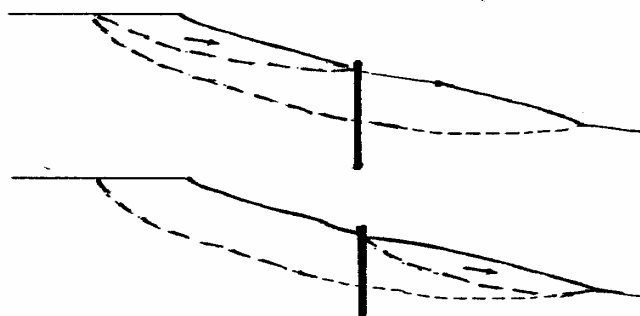


Figura 2b – Meccanismi di rottura

2.1 Metodi “a rottura”

Nell'ambito della categoria dei metodi a rottura si possono distinguere due gruppi. Il primo (Blun, 1936; Broms, 1964; Brinch Hansen, 1961; Viggiani 1981) considera il caso di palo isolato, e riconduce il problema reale (palo fisso, terreno in frana) a quello della rottura palo-terreno (scorrimento del palo all'interno di una massa di terreno ferma). Il secondo gruppo (Ito e Matsui, 1975; De Beer e Carpentier, 1977; Musso, 1977, Broms, 1983) studia il comportamento di una o più file di pali che attraversano una coltre in frana; a differenza dei metodi precedenti, questo gruppo di trattazioni fa dipendere la pressione ultima esercitata dalla coltre dall'interasse fra i pali, e quindi portano in conto in qualche modo l'effetto arco che nasce fra i pali. Tutte le trattazioni appartenenti a questa categoria considerano il palo (o i pali) infinitamente rigido.

Palo isolato

Nel caso di palo isolato, la prima analisi del comportamento del sistema palo-terreno in condizioni di rottura è dovuta a BLUM (1932) il quale ipotizzò, per un mezzo granulare incoerente, superfici di rottura secondo cunei di spinta passiva come mostrato in figura 3.

Nel caso in cui la profondità (z) è elevata rispetto alla dimensione trasversale (D), le superfici di scorrimento possono essere assimilate a cilindri con direttrici giacenti in piani normali all'asse del palo, e con generatrici parallele a detto asse (fig. 4).

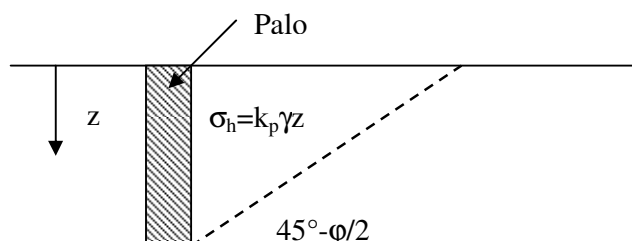


Figura 3– Superfici di rottura secondo Blum (palo singolo - $z \gg D$)

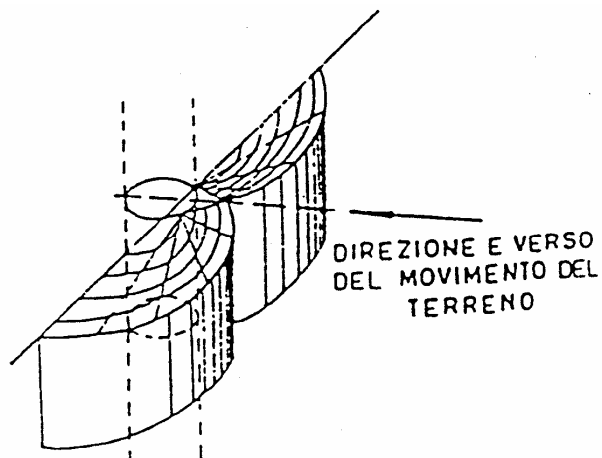


Figura 4 - Superfici di scorrimento cilindriche (palo singolo $z \gg D$)

BRINCH HANSEN (1961) fornisce un'espressione del carico limite di un terreno (dotato di coesione e di attrito) che permette di valutare la resistenza massima che un terreno oppone allo spostamento del palo:

$$p_{lim} = qK_q + cK_c \quad (1)$$

dove q rappresenta la tensione litostatica verticale, c la coesione e K_q e K_c sono coefficienti di carico limite funzione dell'angolo di attrito e della profondità. Questa relazione può essere usata anche per il calcolo della spinta che il terreno in movimento esercita su un palo indeformabile e infinitamente resistente.

Successivamente BROMS (1964) calcola la pressione limite di interazione facendo riferimento a fenomeni di rottura differenti in funzione della profondità del piano campagna (analogamente a quanto indicato da Blum). Per valori limitati del rapporto z/D , le superfici di rottura si sviluppano dalla sezione a profondità z sino a raggiungere il piano campagna (fenomeno tridimensionale).

Per valori rilevanti di z/D i fenomeni di rottura si sviluppano lungo superfici verticali parallele al palo (fenomeno di deformazione piana, con piano delle deformazioni ortogonale all'asse del palo).

Sulla base di tali ipotesi e dei risultati sperimentali, Broms suggerisce per i terreni incoerenti la seguente espressione (fig.5):

$$\sigma_h = 3K_p \cdot \sigma_v \quad (2)$$

dove σ_v è la tensione verticale effettiva e K_p il coefficiente di spinta passiva di Rankine.

Per i terreni coesivi saturi invece, la pressione limite si calcola con la seguente espressione:

$$\sigma_h = \alpha \cdot c_u \quad (3)$$

in cui c_u è la coesione non drenata del terreno ed α un coefficiente variabile con la profondità (fig.5).

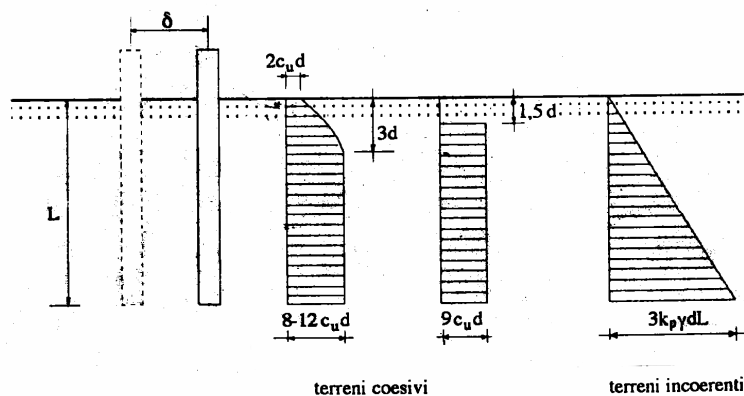


Figura 5 – Reazioni del terreno (Broms, 1964)

L'approccio suggerito da Viggiani (1981) permette di avere una stima della massima sollecitazione tagliente che un palo stabilizzante può trasmettere lungo la superficie di scorrimento. Viggiani fa riferimento al caso specifico di un sottosuolo formato da uno stato superiore di terreno che scorre al di sopra di una formazione di base stabile con uno spostamento costante con la profondità (sottosuolo costituito da soli due strati); per semplicità il piano campagna e la superficie di scorrimento sono considerati orizzontali. Un palo verticale rigido attraversa la coltre in movimento (spessore l_1) e si attesta nella formazione di base per una lunghezza $l_2 = \lambda \cdot l_1$. Entrambi i terreni sono costituiti da argille sature in condizioni non drenate i cui parametri di resistenza meccanica sono rappresentati dalla coesione non drenata (c_1 per la coltre in movimento e c_2 per la formazione di base). Viggiani ipotizza che lo spostamento relativo palo-terreno sia tale da mobilitare sul palo, lungo tutta la sua lunghezza, la pressione ultima p_y ; quest'ultima viene calcolata rifacendosi alla trattazione di Broms (1964) come:

$$p_y = K \cdot c \cdot d \quad (4)$$

dove d è il diametro del palo, c è la coesione non drenata del terreno e K un coefficiente di capacità portante del palo. Il valore di K nel tratto di palo immerso nella coltre (K_1) differisce da quello per il tratto immerso nella formazione (K_2); generalmente si considera che il primo è la metà del secondo.

In funzione della geometria del problema (lunghezza e diametro del palo, spessore della coltre), del momento di plasticizzazione del palo, della resistenza sia del terreno al di sopra della superficie di scorrimento sia della formazione di base, l'autore individua sei differenti meccanismi di rottura; tre per il caso in cui il palo è infinitamente rigido (fig. 6 a) e tre nel caso in cui si possano generare una o più cerniere plastiche (fig. 6 b).

Per ciascun meccanismo di rottura, scrivendo le opportune equazioni di equilibrio, è possibile ricavare la forza stabilizzante massima che il palo può esercitare lungo la superficie di scorrimento e il momento flettente massimo lungo il fusto del palo. L'autore fornisce inoltre un utile diagramma di flusso che permette di individuare il meccanismo di rottura che può manifestarsi (fig 6 c).

La trattazione di Viggiani fornisce risultati in ottimo accordo con alcune osservazioni sperimentali in vera grandezza (Esu e D'Elia, 1974; Ito e Matsui, 1975). La soluzione adimensionale fornita dall'autore per il calcolo della resistenza massima resta comunque valida a rigore per il caso di palo isolato e in presenza di terreni puramente coesivi con coesione non drenata costante con la profondità (nell'ambito dei due strati).

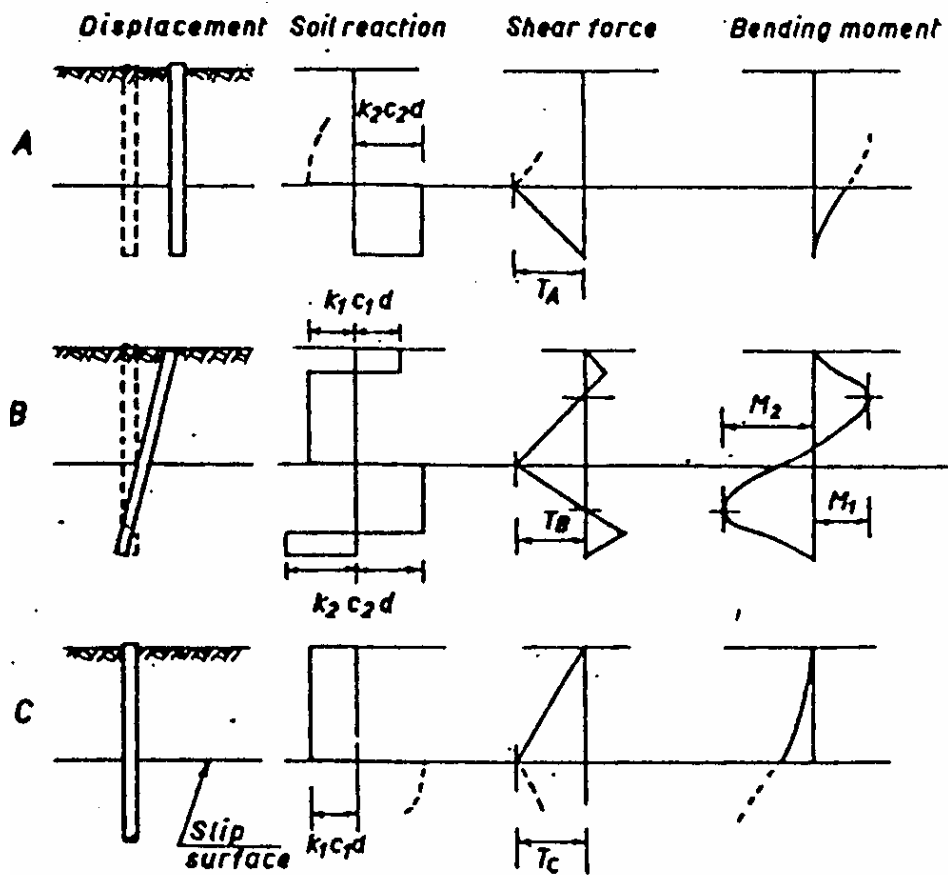


Fig. 2. Failure modes, rigid pile

Figura 6 a – Meccanismi di rottura nel caso di palo rigido (Viggiani, 1981)

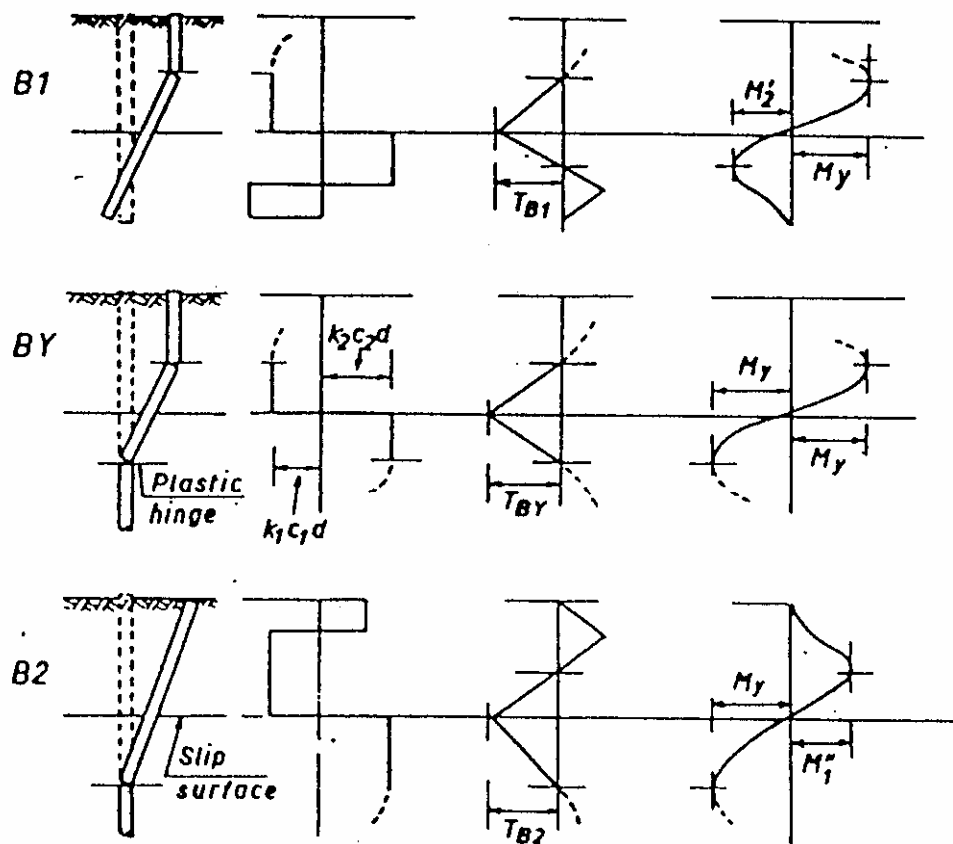


Fig. 4. Failure modes with plastic hinges

Figura 6 b – Meccanismi di rottura nel caso di palo deformabile (Viggiani, 1981)

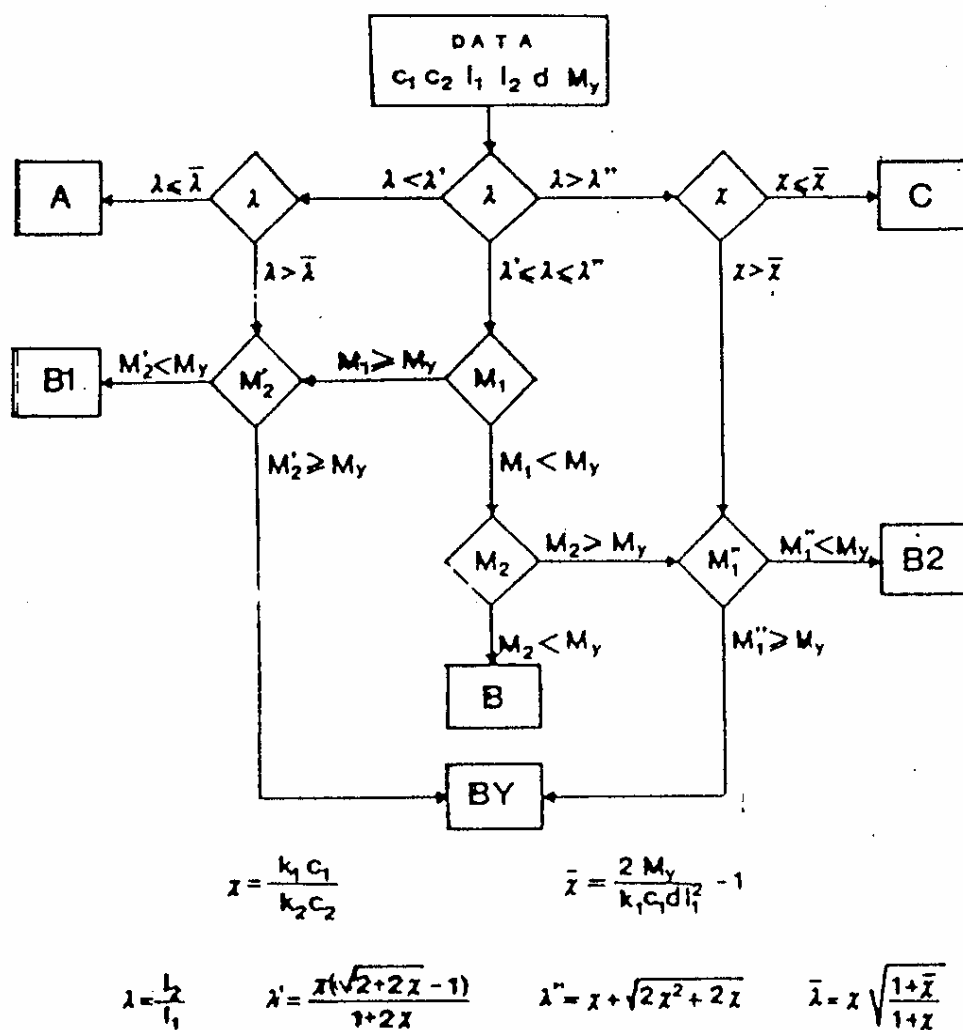


Figura 6 c -Diagramma di flusso (Viggiani, 1981)

Fila di pali

ITO e MATSUI (1975) determinano il valore della pressione ultima esercitata da una coltre su una fila di pali indeformabili e posti lungo una fila perpendicolare alla direzione del moto; in particolare gli autori pongono in relazione la pressione ultima con i parametri di resistenza del terreno, con il diametro dei pali e la distanza

reciproca fra essi. La formulazione a cui gli autori pervengono è una delle più note in questo tipo di problema.

Gli Autori ipotizzano due tipi di stato plastico intorno ai pali; il primo è uno stato plastico che soddisfa il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (*teoria della deformazione plastica*) mentre il secondo considera il terreno come un mezzo visco-plastico alla Bingham (*teoria del flusso plastico*).

Nella teoria della deformazione plastica si considera che il terreno tra i pali abbia un comportamento rigido-perfettamente plastico, segua il criterio di rottura di Mohr-Coulomb e si deformi plasticamente solo in prossimità dei pali lungo alcune superfici di rottura (fig. 7).

Le ipotesi che sono alla base di questa teoria sono:

1. rottura localizzata al volume AEBB'E'A';
2. stato tensionale noto lungo AA' e pari alla spinta attiva;
3. il terreno è in condizioni di deformazione piana nella direzione z;
4. i pali sono rigidi.

Se si considera un elemento di terreno appartenente al volume EBB'E' di dimensione dx, è possibile scrivere una equazione di equilibrio delle forze agenti su tale elemento in direzione x:

$$-Dd\sigma_x - \sigma_x dD + 2dx \left\{ \sigma_\alpha \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_\alpha \tan\varphi + c \right\} = 0 \quad (5)$$

Nell'ipotesi che la tensione σ_α normale alla superficie EB (E'B') possa essere considerata una tensione principale coniugata alla tensione principale σ_x e quindi attraverso la relazione di Rankine si può scrivere:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x N_p + 2c\sqrt{N_p} \quad (6)$$

dove $N_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

Sostituendo la eq.(5) nella (6) si ricava:

$$Dd\sigma_x = dD \times \left\{ (N_p^{1/2} \tan \varphi + N_p - 1) \sigma_x + c(2 \tan \varphi + 2N_p^{1/2} + N_p^{-1/2}) \right\} \quad (7)$$

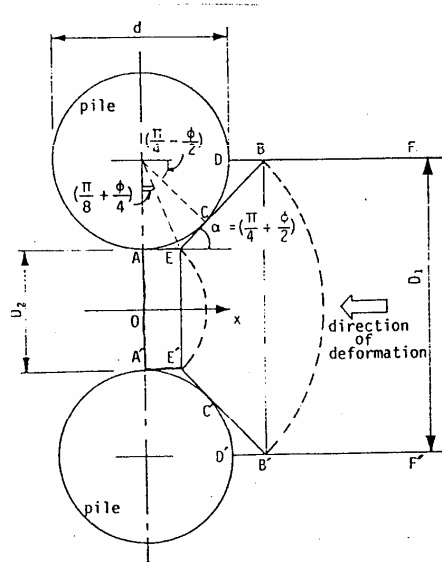


Fig. 2. State of plastic deformation in the ground just around piles

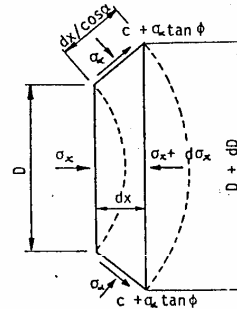


Fig. 3. Small element of plastically deforming ground (EBB'E')

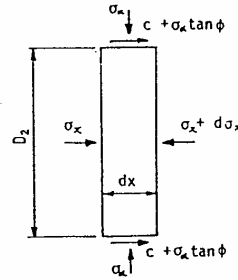


Fig. 4. Small element of plastically deforming ground (AEE'A')

Figura 7 – Schema di Ito e Matsui – teoria della deformazione plastica

L'equazione 7 è una equazione differenziale a variabili separate che può essere facilmente integrata:

$$\sigma_x = \frac{(C_1 D)^{(N_p^{1/2} \tan \varphi + N_p - 1)} - c(2 \tan \varphi + 2N_p^{1/2} + N_p^{-1/2})}{N_p^{1/2} \tan \varphi + N_p - 1} \quad (8)$$

dove C_1 è una costante di integrazione.

Analogamente si può scrivere una equazione di equilibrio delle forze agenti nella direzione x sull'elemento AEE'A' e si ricava:

$$\sigma_x = \frac{C_2 \exp\left(\frac{2N_p \tan \varphi}{D_2} x\right) - c(2N_p^{1/2} \tan \varphi + 1)}{N_p \tan \varphi} \quad (9)$$

dove C_2 è una costante di integrazione.

Nella eq. (9) imponendo che sul piano AA' (σ_x (x=0)) agisce la spinta attiva, si ricava facilmente la costante C_2 ; nota la costante di integrazione si può ricavare attraverso l'eq. (5) la tensione normale agente sul piano EE'. Analogamente la pressione agente sul piano BB' può essere ricavata dall'eq. (9) dopo aver ricavato preventivamente la costante C_1 . Quest'ultima viene ottenuta imponendo la condizione al contorno in termini di σ_x sul piano EE'.

La spinta agente sui pali in direzione x per unità di spessore di terreno si può dunque ottenere come differenza tra la pressione agente sul piano BB' e su AA'. Per ottenere la spinta complessiva è necessario integrare su tutto lo spessore della coltre in frana.

La formulazione a cui pervengono gli autori, in termini di carico per unità di lunghezza di pali, è alquanto articolata; nel caso di terreni incoerenti il risultato si semplifica in:

$$p(z) = \frac{\gamma z}{N_p} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) \left(N_p^{1/2} \tan \varphi + N_p - 1 \right) \cdot \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_p \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (10)$$

Nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate, per i quali si trascura la componente attrittiva della resistenza, si ottiene:

$$p(z) = c \left\{ D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z (D_1 - D_2) \quad (11)$$

In conclusione, integrando la (10) e la (11) sullo spessore della coltre, si perviene alla espressione del carico *ultimo* che il terreno esercita sulla fila di pali; tale carico dipende dallo spessore della coltre in movimento, dal peso dell'unità di volume (γ),

dai parametri di resistenza (c e ϕ) del terreno, dall'interasse fra i pali (D_1) e dal diametro di quest'ultimi (D_2). Dalle equazioni (10) e (11) si osserva che il carico alla generica profondità z aumenta all'aumentare sia del peso dell'unità di volume del terreno sia dello spessore della coltre. Nella figura 8 sono riportati alcuni dei risultati ricavati dalla trattazione teorica della deformazione plastica (Ito e Matsui, 1975); in particolare gli autori hanno indagato l'influenza dei parametri di resistenza del terreno, del diametro dei pali e dell'interasse sulla spinta ultima esercitata dal terreno.

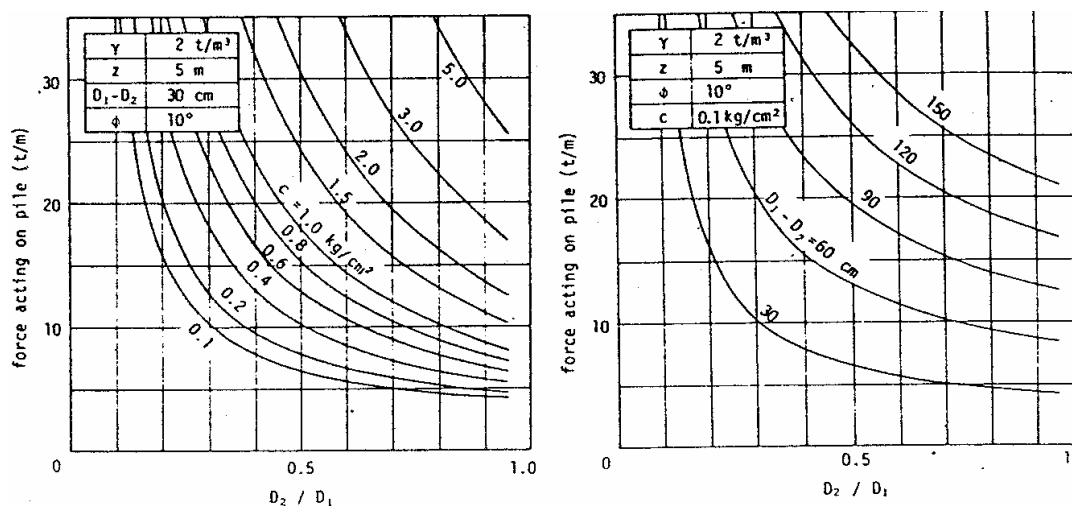


Figura 8 – Alcuni risultati della trattazione di Ito e Matsui (1975)

Nella teoria del flusso plastico si ricava una nuova espressione teorica della spinta (schema in figura 9); in genere questa trattazione è di complessa utilizzazione ai fini applicativi, in quanto è richiesto l'impiego di parametri di calcolo di valutazione assai complessa, quali la viscosità del terreno e la loro resistenza a lungo termine. Questo tipo di approccio è stato ripreso anche da MUSSO (1984) che perviene ad una formulazione ancora più generale per rimuovere alcuni limiti della trattazione originaria.

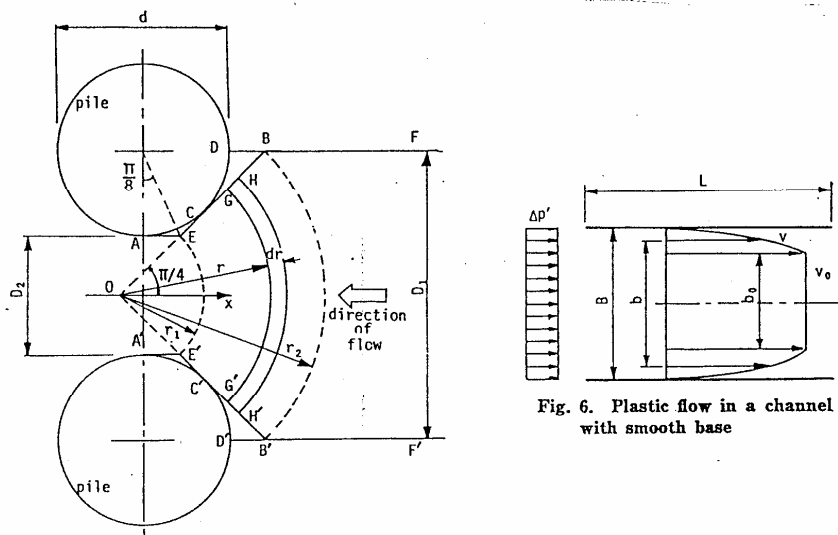


Figura 9 – Teoria del flusso plastico. Ito e Matsui (1975)

L'ipotesi più forte formulata nel metodo della deformazione plastica è certamente quella di considerare i piani AB e A'B' come piani principali perchè proprio su questi due piani agiscono certamente le tensioni di taglio maggiori.

Questa ipotesi è stata infatti superata dalla trattazione successiva di DE BEER e CARPENTIER (1977) che propongono due nuove espressioni teoriche (*teoria modificata della deformazione plastica* e *teoria modificata del flusso plastico*) per il calcolo della spinta sui pali. Gli Autori formulano, pur basandosi sulla stessa ipotesi di deformabilità plastica del terreno intorno ai pali, delle nuove espressioni tenendo conto dell'effettivo stato tensionale agente sui piani di rottura.

Nella figura 10 si riporta il confronto dei due approcci per il caso della teoria della deformazione plastica; entrambe le formulazioni forniscono un valore infinito della spinta all'annullarsi dell'interasse. Tale risultato non corrisponde alla situazione reale perchè la forza non può essere superiore a quella necessaria a garantire l'equilibrio della massa di terreno situata al di sopra della fila di pali. Di conseguenza i valori della spinta, determinati con la teoria della deformazione plastica, superiori a quelli

necessari all'equilibrio non possono essere presi in considerazione. Dall'altro lato quando $D_2 \rightarrow \infty$ siamo nel caso di palo singolo e la forza sembra diventare indipendente da ϕ . Anche il tal caso il risultato analitico si discosta molto dalla realtà. I valori delle spinte ottenuti con le trattazioni di Ito e Matsui comunque sono sempre maggiori di quelle ottenuti da De Beer e Carpentier. Secondo questi ultimi l'affidabilità della teoria della deformazione plastica è elevata se $D_2=3\div 5d$ (con d diametro dei pali).

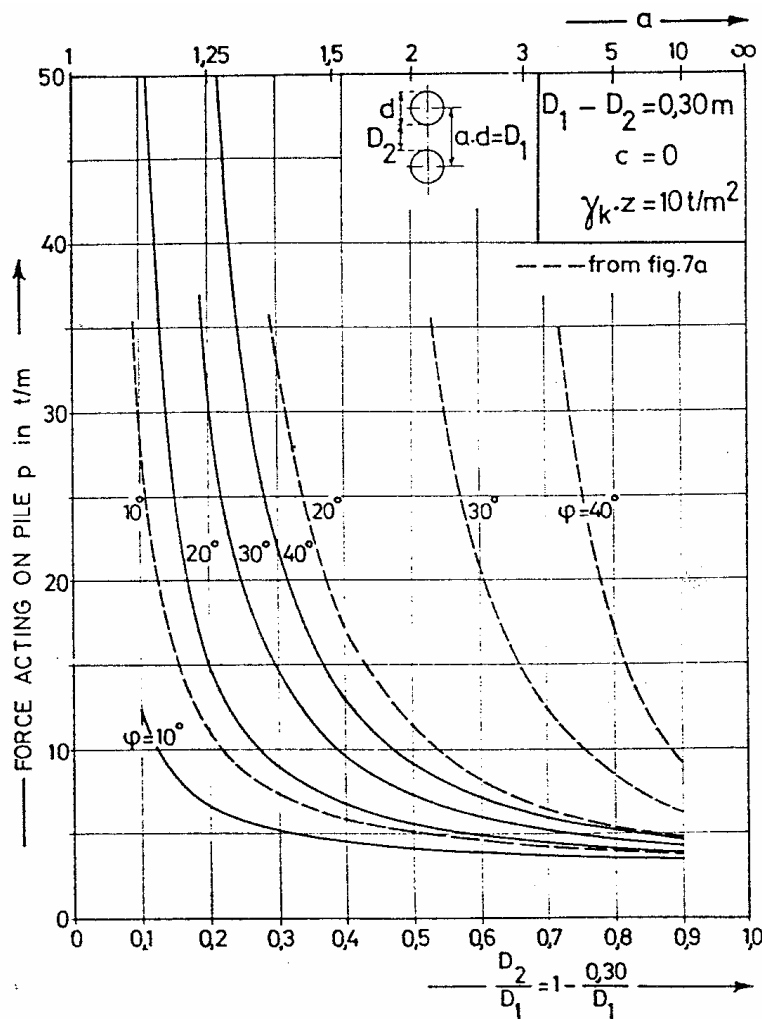


Figura 10 – Teoria della deformazione plastica: confronti tra le teorie di Ito e Matsui (1975 – linea tratteggiata) e De Beer e Carpentier (1977 – linea continua)

Ito e Matsui hanno messo a confronto la pressione dedotta dalla loro trattazione (*teoria della deformazione plastica*) con i dati sperimentali ricavati in alcuni siti strumentati; in particolare sono stati presi come riferimenti tre aree in frana presenti in Giappone (Niigata) che erano state stabilizzate con più file di pali in calcestruzzo armato. Alcuni pali delle file erano stati strumentati con strain gauges in modo da ricavare la pressione esercitata dalla coltre in frana a partire dalla misura della deformazione nei pali. Il confronto tra dati sperimentali e risultati teorici ha messo in luce un aspetto importante: la trattazione di Ito e Matsui è stata formulata nel caso di pali rigidi e nell'ipotesi che il terreno raggiunga uno stato plastico di rottura solo in una zona attorno i pali, nel caso in cui la deformazione dei pali sia molto rilevante e la rottura strutturale del palo avvenga prima della rottura del terreno, l'espressione fornita dalla trattazione di Ito e Matsui sovrastima notevolmente i dati sperimentali.

La teoria di BROMS (1983) si basa su ipotesi molto semplici (figg. 11 a, b); i pali sono considerati quadrati e la pressione sul lato anteriore della fila di pali viene calcolata facendo riferimento alla teoria del carico limite di fondazioni superficiali di forma nastriforme. Sul lato posteriore dei pali viene ipotizzato uno stato tensionale pari a quello a riposo.

La formulazione a cui perviene nel caso di pali immersi in un terreno coesivo è la seguente:

$$p_u = L d c_u [5.14 + 2\alpha D_1 / D_2] \quad (12)$$

dove L e d sono rispettivamente lunghezza e diametro dei pali, c_u è la resistenza a taglio non drenata, D_1 è l'interasse fra i pali e D_2 è la distanza libera fra i pali. Si assume inoltre che lo sforzo di taglio agente sul lato interno del palo sia pari ad αc_u con α variabile tra 0.5 ed 1.

Nel caso di una fila di pali immersa in un terreno incoerente la (12) si modifica in:

$$p_u' = N_q p'_{h1} \exp(2dK_p \tan \phi_a / D_2) = N_q \cdot p'_{h2} \quad (13)$$

in cui p'_{h1} rappresenta la pressione agente sul lato di valle del gruppo di pali e viene supposta uguale alla spinta orizzontale a riposo. La relazione fra p'_{h1} e p'_{h2} si ricava da semplici condizioni di equilibrio (figg. 11).

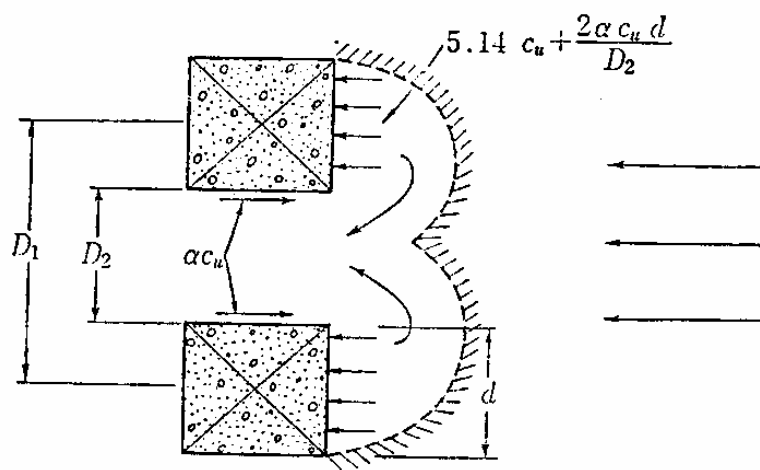


Figura 11a– Fila di pali immersa in un terreno coesivo (BROMS, 1983)

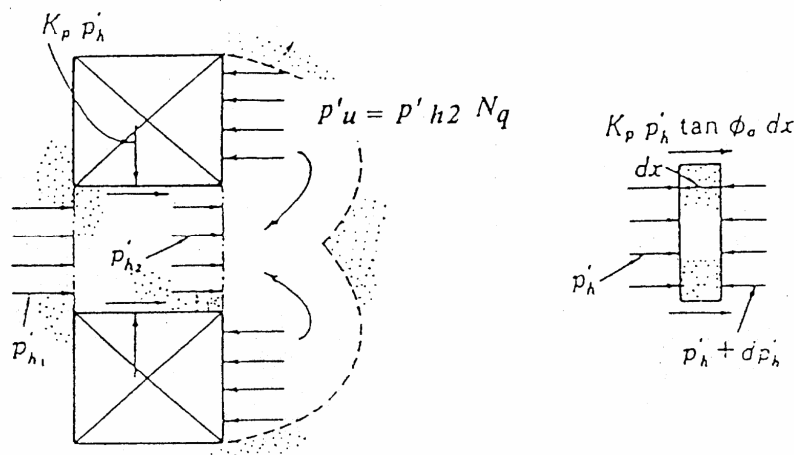


Figura 11 b– Fila di pali immersa in un terreno incoerente (BROMS, 1983)

In figura 12 sono riportati alcuni risultati delle teorie prima descritte (Broms, Ito e Matsui e De Beer) per un caso di terreno incoerente; con il termine P si intende il valore del carico sul palo per unità di lunghezza, D il diametro e i l'interasse. Come si vede le teorie pervengono a risultati molto differenti tra loro.

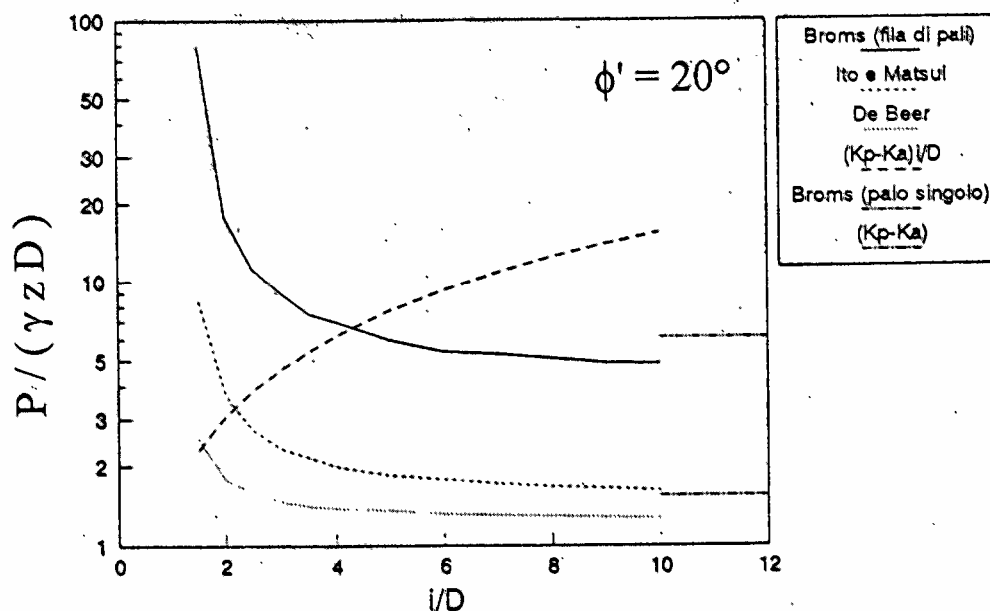


Figura 12 – Esempio di confronto tra le teorie di Ito e Matsui, De Beer e Broms

2.2 Metodi “elasto-plastici”

I metodi a rottura, pur introducendo ipotesi semplificative, permettono di valutare la pressione ultima esercitata da una coltre in movimento su una fila di pali. Per quanto precedentemente detto, non possono fornire alcuna indicazione sul reale meccanismo di interazione palo-terreno, e quindi su come la pressione agente sulla fila evolva (fino ad un valore ultimo) in funzione dello spostamento relativo palo-terreno.

Per questi motivi, dopo gli anni '80 si è cominciato a privilegiare i metodi che effettivamente portano in conto sia la deformabilità dei pali sia la natura elasto-plastica del terreno. Questi metodi permettono di schematizzare l'effettiva

evoluzione delle sollecitazioni agenti sui pali in funzione dell'avanzamento della coltre in frana.

Le trattazioni elasto-plastiche, come quelle a rottura, considerano nel calcolo della pressione agente sul palo il piano campagna orizzontale e il palo verticale. Nel caso in cui venga meno una di queste due condizioni, il fenomeno di interazione palo-terreno diventa più complesso e non viene trattato in letteratura.

I metodi elasto-plastici possono essere divisi in due grandi categorie: quelli che schematizzano il terreno come un continuo e fanno riferimento alla teoria dell'elasticità lineare e isotropa attraverso l'utilizzazione dell'equazione di Mindlin o degli elementi finiti (Poulos e Davis, 1980); ed i metodi "a molle" basati sulla nozione del modulo di reazione (Baguelin e Frank, 1976), che considerano il terreno come una serie di molle indipendenti di rigidezza costante (modello di Winkler) o variabile con la profondità (attraverso le curve di reazione p-y).

POULOS (1973, 1995, 1997, 1999) per studiare l'interazione palo-terreno utilizza un metodo semplificato bidimensionale agli elementi di contorno. In questo approccio il palo viene schematizzato come una semplice trave elastica e il terreno come un *continuo elastico-perfettamente plastico* (fig. 13). Le tensioni che si sviluppano al contatto palo terreno sono supposte agenti in direzione normale al palo; si trascurano quindi le tensioni tangenziali.

Lo spostamento di ciascun punto all'interfaccia (ρ) se considerato appartenente al palo viene messo in relazione con la rigidezza del palo stesso ($E_p I_p$) e con le pressioni di interazione orizzontali palo-terreno (p) attraverso una equazione ottenuta attraverso l'equazione della linea elastica discretizzata alle differenze finite :

$$[D]\{\rho\} = \frac{-dL^4}{E_p I_p} \{p\} \quad (14)$$

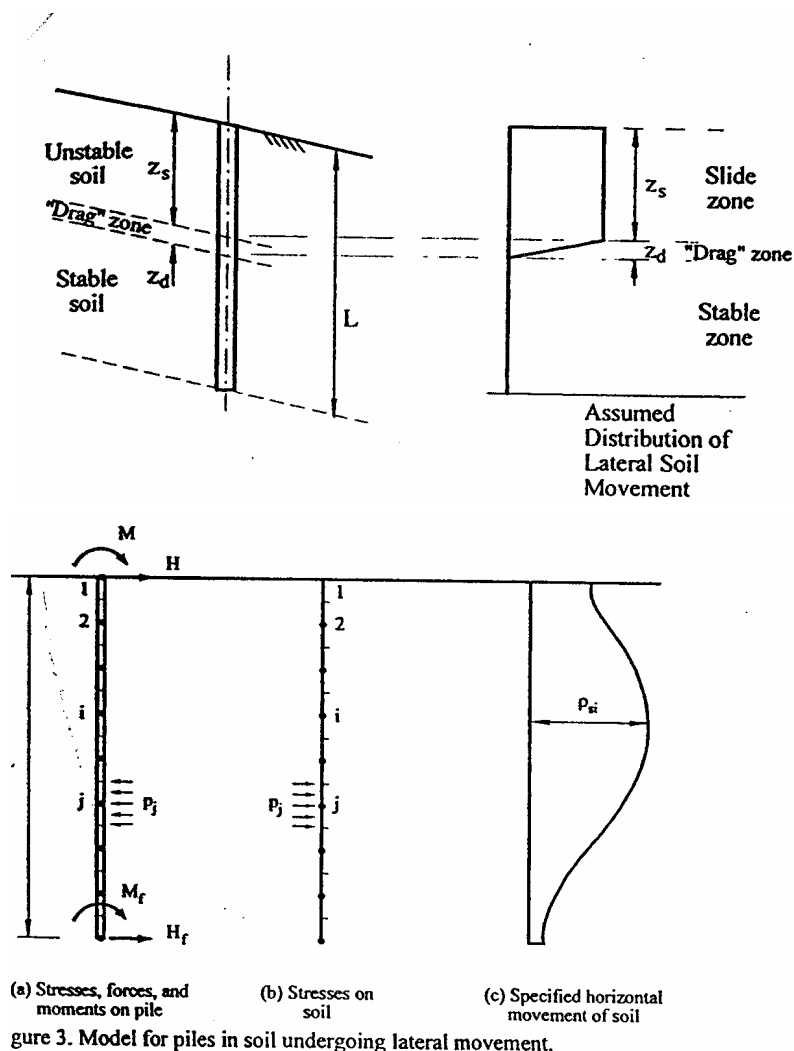


Figura 13 – Modello di analisi (Poulos, 1973)

A sua volta lo spostamento dello stesso punto considerato appartenente al terreno viene correlato con alla rigidezza del terreno (E_s), alle pressioni di interazione orizzontali palo-terreno (p) e allo spostamento del terreno in assenza del palo (p_s) attraverso una equazione del tipo:

$$\{\rho\} = \frac{d}{E_{sr}} \left\{ \frac{E_{sr}}{E_s} \right\} [I][p] + \{\rho_s\} \quad (15)$$

L'analisi della risposta del palo in questo metodo necessita della conoscenza della distribuzione con la profondità dei moduli di rigidezza del terreno (valutato con le correlazioni ottenute dalle prove in sito), del valore limite della pressione di interazione palo-terreno e di una distribuzione dello spostamento del terreno in assenza del palo (free-field horizontal soil movements – Poulos; 1973).

Il sistema di equazioni che si ottengono imponendo la congruenza degli spostamenti all'interfaccia palo-terreno di ogni elemento, l'equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione e le condizioni al contorno in testa e alla base del palo conducono alla soluzione in termini di spostamento relativo palo-terreno (dal quale si calcola le pressioni di interazione). L'introduzione di un valore limite della pressione di interazione permette di definire per il terreno un modello elasto-plastico. Questa analisi è stata implementata con un codice di calcolo in FORTRAN 77 (ERCAP) molto simile al programma PALLAS sviluppato poi da Hull (1991).

L'autore individua quattro differenti meccanismi di rottura:

1. *flow mode*, quando la superficie di scorrimento è molto superficiale e il terreno della coltre arriva a rottura e refluisce attorno ai pali;
2. *short-pile mode*, quando la superficie di scorrimento è molto profonda rispetto la lunghezza del palo; in tal caso la coltre trasporta il palo ed il terreno della formazione di base arriva a rottura;
3. *intermediate mode*, quando la resistenza ultima del terreno viene raggiunta sia al di sopra che al di sotto della superficie di scorrimento;
4. *long-pile mode*; quando si ha la rottura del palo per il raggiungimento del momento di plasticizzazione e si ha la formazione di una o più cerniere

plastiche; questo meccanismo di rottura può essere associato ad uno dei tre meccanismi precedenti.

L'Autore ha potuto inoltre osservare, per i diversi meccanismi di rottura, la risposta dei pali all'avanzamento della coltre in movimento, e le principali osservazione che ne sono conseguite sono che:

- la risposta dei pali è essenzialmente lineare per spostamenti del terreno di entità fino a circa il 5% del diametro dei pali;
- la profondità a cui si attinge il valore massimo del momento flettente varia a secondo del tipo di meccanismo di rottura (al di sotto della superficie di scorrimento per il *flow mode*, ben al di sopra per il meccanismo *short pile mode* e sia al di sopra sia al di sotto per il meccanismo intermedio);
- nei pali si attinge la massima sollecitazione tagliante per spostamenti del terreno pari almeno al 20% del diametro dei pali, per il meccanismo di *flow e short pile*;
- nel meccanismo intermedio, il valore massimo del taglio nei pali si attinge per spostamenti del terreno pari almeno al 60% del diametro dei pali (fig 14).

Il meccanismo definito dall'autore *intermediate* è quello che sviluppa le sollecitazioni taglianti e flettenti massime nei pali; di conseguenza un intervento di stabilizzazione con una o più file di pali risulta molto più efficace se realizzato in modo da far avvenire questo meccanismo.

Il modello di analisi proposto da Poulos originariamente non teneva in conto l'effetto gruppo che nasceva tra i pali della fila; in una fase successiva questo aspetto è stato superato introducendo nel programma numerico un valore differente della pressione limite del terreno per ciascun palo della fila. Poulos introduce questa modifica a valle dei risultati sperimentali ottenuti su modelli in piccola scala da Chen (1994).

Chen ha infatti dimostrato che la pressione massima esercitata dal terreno è naturalmente influenzata dall'orientazione dei pali del gruppo (fila parallela o ortogonale alla direzione del movimento della coltre) e all'interasse fra i pali (fig 15).

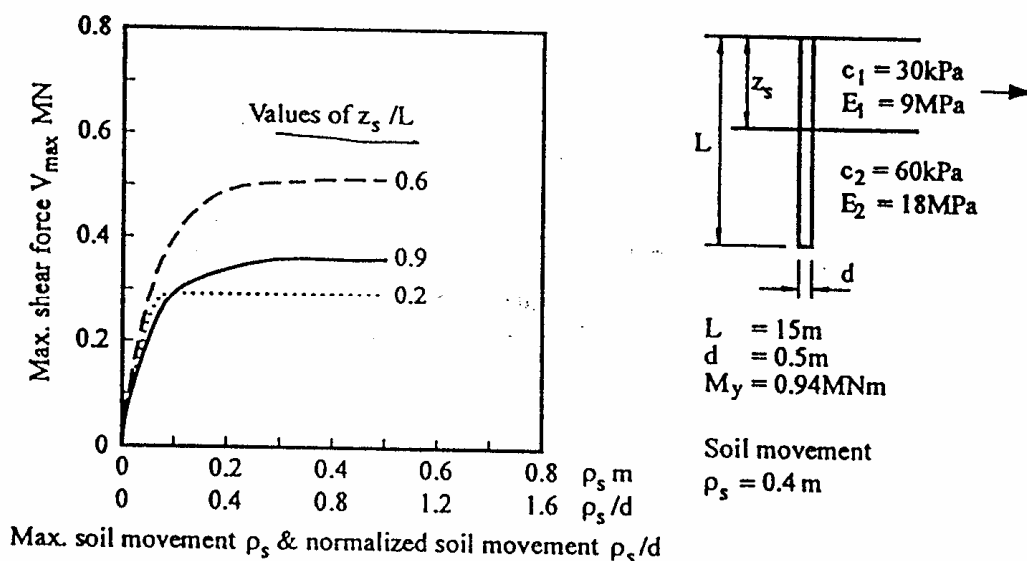


Figura 14 – Effetto dello spostamento del terreno sul massimo sforzo tagliante sviluppato nel palo

Chen definisce in particolare un coefficiente adimensionale f_p per tenere conto dell'effetto gruppo ($f_p = p_g/p_i$ come rapporto tra la pressione ultima per un palo in un gruppo e la pressione ultima nel caso di palo isolato). Un valore di f_p diverso dall'unità indica l'esistenza di un effetto di gruppo; i risultati sperimentali indicano che per un interasse di circa 8 volte il diametro tale effetto diventa trascurabile ed i pali del gruppo si comportano come pali isolati. Chen (1997) suggerisce quindi di utilizzare il modello di analisi bidimensionale agli elementi di contorno introdotto da Poulos per valutare la risposta dei pali, introducendo, nel caso di una fila di pali, dei differenti valori della pressione ultima del terreno per tener conto della reale interazione palo-terreno-palo.

TABLE 1. f_p for Piles in One Infinitely Long Row

S_h/d (1)	3 (2)	4 (3)	≥ 8 (4)
f_p	1.2	1.1	1.0

TABLE 2. f_p for Piles in Two Infinitely Long Rows

Case (1)	S_h/d (2)	S_v/d (3)	f_p	
			Row 1 (4)	Row 2 (5)
I-1	3	3	1.1	0.9
I-2	3	6	1.4	1.2
I-3	6	3	0.9	0.7
Z-1	3	3	1.2	1.1
Z-2	3	6	1.4	1.2
Z-3	6	3	1.1	1.0

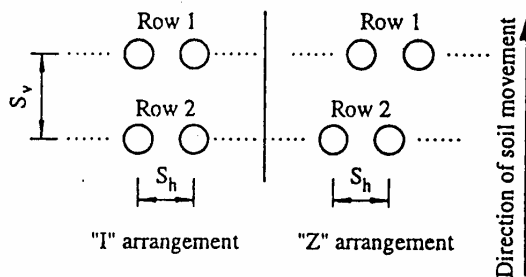


FIG. 2. Piles in Two Infinitely Long Rows

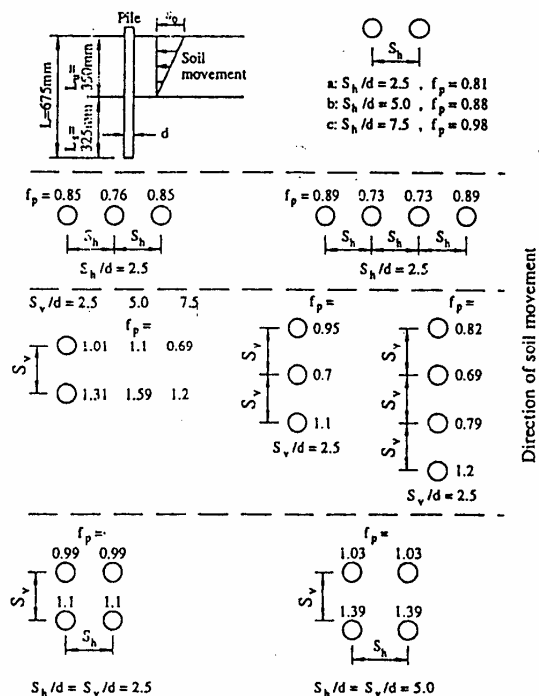


Figura 15 – Influenza del gruppo sul calcolo della pressione ultima (Chen, 1994)

BAGUELIN e FRANK (1976) introducono un metodo numerico per l'analisi di pali di fondazione caricati da sollecitazioni orizzontali, successivamente (1985) implementato con un codice di calcolo (PILATE LCPC). Il metodo si basa sulla schematizzazione del modulo di reazione orizzontale del terreno (K) e sulla curva di reazione P- Δy (P è il carico ripartito sul palo tenendo conto sia delle azioni del terreno di monte che delle reazioni del terreno di valle e Δy è lo spostamento relativo palo-terreno – fig. 16a). Il modulo di reazione orizzontale è ottenuto direttamente dalla curva di reazione come modulo secante (fig. 16b) ed è funzione della profondità z e dello spostamento relativo palo-terreno.

Partendo dalla classica equazione della linea elastica, immaginando che il palo possa essere considerato come una trave sottoposta ad un carico distribuito P (pari a pB con p pressione di interazione palo terreno e B diametro del palo) si perviene all'equazione (18):

$$EIy^{(IV)} + P=0 \quad (16)$$

$$P=pB=k\Delta y \quad (17)$$

$$EIy^{(IV)} + k(z, \Delta y) * (y_p - g(z))=0 \quad (18)$$

dove y_p è lo spostamento del palo e $g(z)$ lo spostamento libero del terreno (in assenza del palo). Come si evince dall'equazione (18) il metodo considera un modulo di reazione k con andamento qualsiasi (costante o variabile con la profondità) e una curva di reazione P- Δy non lineare.

Il programma numerico messo a punto dagli autori (PILATE) cerca la soluzione dell'equazione differenziale (18) mediante una discretizzazione fisica in strati (in ciascun concio si assume una unica curva di reazione) ed un processo iterativo di convergenza.

La risoluzione dell'equazione 18 necessita la conoscenza:

- della funzione $g(z)$;
- della funzione $k(z, \Delta y)$, e quindi della curva di reazione $P-\Delta y$ a tutte le profondità;
- delle condizioni ai limiti in testa e alla punta del palo.

Per la valutazione dello spostamento libero del terreno $g(z)$, gli autori forniscono un metodo empirico che si basa su numerose misure sperimentali effettuate nel terreno a valle di rilevati in molti siti sperimentali realizzati in Francia tra gli anni 70 e 80. Per quanto riguarda la scelta del modulo di reazione da introdurre per ciascun strato, vengono fornite indicazioni per ricavare il modulo K dalle prove pressiometriche (Ménard o autoproforanti) effettuate a varie profondità direttamente in sito.

Nel caso di un gruppo di pali disposti con un certo interasse, gli autori non forniscono alcuna indicazione utile; in particolare si suggerisce, in via cautelativa, di ridurre il valore del modulo di reazione del terreno di circa il 75% (per interassi di circa 3 volte D) e di utilizzare la stessa curva $g(z)$ per tutti i pali del gruppo.

Liang and Zeng (2002) hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con il codice agli elementi finiti PLAXIS, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (fig. 17). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali

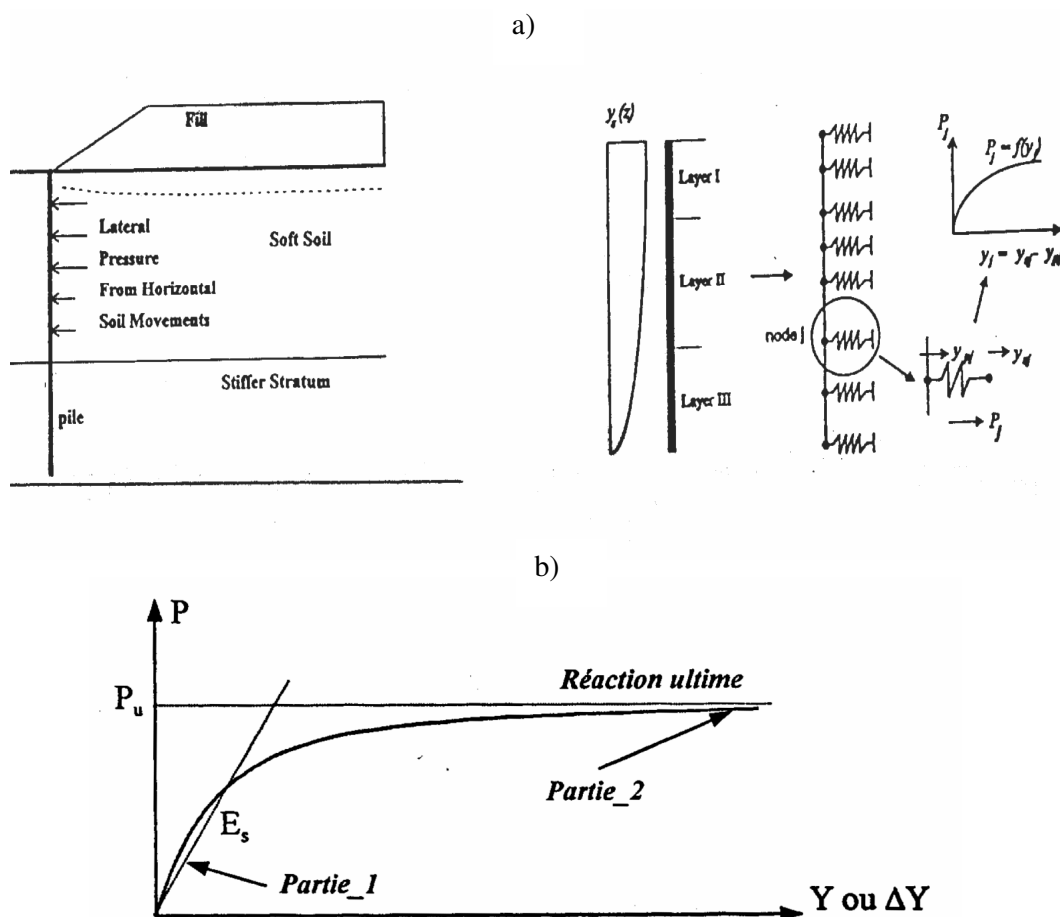


Figura 16 – a)Trattazione di Baguelin et al (1976).; b)curva di reazione $p-\Delta Y$

Il modello è stato preventivamente tarato su i risultati sperimentali ottenuti da Bosscher et al. (1986) e da Adachi (1989) ed è stato poi utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (i/D) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco.

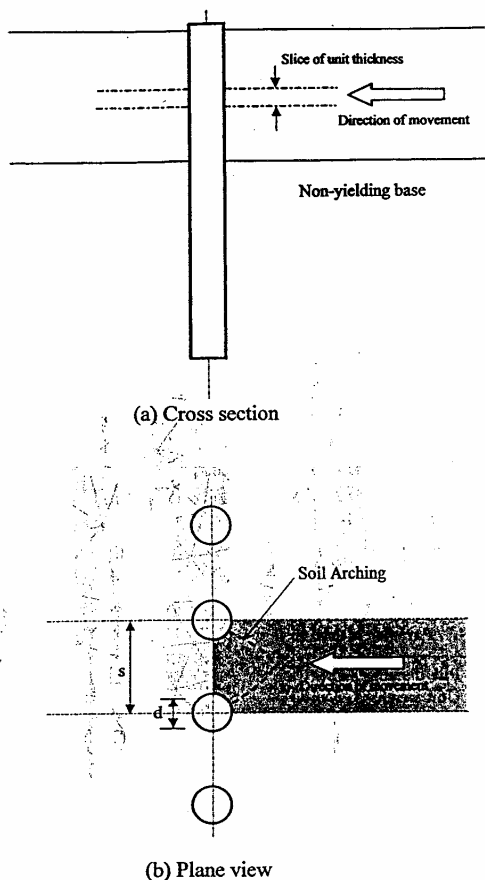


Fig. 1. Drilled shafts in a row for stabilizing a deforming ground

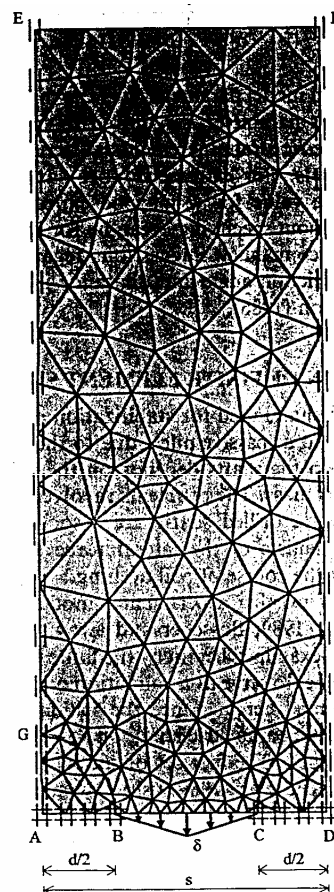


Fig. 2. FEM modeling

Figura 17– Mesh utilizzata (Liang e Zeng, 2002)

I risultati numerici, per terreni incoerenti, indicano che per rapporti di $s/D=2$ circa il 70% della spinta che il terreno avrebbe esercitato sul terreno disposto fra i pali, viene trasferita direttamente per effetto arco sui pali. Per interassi circa 5 volte il diametro, meno del 20% viene trasferito ai pali. L'effetto arco si annulla completamente per interassi circa 8 volte il diametro dei pali; in tal caso ciascun palo si comporta come se fosse isolato.

Naturalmente anche le proprietà meccaniche dei terreni hanno una notevole influenza sulla formazione dell'effetto arco tra i pali; in particolare nel caso di terreni con bassa coesione, numericamente si è osservato che a lievi incrementi dell'angolo di

attrito seguono significativi incrementi della percentuale di carico trasmessa ai pali della fila (fig. 18).

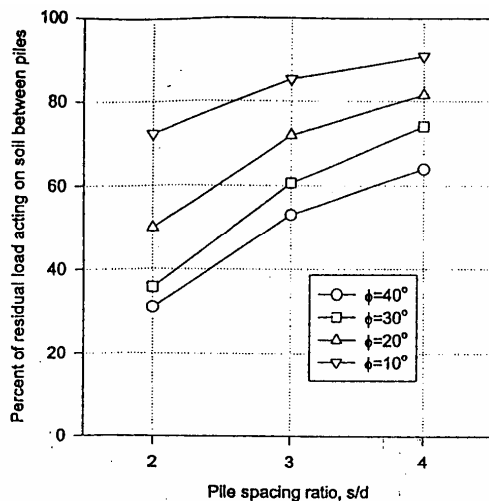


Fig. 13. Effect of variation in internal friction angle: cohesionless soil ($d = 91.44$ cm)

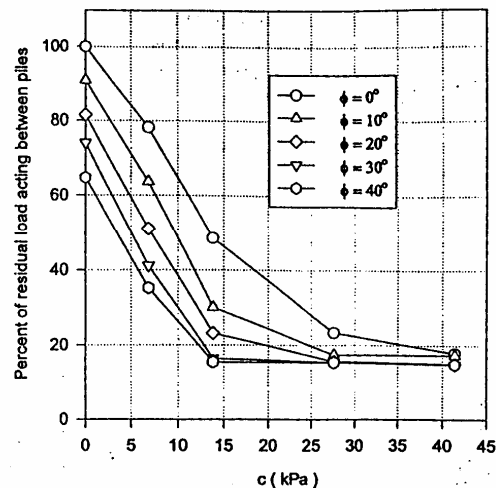


Fig. 15. Effect of variation in cohesion: $s = 4d$ with $d = 91.44$ cm

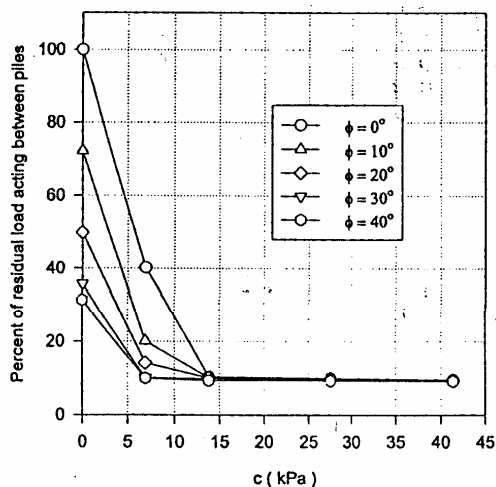


Fig. 14. Effect of variation in cohesion: $s = 2d$ with $d = 91.44$ cm

Figura 18 – Influenza dell'interasse e dei parametri di resistenza
(Liang e Zeng, 2002)

2.3 Verifica globale dell'equilibrio di un pendio stabilizzato con una o più file di pali

L'analisi della stabilità di un pendio in presenza di una o più file di pali viene condotta generalmente, come detto in precedenza, attraverso i metodi classici dell'equilibrio limite una volta noto l'incremento di resistenza fornito dalla fila lungo la superficie di scorrimento. Per effettuare quindi una verifica di stabilità di un pendio stabilizzato con file di pali è necessario effettuare preliminarmente l'analisi dell'interazione palo-terreno con uno degli approcci descritti nei paragrafi precedenti.

Una valutazione errata della pressione di interazione palo-terreno $p(z)$ ha conseguenze opposte a secondo se si effettua la verifica strutturale dei pali o la verifica della stabilità del pendio; nel caso in cui si sovrastima $p(z)$ si opera infatti a vantaggio di sicurezza nella verifica strutturale del palo e viceversa a svantaggio di sicurezza nella verifica globale del versante in quanto si sovrastima il contributo resistente offerto dalla fila lungo la superficie di scorrimento.

ITO e MATSUI (1981) propongono una metodologia di analisi per verificare contemporaneamente la stabilità del palo e quella del versante (fig. 19). Gli Autori considerano noti i carichi ultimi agenti sui pali al di sopra della superficie di scorrimento (ITO E MATSUI, 1975) mentre al di sotto di essa schematizzano i pali come travi su suolo elastico e suppongono che i carichi agenti siano proporzionali alla curvatura del palo. Gli autori valutano la pressione ultima esercitata dal terreno in movimento sulla fila come funzione dell'interasse tra i pali, del diametro e delle proprietà del terreno (secondo la formulazione da loro proposta). Solo una aliquota di tale forza è considerata la controeazione esplicata dalla fila lungo la superficie di scorrimento.

$$E_p I_p \frac{d^4 y_1}{dZ^4} = p(Z) \quad \text{per } -H \leq Z \leq 0 \quad (19)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y_2}{dZ^4} = -E_s y_2 \quad \text{per } Z \geq 0 \quad (20)$$

dove $Z=(z-H)$, H è lo spessore della coltre, y_1 e y_2 sono rispettivamente lo spostamento del palo al disopra ed al di sotto della superficie di scorrimento e E_s il modulo di elasticità del terreno.

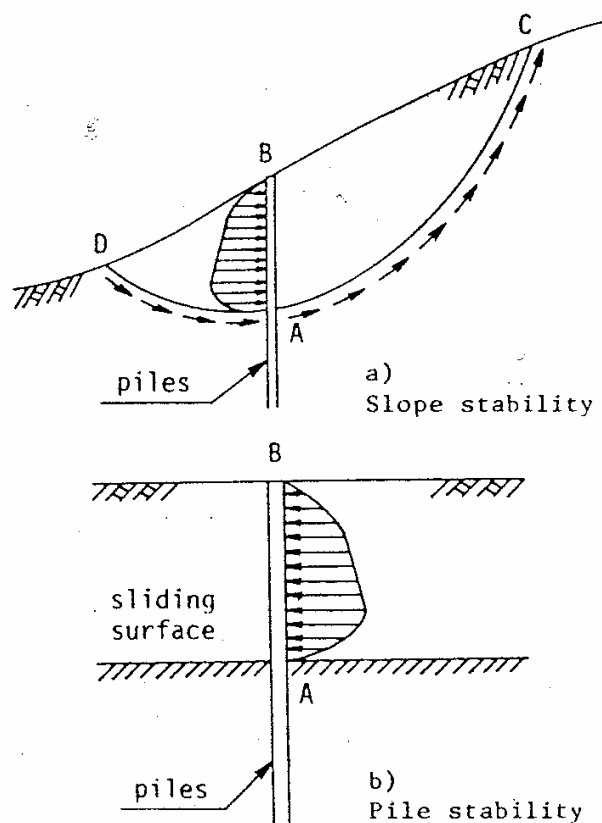


Figura 19 – Verifica della stabilità del palo e del pendio

L'equazione della linea elastica viene risolta scrivendo le equazioni di congruenza tra y_1 e y_2 lungo la superficie di scorrimento e le condizioni di vincolo in testa al palo.

Il dimensionamento dei pali viene considerato ottimale quando :

- le sollecitazioni nel palo sono pari a quelle ammissibili;
- il coefficiente di sicurezza allo scorrimento della massa si è amplificato raggiungendo un valore F che gli Autori pongono pari a 1.2:

Il limite di questa metodologia è che la superficie di scorrimento critica presa in esame resta la stessa valutata in assenza della fila, mentre è possibile che essa si

modifichi per la presenza dei pali. Inoltre si ricorda (paragrafo 2.1) che la trattazione di Ito e Matsui considera i pali infinitamente rigidi e fornisce risultati poco affidabili, per il calcolo di p_u , nei casi di pali disposti a piccoli interassi.

Nel 1982 ITO e MATSUI propongono un nuovo approccio per l'analisi della stabilità di un pendio in presenza di più file di pali. In questo caso introducono un parametro di mobilitazione della spinta ultima (α_m) che varia tra 0, nel caso in cui il pendio è stabile, ed 1 nel caso di plasticizzazione del terreno e conseguente attivazione degli spostamenti. In tal caso la spinta dei pali può essere calcolata moltiplicando α_m per la pressione ultima (Ito e Matsui, 1975). Nella progettazione dei pali passivi il coefficiente di mobilitazione può essere scelto come un parametro che varia tra un valore minimo, che è quello necessario a verificare la stabilità del pendio, ed uno massimo necessario a verificare la stabilità del palo.

In figura 20 è riportato l'effetto di α_m sulla stabilità del palo o del pendio per un determinato caso; si osserva che a parità di D_2/D_1 , al crescere del coefficiente di mobilitazione il coefficiente di sicurezza del palo diminuisce, mentre quello del pendio aumenta. Noto il coefficiente di sicurezza sia del palo che del pendio è possibile ricavare, dall'analisi combinata dei due diagrammi, una relazione tra il rapporto D_2/D_1 e α_m (fig 21).

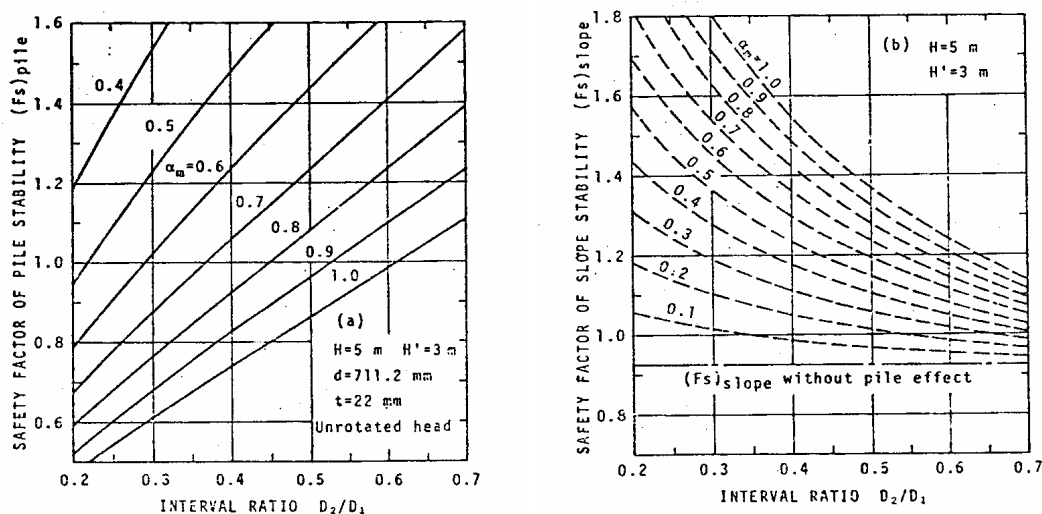


Figura 20 – Influenza del fattore di mobilitazione α sul coefficiente di sicurezza

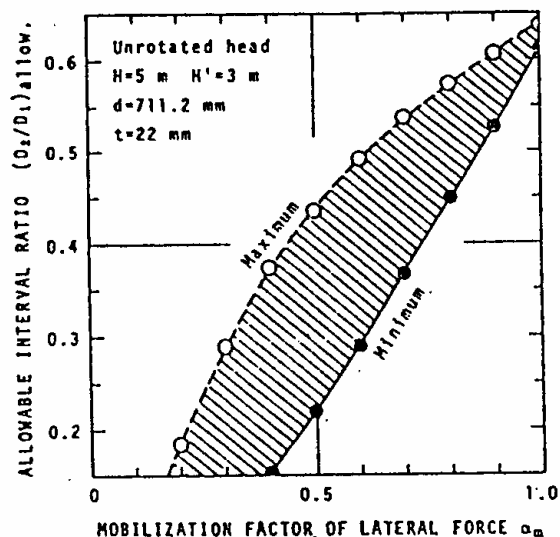


Figura 21 – Relazione tra il fattore α ed il rapporto D_1/D_2 possibile

HASSIOTIS, CHAMEAU e GUNARATNE (1997) proposero, sulla base della teoria della deformazione plastica e del metodo del cerchio di attrito (pendio omogeneo), un metodo per l'analisi globale pendio-pali. Secondo gli Autori la geometria della

palificata è nota a priori e viene studiato l'effetto della sola posizione della palificata sul fattore di sicurezza del versante da stabilizzare. Hassiotis et al. partono dal metodo del cerchio di attrito introducendo anche la resistenza esercitata dalla fila; questa viene valutata integrando l'espressione di Ito e Matsui lungo lo spessore del palo immerso nella coltre. In particolare si fa l'ipotesi che tale resistenza F_p sia parallela alla tangente della superficie di scorrimento nel punto in cui è disposta la fila (fig. 22).

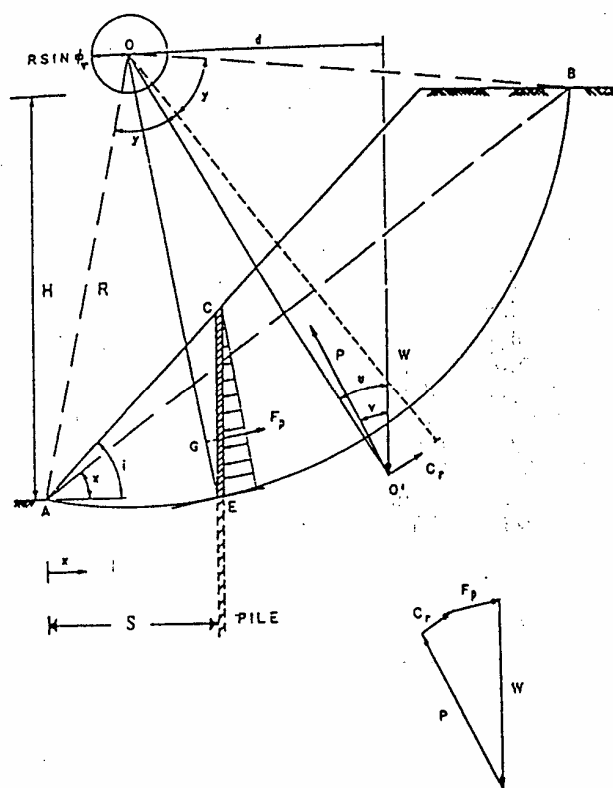


Figura 22 – Forze agenti in un pendio in presenza di una fila di pali
(Hassiotis et al. 1997)

Per ciascuna superficie indagata, la lunghezza del palo immersa nella coltre cambierà, e di conseguenza anche la resistenza ultima trasmessa dalla fila F_p che entra nell'equilibrio globale. In questo modo gli autori evidenziano un aspetto

trascurato in molte trattazioni: la superficie critica individuata nel pendio in assenza di pali non resta tale dopo l'intervento e quindi il coefficiente di sicurezza deve essere valutato con riferimento alla nuova superficie di scorrimento. In effetti non tener conto di questo cambiamento comporta una sovrastima della resistenza F_p .

Il progetto e il fattore di sicurezza viene eseguito quindi solo dopo aver fissato tutta la geometria dell'intervento ed essere giunti alla conoscenza della reale (fig. 23) superficie di scorrimento nel versante dopo l'inserimento dei pali. Senza l'individuazione di quest'ultima non è possibile identificare la lunghezza del palo coinvolto nello scorrimento e quindi quantificare la spinta agente su di esso per effetto del movimento.

Da questo studio emerge che le superfici di scorrimento che si creano ad intervento ultimato danno luogo a delle lunghezze del palo minori, pertanto il fattore di sicurezza calcolato sulla base della vecchia superficie di scorrimento risulta essere sovrastimato.

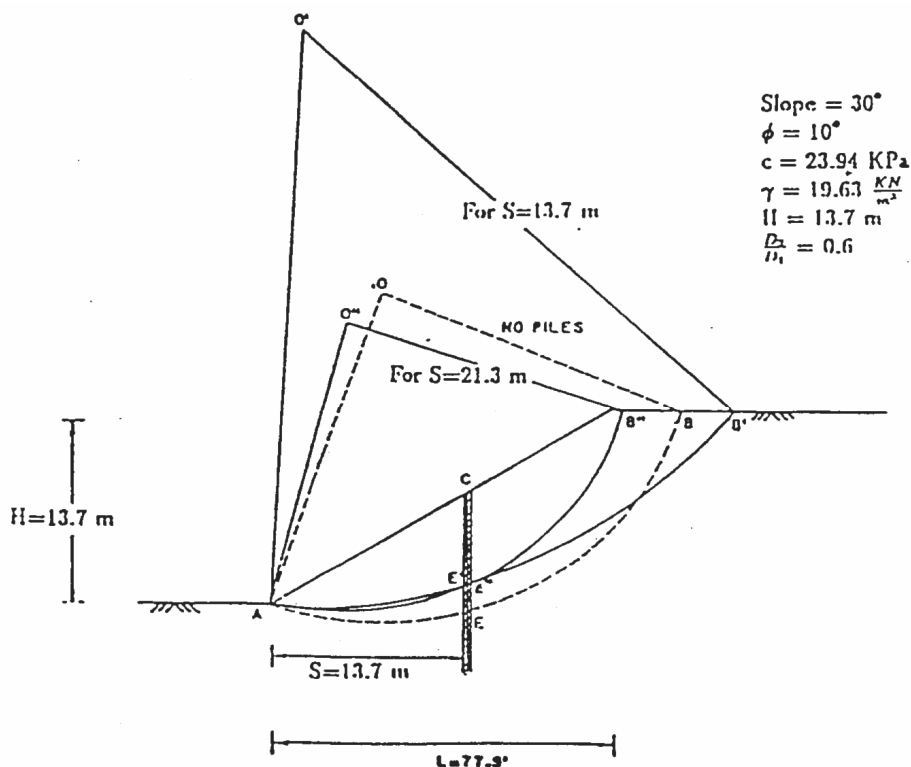


Figura 23 – Superficie critica di scorrimento al variare della posizione della fila (Hassiotis et al. 1997)

ZENG e LIANG (2002) propongono un nuovo approccio per l'analisi della stabilità del pendio; esso utilizza la procedura del metodo delle strisce per il caso di una superficie di scorrimento non circolare e incorpora l'effetto del meccanismo ad arco che si genera fra i pali della fila (fig. 24). Il metodo proposto dagli autori permette di calcolare il coefficiente di sicurezza del pendio rinforzato e il carico agente sui pali della fila.

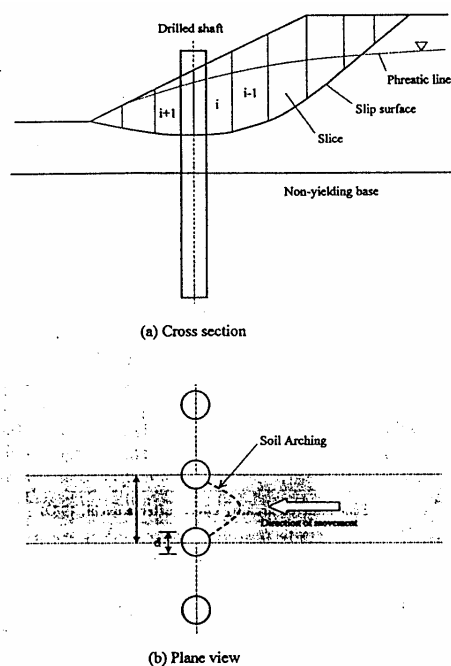


Fig. 1. Drilled shafts in a row for stabilizing a slope

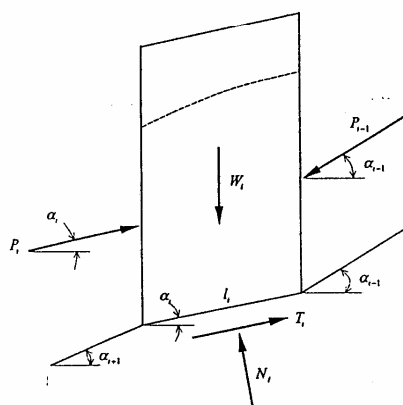


Figura 24 – Forze agenti su una striscia (Zeng e Liang, 2002)

Gli autori, introducendo alcune ipotesi nel metodo delle strisce in merito al calcolo della forze che ciascuna striscia trasmette a quelle adiacenti, arrivano alla nuova espressione delle P_i .

$$P_i = W_i \sin \alpha_i - \left[\frac{c_i l_i}{F} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \frac{\tan \phi_i'}{F} \right] + k_i P_{i-1} \quad (21)$$

dove:

$$k_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \frac{\tan \phi_i'}{F}$$

In questo modo attraverso l'equazione (21) si mettono in relazione la forza di interfaccia relative alla singola striscia.

L'espressione a cui pervengono viene modificata solo per la striscia a valle della fila; supponendo di introdurre la fila di pali tra la interfaccia i-1 e la interfaccia i, la forza di interazione che viene trasmessa sulla faccia di monte della striscia subito a valle del palo viene ridotta di un coefficiente R che tiene conto dell'effetto dei pali.

$$P_i = W_i \sin \alpha_i - \left[\frac{c_i l_i}{F} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \frac{\tan \phi_i'}{F} \right] + k_i R P_{i-1} \quad (22)$$

Tale coefficiente viene ricavato tramite una analisi bidimensionale (nel piano ortogonale all'asse dei pali) agli elementi finiti effettuata con il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS.

Gli autori applicano la loro trattazione per l'analisi della stabilità di tre pendii; i risultati da loro ottenuti confermano ancora una volta la capacità della fila di pali di aumentare il coefficiente di sicurezza di un pendio instabile e mettono il luce come l'effetto stabilizzante sia funzione della posizione della fila nel pendio e del rapporto fra interasse e diametro.

2.4 Influenza della posizione della fila nel pendio sull'efficacia dell'intervento

Nell'individuare la posizione ottimale in cui inserire i pali bisogna tener conto del fatto che la massa di terreno scivolante non costituisce un blocco rigido ed infinitamente resistente. L'efficacia dell'intervento non è quindi indifferente alla

disposizione degli elementi resistenti; queste considerazioni sono illustrate in figura 25 e si possono riassumere come segue:

- se i pali sono collocati troppo in alto, lo scorrimento potrà proseguire a valle e rendere quindi vano l'intervento;
- se i pali sono collocati troppo vicino al piede del pendio, la massa di terreno in frana eserciterà una spinta considerevole e sarà quindi in grado di riattivarsi passando al di sopra della fila di pali.

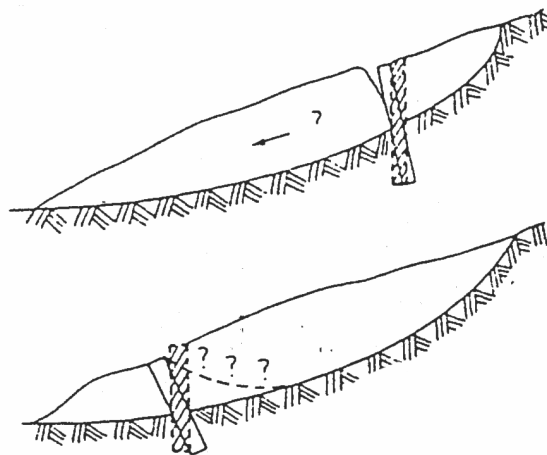


Figura 25 –Influenza della posizione della fila nel versante

Noto il coefficiente di sicurezza di un pendio generico attraverso un qualunque metodo appartenente al gruppo dei metodi delle strisce, si può determinare, in corrispondenza di una generica ascissa x di separazione fra due strisce consecutive, il valore della spinta orizzontale H che esse si scambiano. Supponendo che la fila di pali sia infinitamente rigida, questa $H(x)$ rappresenta anche la spinta che idealmente il terreno esercita sulla fila. Noto l'incremento di resistenza P che la fila di pali deve fornire lungo la superficie di scorrimento per incrementare in coefficiente di sicurezza del pendio, e confrontandolo con $H(x)$ è possibile fare alcune considerazioni qualitative sulla posizione ottimale della fila (fig. 26):

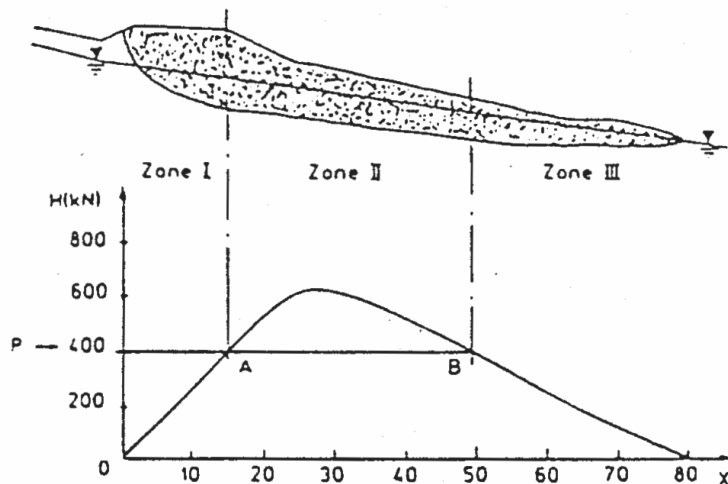


Figura 26 – Ottimizzazione della posizione di una fila in un pendio instabile (da Cartier, 1986)

- nella zona I, la spinta del terreno è insufficiente a mobilitare la reazione necessaria alla stabilizzazione del pendio;
- nella zona II, i pali ricevono una spinta da monte che è in grado di mobilitare la resistenza necessaria alla stabilizzazione della coltre in frana;
- nella zona III, la spinta che il terreno può fornire alla fila di pali è insufficiente rispetto alla reazione necessaria alla stabilizzazione e quindi l'intervento è inefficace.

ZENG e LIANG (2002), propongono una modifica ai classici metodi dell'equilibrio limite (Bishop) per calcolare il coefficiente di sicurezza di un pendio introducendo anche il contributo di resistenza fornito da una fila di pali; dopo aver dimostrato la validità del metodo proposto, gli autori riportano alcuni risultati di un *case history* in cui in particolare viene indagata l'influenza della posizione della fila di pali

all'interno di una scarpata in precarie condizioni di stabilità. In figura 27 è riportata la sezione della scarpata e la variazione del coefficiente di sicurezza globale del pendio in funzione della posizione della fila.

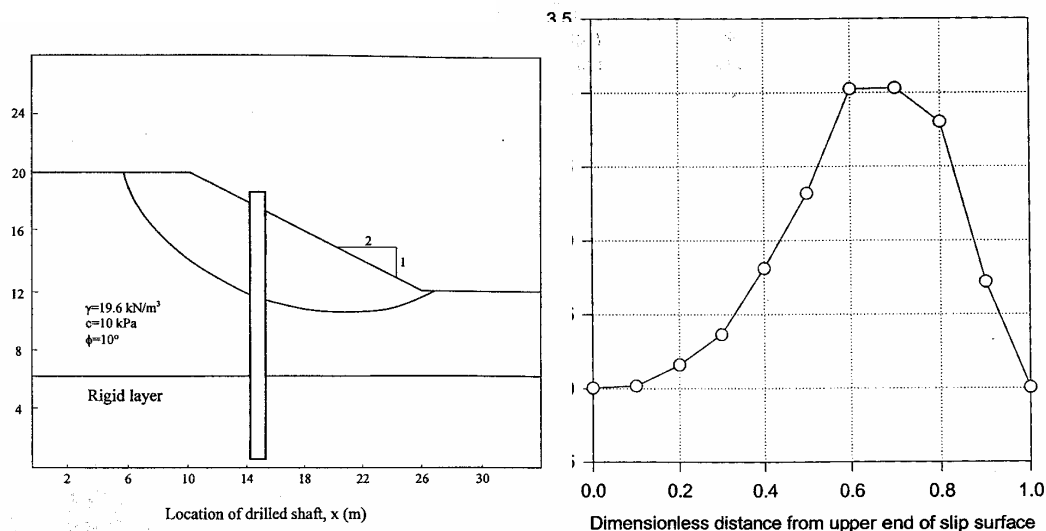


Figura 27 – Ottimizzazione della posizione di una fila in un pendio instabile

(Zeng et al. 2002)

Come prevedibile, il contributo alla stabilizzazione fornito dalla fila aumenta allontanandosi dalla estremità superiore della superficie di scorrimento; in questo caso particolare il contributo massimo si ottiene quando la fila viene disposta a 2/3 dall'estremità. Una volta individuata la posizione ottimale, gli autori procedono ad analizzare l'influenza del diametro dei pali e dell'interasse.

Anche CAI e UGAI (2000) analizzano l'influenza della posizione della fila all'interno del pendio. I risultati numerici ottenuti (fig.28) indicano che l'incremento del coefficiente di sicurezza del pendio è massimo quando la fila è disposta nella parte centrale del pendio. Questo accade perché in tale posizione lo spostamento relativo palo-terreno risulta più grande e quindi, di conseguenza, la pressione di interazione che nasce sui pali risulta massima.

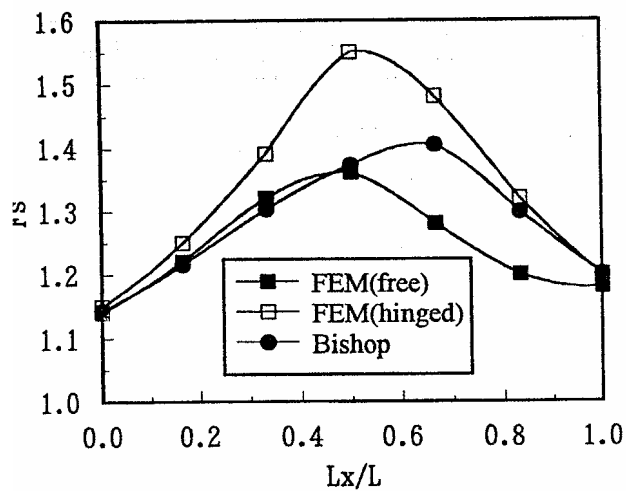


Figura 28 – Effetto della posizione della fila sul coefficiente di sicurezza(Cai et al. 2000)

3. OSSERVAZIONI SPERIMENTALI

3.1 Osservazioni in scala ridotta

In letteratura sono disponibili alcuni risultati di sperimentazioni condotte su modelli in scala ridotta realizzati per studiare il comportamento dell'interazione tra una coltre in movimento e una fila di pali o un palo singolo. Naturalmente questo tipo di sperimentazione non può rappresentare il fenomeno reale nel suo complesso ma può comunque essere di supporto alla comprensione del meccanismo di interazione ed alla messa a punto di metodi di calcolo numerici. In particolare le prove su modelli in piccola scala hanno permesso di valutare qualitativamente l'influenza dei principali fattori che regolano la risposta del palo (la lunghezza e la rigidezza dei pali, il diametro e l'interasse, la resistenza del terreno, la profondità del piano di scorrimento).

ITO E MATSUI (1982) sono i primi che realizzano un modello in piccola scala per testare la validità dell'espressione teorica da loro fornita per la valutazione della pressione esercitata da una coltre in movimento su una fila di pali. Le prove in laboratorio sono state condotte con differenti tipologie di terreni (argille e sabbie) e per diverse condizioni geometriche dei pali.

Il modello è costituito da una scatola (60×30×30 cm) in cui è disposta una fila di cinque pali; il palo centrale è più lungo degli altri ed è equipaggiato con delle celle di pressione. Il terreno nella scatola viene fatto spostare imprimendo una pressione su piatti di carico posti alle estremità della scatola; durante la prova viene misurato il carico applicato ai piatti, lo spostamento dei piatti (che rappresenta lo spostamento del provino), ed il carico totale agente sul palo centrale. Sulla superficie del provino sono stati inoltre posizionati dei picchetti per osservare la direzione dello spostamento del terreno durante la prova. I dati sperimentali hanno messo in luce i seguenti aspetti:

- la relazione sperimentale tra la forza agente sul palo e lo spostamento del terreno se rappresentata in scala bi-logaritmica è descritta da una spezzata con un punto

di inflessione (fig. 29 - lato destro); la forza cresce linearmente con lo spostamento del terreno fino al punto di inflessione per poi raggiungere un valore ultimo (fig. 29 - lato sinistro). Per tutti i provini utilizzati, la forza agente sul palo ricavata dalla trattazione teorica dei due autori risulta molto prossima a quella misurata sperimentalmente nel punto di inflessione. La pressione ultima ricavata sperimentalmente è sempre pari a 1.6 volte la pressione fornita dall'approccio teorico.

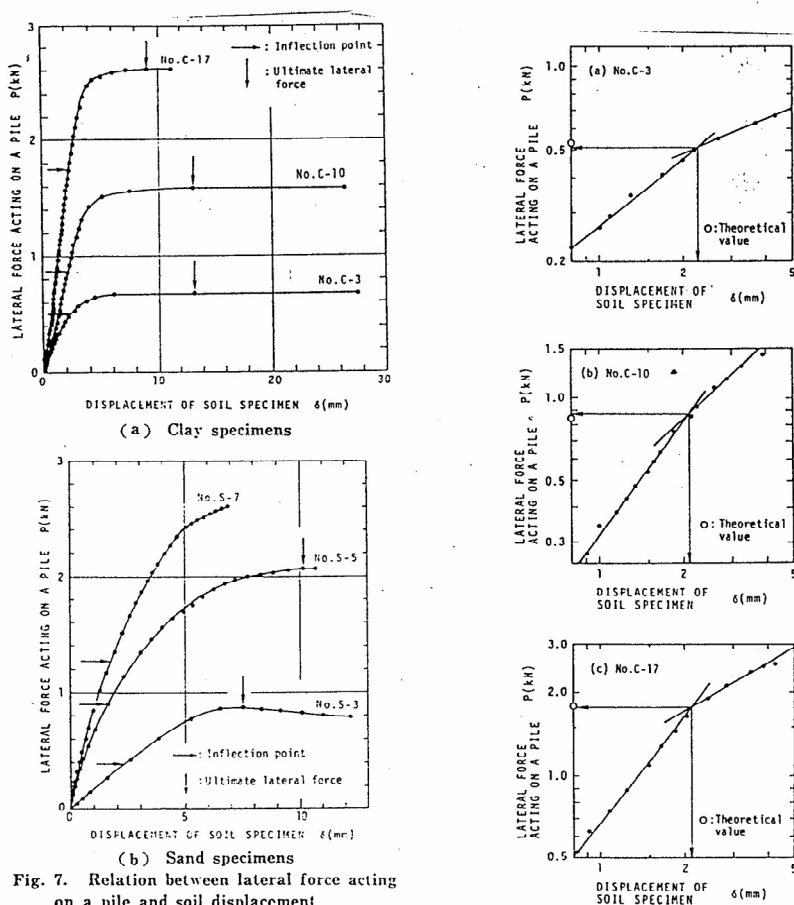


Figura 29 – Relazione fra il carico agente sui pali e lo spostamento del terreno: risultati sperimentali (Ito e Matsui, 1982)

- L'espressione teorica riesce a riprodurre in maniera soddisfacente i dati sperimentali quando il meccanismo di rottura che si manifesta è quello in cui solo il terreno a monte della fila raggiunge uno stato plastico e quindi refluisce tra i pali.
- Le prove condotte sul modello hanno confermato che la pressione sul palo, a parità di diametro, aumenta al diminuire dell'interasse (i) fra i pali e, a parità di interasse, aumenta quasi linearmente al crescere del diametro (D).

POULOS, CHEN e HULL (1995) sperimentano in un modello in scala, il comportamento di un palo singolo strumentato immerso in una sabbia calcarea a cui viene imposto, per un certo spessore, uno spostamento orizzontale. Il provino di terreno ed il palo sono inseriti in una scatola di prova ($45 \times 75 \times 50$ cm) sui cui lati vi sono delle pareti mobili a cui viene impresso un profilo di spostamento di tipo triangolare. Le pareti sono incernierate in un punto al fine di poter imprimere lo spostamento solo alla parte superiore; in questo modo si riproduce il caso di uno strato di terreno superiore che scorre su uno strato sottostante stabile. Il palo è costituito di alluminio ed è strumentato con *strain gauges* per misurare il momento flettente lungo il fusto.

Gli Autori hanno messo in evidenza, attraverso una serie di prove, quali sono i fattori principali che influenzano la risposta del palo prova in termini di momento flettente: la lunghezza della parte infissa nello strato stabile, il diametro del palo e la condizione di vincolo in testa. Dai risultati sperimentale si possono fare alcune osservazioni:

- il massimo momento flettente si attinge sempre in prossimità della superficie di scorrimento (sia nel caso di palo libero in testa che nel caso di palo bloccato in testa).
- le prove effettuate, variando sia lo spessore del terreno in movimento (L_u) sia del terreno stabile (L_s), hanno dimostrato che il valore più alto del massimo momento flettente si raggiunge nel caso in cui L_u e L_s risultano paragonabili. In tal caso il

meccanismo di rottura che si manifesta è quello definito *intermediate mode* (Poulos,1973).

- nel caso di palo bloccato in testa (impedite rotazioni e spostamenti) il massimo momento che si sviluppa alla profondità della superficie di scorrimento si riduce, rispetto al caso di palo libero, di circa il 17% (confrontando i momenti flettenti per lo stesso spostamento impresso al terreno)
- Il momento flettente lungo il fusto del palo aumenta all'aumentare del diametro del palo.

Nel 1997 POULOS, CHEN e HULL modificano il modello originario (Poulos et al., 1985) per analizzare il caso di un gruppo di pali. Le prove sono state effettuate su pali disposti lungo una fila, disposta sia ortogonalmente alla direzione del movimento (*row*) sia parallelamente ad esso (*line*) ed è stato analizzato sia il caso di fila libera in testa che di fila bloccata. Gli Autori hanno effettuato una serie di prove per analizzare l'influenza dell'effetto gruppo sulla risposta del palo variando alcuni parametri (l'interasse fra i pali, il numero di pali e le condizioni di vincolo in testa). A tal fine hanno definito preliminarmente due parametri di controllo:

$$F^m = \frac{M_{\max,i}}{M_{\max,s}} \qquad F^f = \frac{f_{s,i}}{f_{s,s}}$$

dove

F^m = fattore di gruppo in termini di massimo momento positivo;

$M_{\max,i}$ =massimo momento positivo nel *i*esimo palo del gruppo;

$M_{\max,s}$ =massimo momento positivo nel palo isolato;

F^f = fattore di gruppo in termini di forza impressa per causare uno spostamento in superficie del terreno di 60mm (esempio di riferimento);

$f_{s,i}$ = forza nel caso del gruppo di pali;

$f_{s,s}$ = forza nel caso di palo isolato.

(Si intende un momento flettente positivo quando è causato da una inflessione del palo nella direzione dello spostamento del terreno).

Dalle prove effettuate è emerso che:

- Il momento flettente aumenta all'aumentare dell'interasse; in particolare la forma del profilo della sollecitazione flettente lungo il fusto del palo è la stessa, mentre cambia il valore del momento massimo. Di conseguenza il coefficiente F^m diminuisce con il diminuire di i/D (interasse su diametro dei pali) e raggiunge l'unità, e quindi si comporta come un palo isolato, per valori di i/D superiori ad 8 (fig. 30).
- L'effetto del numero di pali che costituisce una fila non sembra avere una grande influenza sul momento flettente che si genera nei pali; solo per il palo interno alla fila (sono stati utilizzate file di tre o di quattro pali) i dati sperimentali indicano che il momento diminuisce all'aumentare del numero di pali (fig. 30).

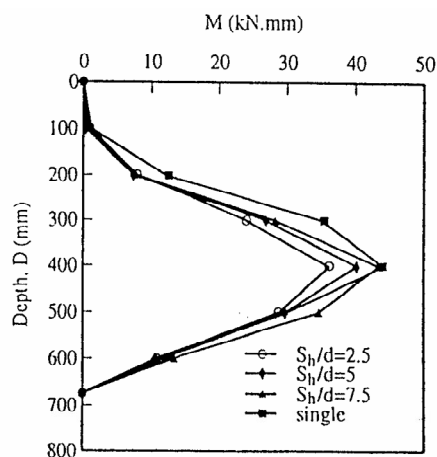


Fig. 4. Bending moment profiles for free-head 2 piles in a row

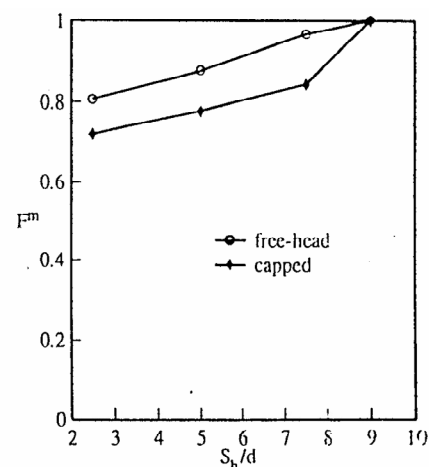


Fig. 5. The relationship between F^m and S_h/d for 2 piles in a row

Figura 30 – Sollecitazioni flettenti agenti sui pali in funzione dell'interasse: risultati sperimentali (Poulos, et al. 1997)

- Per quanto riguarda la resistenza offerta dal terreno allo spostamento laterale imposto, gli autori riportano l'andamento del coefficiente F^f al variare di i/D sia per il caso di fila libera in testa (*free-head*) sia per fila bloccata (*capped*);

naturalmente F^f è sempre maggiore dell'unità a significare che la resistenza offerta dalla fila è ovviamente sempre maggiore di quella del palo isolato. Nel caso di pali disposti ortogonalmente alla direzione del terreno, F^f aumenta con il diminuire dell'interasse ed risulta maggiore per il caso di fila bloccata in testa.

FORAY et al. (1999) effettuano alcune prove su un modello in scala ridotta costituito da una scatola metallica inclinabile al cui fondo viene ancorato un ostacolo (palo, barra, parete...) appositamente strumentato con estensimetri (fig. 31). Attraverso un sistema di spinta è possibile imprimere uno spostamento del terreno all'interno della scatola e, tramite gli estensimetri, risalire alla distribuzione del momento flettente lungo l'elemento strutturale incastrato. Sono state effettuate una serie di prove sia sul palo singolo sia su una fila di tre pali analizzando la risposta dell'ostacolo (infinitamente rigido) al variare della forma, della rigidità, della scabrezza e dell'arrangiamento. I risultati sperimentali hanno permesso di tarare un modello numerico tridimensionale con il codice di calcolo tridimensionale (FLAC^{3D}).

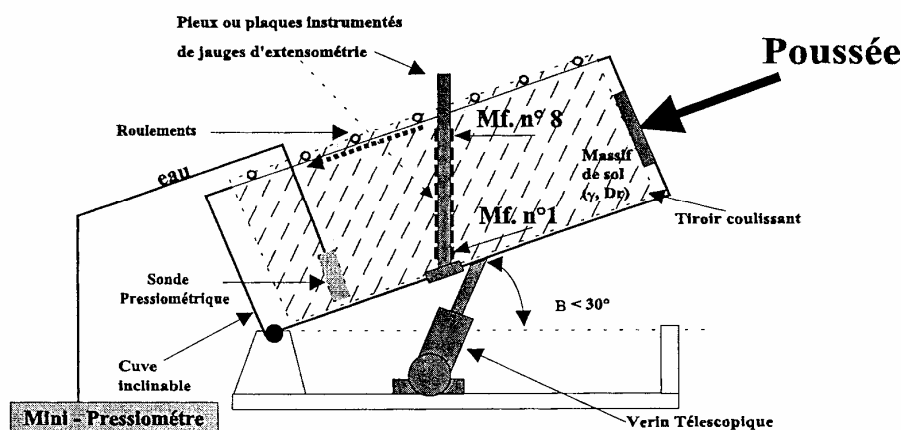


Figura 31 – Schema del modello sperimentale (Foray et al. 1999)

3.2 Osservazioni in vera grandezza

Come visto in precedenza, da un punto di vista teorico non mancano in letteratura soluzioni per determinare la spinta esercitata dal terreno sui pali utilizzati per il consolidamento di frane; in genere tali soluzioni vanno però verificate alla luce dei risultati di esperienze condotte in vera grandezza sui pendii in frana. In effetti le osservazioni sperimentali fatte attraverso modelli in piccola scala sono utili per comprendere, dal punto di vista qualitativo, i principali fattori che governano il fenomeno in questione; data la difficoltà di riprodurre in laboratorio un fenomeno che coinvolge materiali di così diverse caratteristiche, le esperienze in vera grandezza risultano di grande interesse per la comprensione del meccanismo globale di interazione palo-terreno.

ESU e D'ELIA (1974) hanno riportato le misure effettuate per circa 8 mesi in un palo isolato di cemento armato ($D=1$ m, $L=30$ m) trivellato in una colata in argille (spessore della colata in frana di 7.5 m); il palo è stato strumentato con un tubo inclinometrico e con celle di pressione. Gli strumenti hanno permesso di seguire l'andamento nel tempo delle deformazioni del palo e la graduale mobilitazione delle azioni di monte e di valle; in particolare attraverso una semplice elaborazione delle misure inclinometriche (eq. linea elastica) è stato possibile ottenere le sollecitazioni flettenti, taglianti ed il carico distribuito agente sul palo (fig. 32,33). Quest'ultimo è stato confrontato anche con i dati sperimentali dedotti dalle celle di pressione posizionate in tre sezioni di misura.

Attraverso questo monitoraggio gli Autori hanno potuto trarre alcune conclusioni sulle azioni mutue tra palo e terreno; in particolare *“i dati sperimentali hanno confermato che la spinta che il terreno in movimento esercita sul palo dipende in maniera determinante dalla deformabilità della struttura stessa e sono perciò minori di quelli massimi ipotizzabili, ma tuttavia sufficientemente elevati da causare la rottura della struttura. La valutazione della spinta, fatta considerando la struttura indeformabile e perfettamente incastrata al piede, dovrebbe perciò fornire il valore*

limite superiore delle azioni che un terreno in movimento può esercitare sulla struttura” (Esu e D’Elia, 1974).

I dati sperimentali ricavati in questa esperienza sono stati utilizzati successivamente da molti Autori (VIGGIANI, 1981; CHOW, 1996; CHEN e POULOS, 1997; POULOS, 1999) per verificare l’attendibilità delle varie trattazioni proposte.

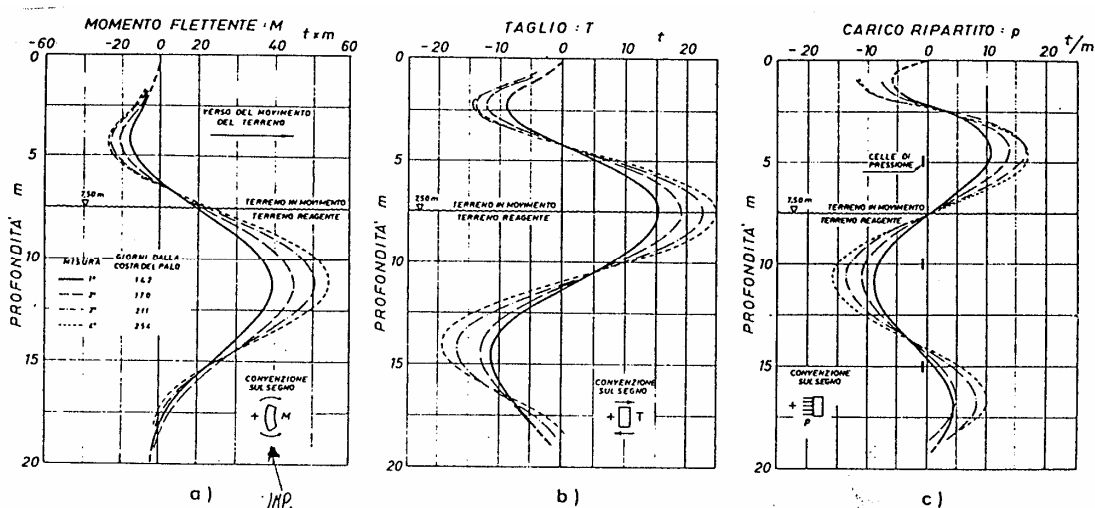


Figura 32 – Sollecitazioni agenti sul palo (Esu e D’Elia, 1974)

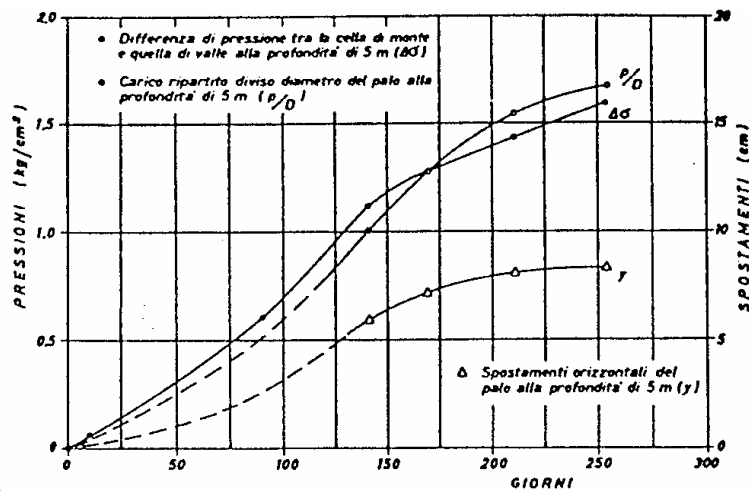


Figura 33 – Carico laterali sul palo: confronti fra l’elaborazione dei dati inclinometrici e i dati ricavati dalle celle di pressione (Esu e D’Elia, 1974)

BEOMONTE E CAVALLO (1977) riportano i dati relativi a quattro anni di osservazione delle azioni agenti su una fondazione a pozzo di un viadotto realizzato in una zona in frana. Tali azioni sono state tenute sotto controllo strumentando tre sezioni del pozzo con celle di pressioni (10 celle per ogni sezione). MUSSO (1977) confronta questi dati sperimentali con i risultati ottenuti da due differenti analisi teoriche: la teoria delle “deformazioni plastiche” di Ito e Matsui (1975) e la teoria del “flusso plastico” modificata dall'Autore stesso. Da tale confronto emerge ancora che la formulazione proposta da Ito e Matsui può fornire risultati attendibili solo nel caso di pali molto rigidi e di interassi non troppo piccoli rispetto al diametro dei pali.

SOMMER (1977) descrive un intervento di stabilizzazione di una frana riattivata a seguito della realizzazione di un rilevato autostradale. I terreni coinvolti sono delle argille sovraconsolidate ad alta plasticità e la superficie di scorrimento individuata è ad una profondità di 15m. Per il dimensionamento dei pali ($D=3$ m e $L=25$ m), l'Autore ha fatto riferimento alla teoria a rottura di Brinch-Hansen (par. 2.1)

Allo scopo di controllare l'affidabilità della distribuzione di pressioni del terreno sul palo utilizzati nel progetto, sono stati posizionate 15 celle di pressione e 4 misuratori di pressione neutra in tre pali della fila. Sono stati disposti inoltre una serie di picchetti superficiali per misurare gli spostamenti topografici di superficie. I risultati delle misure sperimentali hanno mostrato che dall'installazione dei pali si è avuto un forte rallentamento degli spostamenti della frana e che la distribuzione delle azioni e delle reazioni misurate direttamente sul palo è inferiore a quella ipotizzata in fase di progetto di circa il 70% (fig. 34).

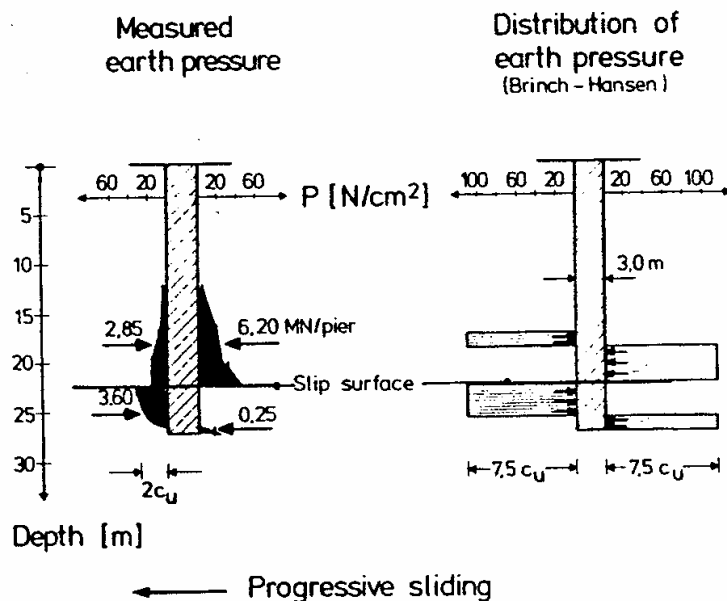


Figura 34 – Confronti fra il carico distribuito misurato sperimentalmente ed il carico calcolato con la teoria di Brinch-Hansen (1960)

CARRUBBA, MAUGERI, MOTTA (1989) mostrano i risultati di una indagine strumentale eseguita su uno dei pali in cemento armato ($D=1.2\text{m}$ e $L=22\text{m}$) realizzati per stabilizzare un pendio in frana nel Comune di Tusa (ME). Il palo è stato strumentato con un inclinometro e con tre coppie di celle di pressione poste sulla fibra di monte e su quella di valle a cavallo della superficie di scorrimento. Le caratteristiche della sollecitazione ed il carico lungo il palo sono stati desunti sia attraverso la derivazione analitica del polinomio interpolante delle rotazioni ottenute dalle letture inclinometriche sia dalle celle di pressione. Tra le due elaborazioni si evince una notevole divergenza; con molta probabilità il carico agente sul palo dedotto attraverso procedimenti di derivazione successive dei dati inclinometrici risente degli effetti di propagazione degli errori. Gli Autori ricavano poi, dalle misure fornite dalle celle di pressione, i fattori di capacità portante K ($p_u=Kc_u d$) al di sopra

ed al di sotto della superficie di scorrimento utilizzando il modello proposto da Viggiani (1981) sulla base dei concetti sviluppati da Broms (1964).

SEVE', FRANK et al. (1996) descrivono in dettaglio un intervento di stabilizzazione di una frana (Atene) con due file di pali in cemento armato. ($D=1\text{m}$, $L=12\text{m}$, $i=2.5\text{m}$) realizzato per salvaguardare la stabilità di un viadotto autostradale (fig. 35). Il progetto dell'intervento è stato fatto utilizzando un programma numerico che permette di effettuare la verifica della stabilità di un pendio rinforzato con una fila di pali (PROSPER-LCPC, Delmas et al. 1985). Questo programma permette di valutare lo spostamento del terreno, le sollecitazioni flettenti e taglianti agenti nei pali ed il coefficiente di sicurezza del pendio dopo l'intervento. Il programma valuta le pressioni di interazione palo-terreno esercitate dalla coltre in movimento secondo l'approccio indicato da Baguelin e Frank (1976).

Per controllare il funzionamento dell'opera, due pali delle file sono stati sostituiti con tubi metallici di stessa caratteristiche geometriche e meccaniche, strumentati con un tubo inclinometrico e con estensimetri per misurare le deformazioni del palo e ricavare da queste le azioni agenti sul palo stesso. Le misure effettuate in tre anni (dal 1991 al 1993) hanno mostrato una riduzione degli spostamenti del terreno in corrispondenza del viadotto da 10mm/anno a meno di 1mm/anno.

Le osservazioni sperimentali hanno confermato inoltre che la presenza delle file di pali altera la distribuzione degli spostamenti del terreno nel corpo della colata; infatti le misure inclinometriche realizzate a monte delle file di pali mostrano un profilo di spostamento di tipo corpo rigido (deformazioni concentrate solo nella zona di taglio), mentre i profili ottenuti dagli inclinometri posti in prossimità e all'interno delle due file sono di tipo triangolare (deformazioni distribuite nel corpo della colata).

Attraverso i dati estensimetrici, gli autori hanno poi ricavato la distribuzione delle sollecitazioni flettenti lungo il fusto del palo e, per derivazione di queste, le sollecitazioni taglianti.

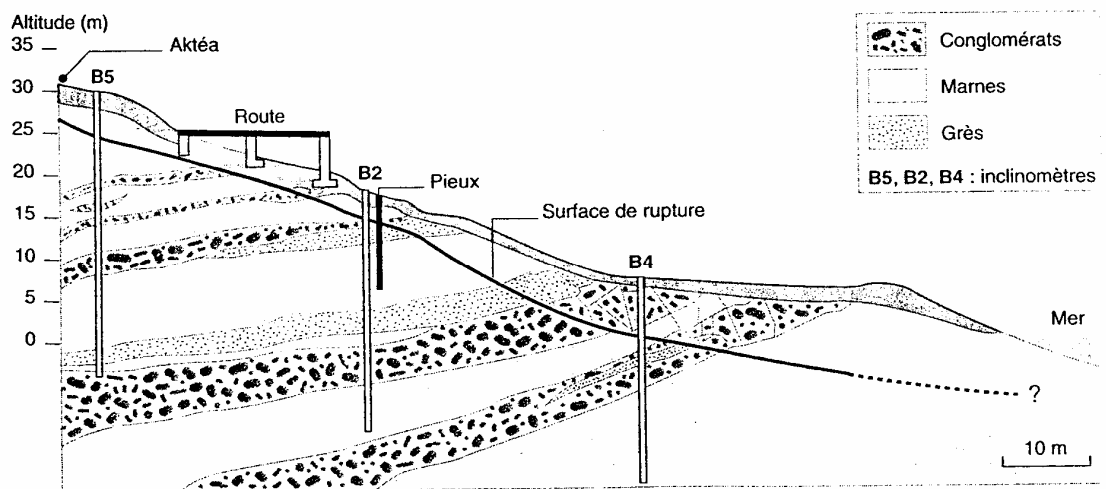


Fig. 3 - Coupe géologique du site d'Aktéa.

Figura 35 – Sezione dell'intervento nel sito di Aktea (Sevè e Frank, 1996)

I risultati sperimentali, in termini di spostamento in testa dei pali e di caratteristiche della sollecitazione, sono stati poi messi a confronto con i risultati numerici ottenuti dal codice di calcolo PILATE (Baguelin e Frank, 1976 – par. 2.2). Dal confronto è emerso che i risultati numerici sono in ottimo accordo con i dati sperimentali se si utilizza nel codice di calcolo una distribuzione triangolare per la funzione $g(z)$; se si introduce invece un profilo di spostamenti di tipo blocco rigido (distribuzione rettangolare) i risultati numerici risultano notevolmente differenti dai dati sperimentali.

In particolare con questa ultima distribuzione gli sforzi di taglio massimi calcolati sono quasi il doppio di quelli misurati in sito; questo risultato mette in luce il delicato aspetto della scelta della funzione $g(z)$ da introdurre per il calcolo della risposta dei pali attraverso il codice numerico PILATE.

CAPITOLO III – SPERIMENTAZIONE IN SITO

1. PREMESSA

Come descritto nel Capitolo II, in letteratura esistono pochi casi documentati di pali strumentati all'interno di corpi in frana, e il più delle volte i dati si riferiscono al caso di palo isolato; è evidente che dati sperimentali di questo tipo risultano di grande utilità per la comprensione generale del meccanismo di interazione palo-terreno.

Per tale motivo si è ritenuto fondamentale, in questa ricerca, approfondire questo aspetto con la realizzazione di un campo prova in vera grandezza nell'ambito del quale si sviluppasse il complesso fenomeno di messa in carico dei pali sotto l'azione di una coltre in movimento.

Nel luglio del 1999 è stato quindi realizzato un primo campo prova, finanziato con i fondi MURST PRIN 1997, situato in località Brindisi di Montagna (Potenza) in una frana di tipo *colata* (colata di Masseria Marino) che si sviluppa in una formazione di Argille Varicolori Scagliose (fig.1). Il costo complessivo del campo prova è stato di circa 40.000 €.

La scelta di questa colata è stata dettata dalla necessità di realizzare l'intervento in un sito le cui caratteristiche cinematiche e meccaniche fossero già sufficientemente note. La colata di Masseria Marino infatti è stata oggetto a partire dal 1990 di una ampia ricerca, svolta dal Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II, finalizzata alla caratterizzazione geotecnica dei movimenti franosi (tipo *colata* - Varnes, 1978) diffusi nell'Alta Valle del Basento.

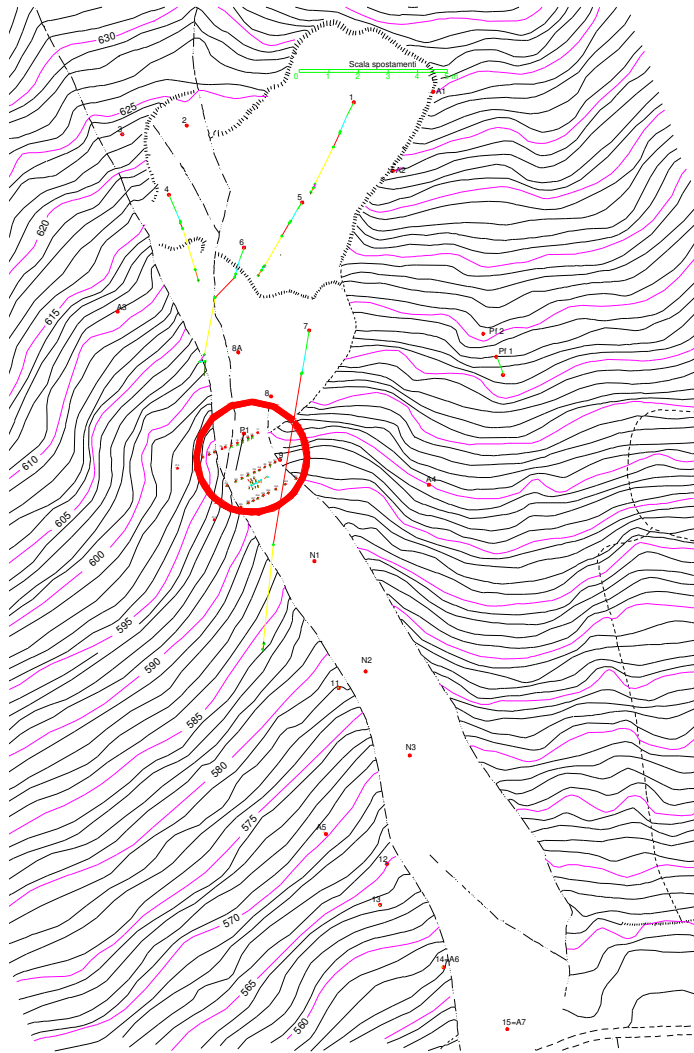


Figura 1 – Planimetria della colata e ubicazione del campo prova

Le ricerche svolte in passato sulla colata di Masseria Marino sono state finalizzate principalmente all'individuazione degli elementi essenziali e significativi della franosità della zona: geometria del corpo di frana, natura e caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni coinvolti (Cotecchia et al., 1986; Guerriero, 1995), cinematisimo del movimento franoso (Russo, 1997), regime delle acque sotterranee (Urciuoli, 1998). Nell'ambito di queste ricerche sono stati installati lungo la colata numerosi strumenti (piezometri, inclinometri, elettrolivelle, picchetti topografici,

pluviografo) alcuni dei quali sono poi andati fuori uso durante le fasi di riattivazione più intense della colata.

Nella figura 2 sono indicati gli strumenti installati nelle tre principali campagne di indagini effettuate in passato (1991, 1992, 1994): principalmente sono stati posizionati inclinometri e piezometri a varie profondità (Casagrande ed elettrici). Gli strumenti installati nel corpo della colata nell'ultima campagna di indagine (1994) sono andati tutti fuori servizio nel marzo del 1998, a seguito di un evento meteorico particolarmente intenso che ha causato spostamenti elevati della colata.

Il comportamento complessivo della colata di Masseria Marino è tutt'oggi sotto osservazione: vengono infatti monitorate periodicamente le oscillazioni del livello della falda sotterranea con piezometri Casagrande (disposti però all'esterno del contorno della colata) ed è ancora in funzione un pluviografo disposto nelle immediate vicinanze della nicchia di frana. La rete di picchetti topografici installata negli anni passati, anche se ha perso molti elementi durante le varie fasi di riattivazione, è ancora sufficiente a descrivere qualitativamente il movimento superficiale della frana nel suo complesso.

In questo capitolo sono riportate in dettaglio le caratteristiche del campo prova (e della colata) ed i principali risultati sperimentali dei tre anni di osservazione. La sperimentazione in sito è stata particolarmente significativa, come vedremo in seguito, durante il primo anno di ricerca, periodo in cui la colata si è attivata ed i pali hanno subito spostamenti molto rilevanti. Nel secondo anno (luglio 2000-luglio 2001) la colata ha avuto una lieve riattivazione nella stagione primaverile per poi arrestarsi completamente.

Prima di descrivere in dettaglio la strumentazione utilizzata in questo campo sperimentale, nei prossimi paragrafi verrà fatta una breve rassegna delle informazioni più significative dedotte dalle precedenti ricerche sulla colata di Masseria Marino, soffermandosi principalmente sugli aspetti connessi alla presente ricerca.

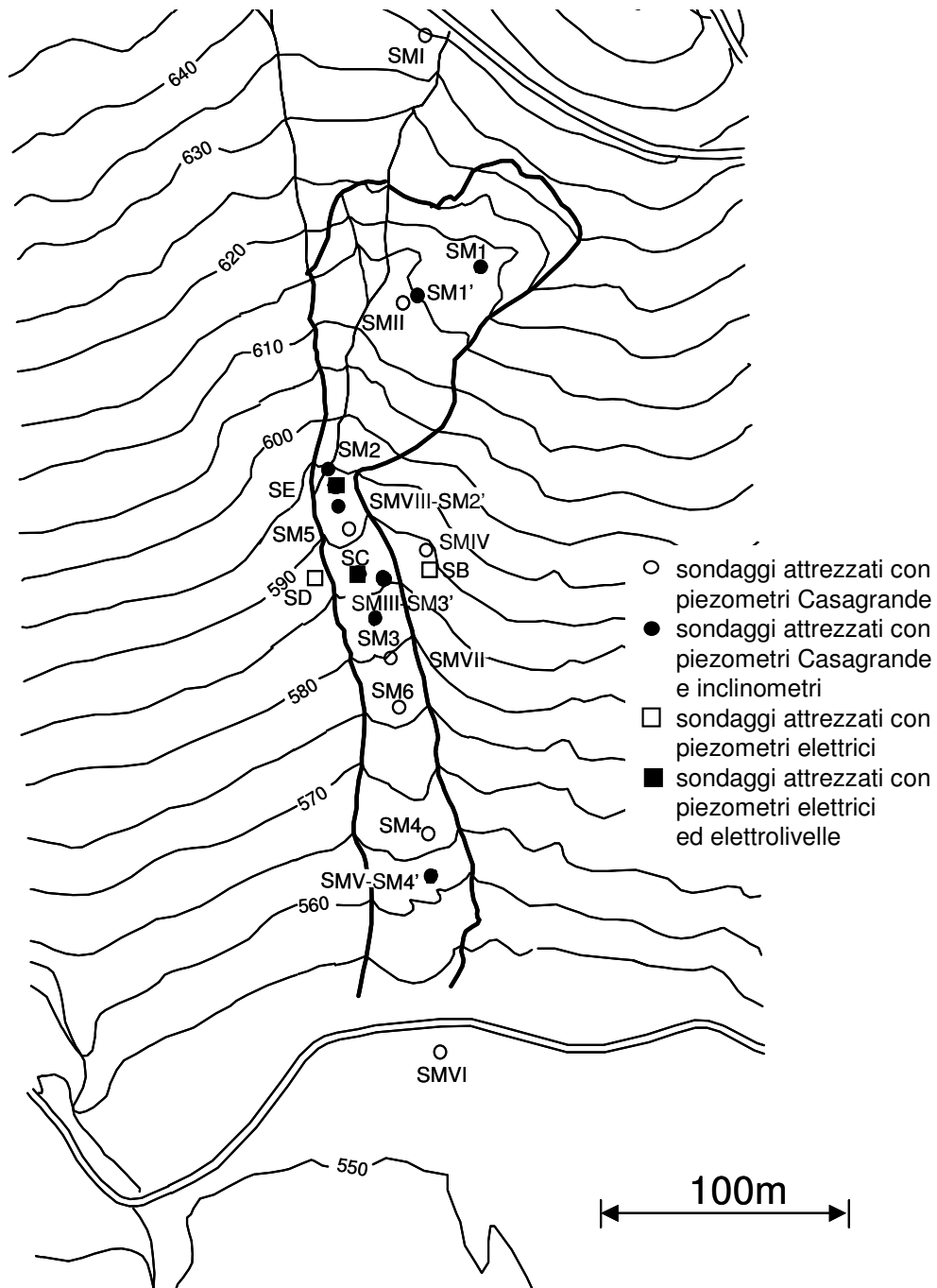


Figura 2 – Ubicazione degli strumenti di monitoraggio nelle passate campagne di indagini

2. DESCRIZIONE DELLA COLATA

2.1 *Tipologia della colata*

Con il termine *colata* si intende un'ampia categoria di movimenti franosi in argille caratterizzati da scorrimenti lungo una superficie di rottura o entro una fascia relativamente sottile (“shear zone”). Varnes (Varnes, 1978; Cruden e Varnes, 1996) indica con il termine “colate” quei movimenti di versante in cui la massa instabile è caratterizzata da un cinematismo simile a quello dei fluidi viscosi. Skempton e Hutchinson (1969) distinguono schematicamente due gruppi di colate in argilla: colate di terra (“earth-flows”) e colate di fango (“mud-flows”). Le colate di terra sono formate principalmente da materiale proveniente da frane di vario tipo (scoscendimenti, scivolamenti) che nel loro movimento trasportano grosse zolle di terreno che conservano la struttura originaria ed a volte anche la copertura vegetale. Le colate di fango, invece, sono originate da un apporto continuo di materiale e sono dovute al movimento di masse di terreno formate da frammenti di materiale argilloso più o meno ammorbidito in una matrice argillosa soffice. In questo caso il materiale non conserva nulla della struttura originaria.

La colata di Masseria Marino si inquadra nella prima delle due tipologie descritte.

La colata di Masseria Marino ha una forma “lobata” (Hutchinson, 1988) ed in essa si distinguono tre unità morfologiche: una zona di alimentazione, un canale ed una zona di accumulo. La colata viene definita geometricamente attraverso alcune dimensioni caratteristiche:

- la lunghezza L che comprende la zona di alimentazione e quella di accumulo ($L=370$ m);
- la larghezza media del canale B ($B=30$ m);
- l'inclinazione media β della superficie della colata ($\beta=10.5^\circ$);
- lo spessore s della colata nel canale di frana ($s=4-6$ m).

In realtà gli spessori della colata risultano variabili tra un minimo di 3 m ad un massimo di 10 m, aumentando nella zona di accumulo (fig.3). Il movimento si sviluppa in Argille Varicolori e la parte attiva sommerge materiali di alterazione della stessa formazione di base. La zona di alimentazione è caratterizzata da un cinematismo di tipo rotazionale retrogressivo che ha provocato la dislocazione di grosse zolle di argilla che continuano ad avere una struttura ben evidente, anche se allentata.

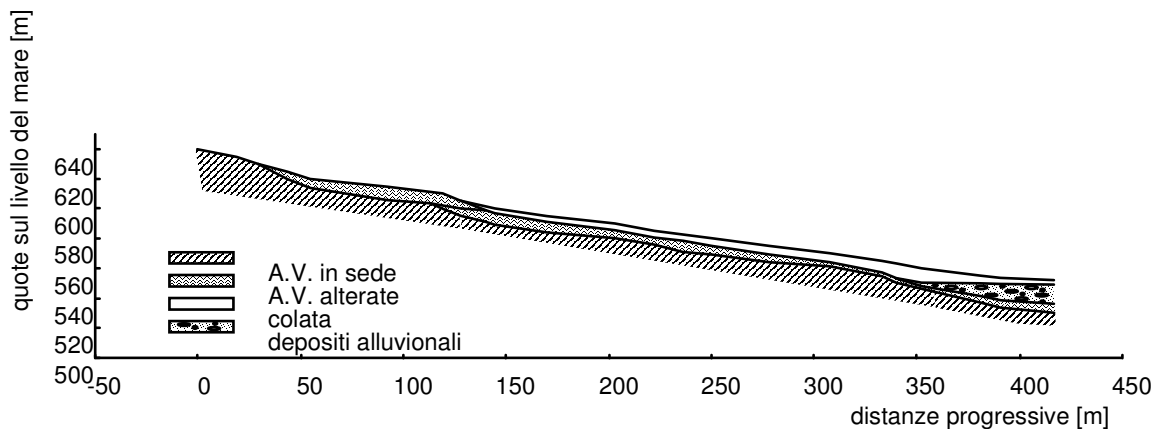


Figura 3 – Sezione longitudinale della frana

2.2 Cinematismo del movimento franoso

Nelle passate campagne di indagini sono stati disposti nella colata numerosi inclinometri verticali che hanno individuato la posizione esatta della superficie di scorrimento lungo la colata e hanno permesso di tenere sotto osservazione per quasi 10 anni il cinematismo del movimento franoso.

La colata è riattivata dall'oscillazione dei livelli di falda conseguente alla variazione delle condizioni idrauliche al contorno connesse agli eventi meteorici. E' stato osservato infatti che lo spostamento della colata segue l'andamento delle variazioni

delle pressioni neutre registrate nelle celle piezometriche disposte nel corpo della colata.

La modifica delle quote piezometriche sul contorno del corpo di frana determina infatti, con un certo ritardo, un incremento di pressioni neutre, nel corpo di frana e lungo la superficie di scorrimento, che producono una riduzione della resistenza al taglio disponibile e quindi l'attivazione o l'accelerazione del movimento. In queste situazioni le velocità sono da lente ad estremamente lente ed i movimenti avvengono in condizioni drenate.

I profili di spostamento misurati lungo la frana nelle precedenti campagne di indagini hanno mostrato chiaramente un meccanismo di trasmissione del movimento dalle zone di monte verso valle. I movimenti nel canale infatti avvengono con un certo ritardo rispetto a quelli di monte di qualche mese.

Nella zona di alimentazione, più attiva, gli spostamenti hanno un profilo che presenta deformazioni elevate nel corpo di frana e scorrimenti alla base di notevole entità (fig.4). Nel canale il profilo degli spostamenti cambia forma: le deformazioni della coltre diventano molto piccole e concentrate intorno alla superficie di scorrimento e il profilo degli spostamenti diventa molto simile a quello di un corpo rigido. Nella zona di accumulo della colata, invece, gli spostamenti sono praticamente nulli; tale zona non viene riattivata dalla spinta di monte, ma costituisce un vincolo al movimento di altre masse e per questo è soggetta a sforzi di compressione elevati.

I movimenti del pendio hanno un carattere intermittente, caratterizzato da una alternanza di movimenti lenti, o quiescenza, ed eventi rapidi ed improvvisi. L'attivazione degli spostamenti avviene nei mesi autunnali ed invernali, e i picchi massimi di velocità si raggiungono nei mesi primaverili (Urciuoli, 1997). In questi mesi infatti la falda segue la distribuzione degli eventi meteorici: la superficie del terreno è permanentemente ricoperta da un velo d'acqua che consente la ricarica diretta della falda. Nei mesi estivi, invece, il pelo libero della falda subisce un graduale e costante abbassamento, pressochè indipendente dagli eventi meteorici: ciò

avviene a causa dell'essiccamento dello strato superiore di terreno, tipico di questa stagione, che impedisce all'acqua meteorica di infiltrarsi in profondità.

La riattivazione degli spostamenti sembra essere collegata ad un valore di *soglia* delle pressioni neutre alla base del corpo della colata: fino a quando le pressioni interstiziali restano al di sotto di tale soglia, il movimento del versante non si riattiva.

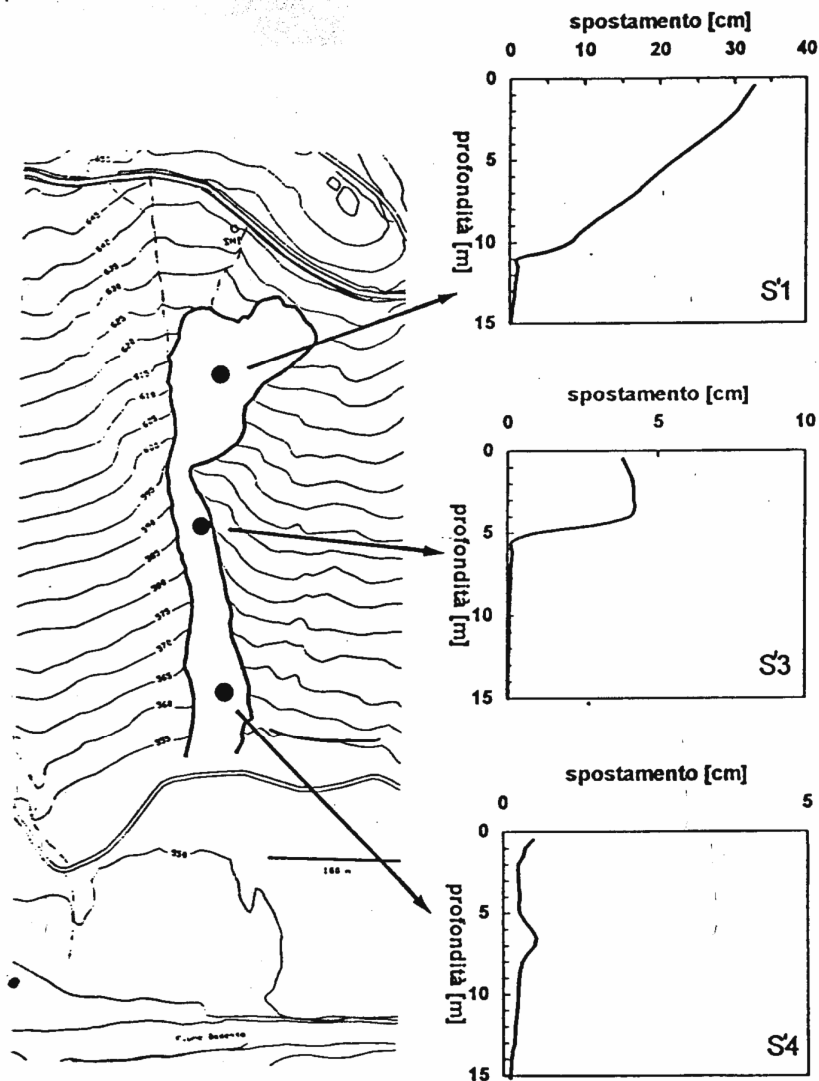


Figura 4 – Profili di spostamento nella colata (1992).

Il raggiungimento di questa soglia può riguardare anche una sola porzione dell'intera colata; in tal caso gli spostamenti hanno luogo solo in tale zona scorrendo lungo la zona di taglio e le zone circostanti, nelle quali la soglia non è stata superata, offrono un vincolo allo spostamento dell'intero corpo di frana.

2.3 *Regime della acque sotterranee*

Il rilievo del regime delle acque sotterranee è stato effettuato mediante l'utilizzo di numerosi piezometri tenuti sotto osservazione per lunghi periodi. I piezometri installati sia nel corpo di frana sia nella formazione di base hanno rivelato l'esistenza di un regime idrico alquanto complesso. In quasi tutte le verticali indagate, le celle posizionate a diversa profondità (una nella coltre in movimento ed un'altra nella formazione stabile) hanno fornito indicazioni differenti tra le quote piezometriche superiori ed inferiori (anche di qualche metro).

Come detto, la falda generalmente si “ricarica” durante le stagioni piovose (tra Novembre e Marzo); durante le stagioni secche e calde (da Maggio a Ottobre), invece, si assiste ad una graduale diminuzione delle pressioni neutre nel sottosuolo.

Gli andamenti delle quote piezometriche nel tempo sono interessati da fluttuazioni stagionali. Dall'analisi delle misure piezometriche effettuate nel corpo di frana in un periodo di oltre 8 anni (Urciuoli ,1998) si può osservare che le variazioni delle pressioni neutre rilevate nel corpo di frana sono maggiori di quelle che si registrano nella formazione di base; ciò è dovuto al fatto che il volume delle piogge è insufficiente a determinare un ricarico della falda profonda e, quindi, la sua influenza è limitata alle zone superficiali. In tale condizione la zona di taglio, essendo abbastanza superficiale, risente fortemente di tali oscillazioni.

Il meccanismo di alimentazione della falda dall'alto ad opera delle piogge fa sì che tipicamente si osservi una componente rilevante del moto di filtrazione verso il basso nella zona della nicchia della colata. Nella parte centrale del canale invece il flusso è praticamente parallelo al piano campagna (fig.5).

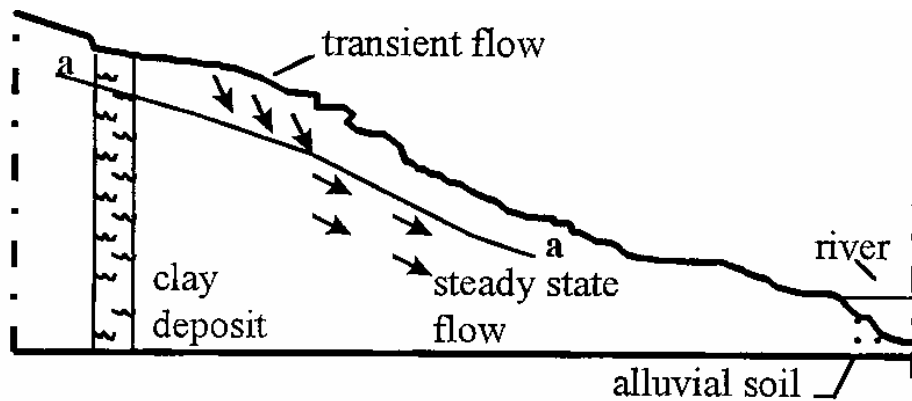
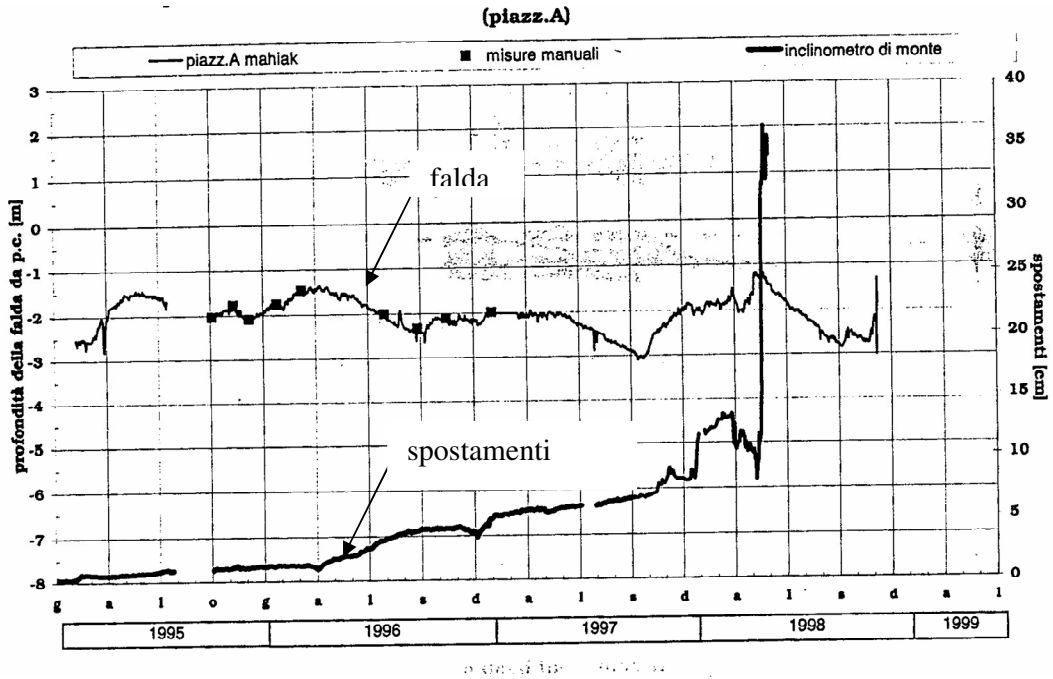


Figura 5 – Andamento qualitativo della falda lungo la colata (Urciuoli, 1998)

L'installazione di un pluviografo nelle immediate vicinanze della nicchia della colata, ha permesso di ottenere negli anni un confronto diretto tra eventi meteorici e variazione del livello di falda. La piovosità presenta una forte variabilità durante l'anno: si ha un valore medio di circa 800 mm/anno, che oscilla tra 30 e 105 mm/mese, con uno scarto quadratico medio compreso tra i 30 ed i 50 mm/mese. Lunghi periodi, dalla tarda primavera fino all'autunno inoltrato, si presentano secchi, con rare precipitazioni, di breve durata e abbastanza intense. Durante il periodo invernale invece le precipitazioni sono abbastanza frequenti ma di intensità moderate. Dall'osservazione pluriennale dei dati pluviometrici e di quelli piezometrici è emerso che l'innalzamento del livello della falda è legato principalmente agli apporti pluviometrici che si verificano tra il mese di Ottobre e di Novembre.

In figura 6 sono riportate le misure piezometriche e inclinometriche effettuate da 1995 al 1998 nel piazzale A e C disposti nella parte centrale del canale (fig. 2) dove è stato poi realizzato il campo prova. Come si evince dai grafici, la falda si trova ad una profondità di circa 2 m dal piano campagna con oscillazioni stagionali di circa 1-2 m. Nel piazzale C il piezometro con presa a 15 m di profondità registra un livello della quota piezometrica abbastanza inferiore a quello registrato dalla mahiak nel corpo di frana.



**Spostamenti cumulati alla testa degli inclinometri e piezometri elettrici
(piazza.C)**

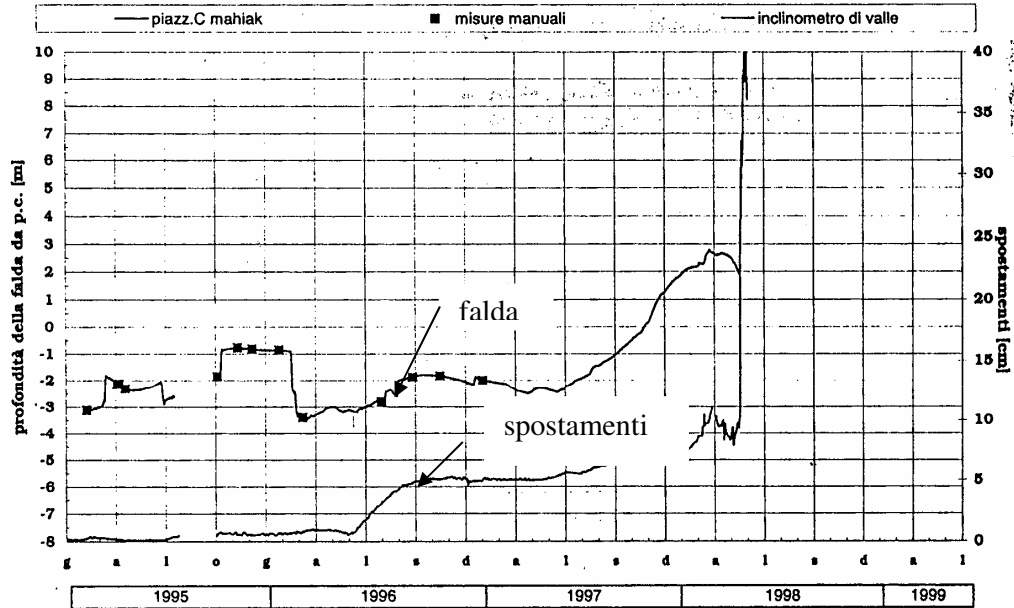


Figura 6 – Misure piezometriche nei piazzali A e C

2.4 Caratterizzazione dei terreni coinvolti

La frana ha sede in una formazione di Argille Varicolori Scagliose: questi terreni sono dei flysch composti da una frazione argillosa e una calcarea depositati durante l'Oligocene-Miocene, in ambiente marino, e successivamente soggetti ad intensi eventi tettonici. Queste formazioni sono definite “strutturalmente complesse”. A livello di macrostruttura la formazione si presenta costituita da argille fratturate e scisti argillosi alternati a blocchi o strati di calcari, spessi non più di 30 cm.

Nella stratigrafia del sottosuolo si possono individuare schematicamente tre zone con comportamenti meccanici notevolmente differenti: il corpo di frana, la zona di taglio e la formazione di base.

La formazione del corpo di frana ha la stessa origine geologica, ma risulta alterata e destrutturata a causa dei profondi processi di rimaneggiamento indotti dai fenomeni di deformazione a cui è stata sottoposta. Tale formazione risulta costituita da una matrice argillosa con i elementi lapidei e litorelitti della formazione stabile, inglobati nel suo interno.

La zona di taglio, in cui si concentrano una o più superfici di scorrimento, è costituita da materiale completamente ammorbidito a seguito di processi di degradazione meccanica.

La formazione di base è costituita da argilliti estremamente compatte e consistenti con intercalazioni di calcareniti in blocchi ed in strati di spessore non superiore ai 30 cm e di percentuale sempre ridotta rispetto alla frazione argillitica. L'argilla di base, di colore prevalentemente tra il giallastro ed il verdastro, è caratterizzata da una struttura a scaglie appiattite dalle dimensioni variabili da qualche centimetro a pochi millimetri.

I terreni delle diverse zone appartengono dunque alla medesima formazione e non mostrano differenze significative in termini di granulometria e plasticità, ma si differenziano molto per quanto riguarda la consistenza (Urciuoli, 1994). I terreni infatti sono progressivamente meno consistenti passando dalle argille della formazione di base a quelle del corpo della colata e quindi a quelle della zona di taglio.

La sperimentazione in sito ed in laboratorio effettuata sui terreni appartenenti sia alla formazione di base sia alla coltre in movimento ha permesso una accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni coinvolti.

Nella tabella 1 vengono riassunti i campi di variabilità di alcuni parametri fisici e meccanici dei terreni dedotti dagli studi precedenti (G. Guerriero, 1995).

	γ (KN/m ³)	S	e_0	K (m/s)	OCR	w (%)	I _p (%)	ϕ'_p (°)	c_u (KPa)	E_{sec} (50% q_p) (KPa)
A	19	1	0.44-0.6	$3 \cdot 10^{-9}$ - $1.5 \cdot 10^{-10}$	2 - 5	19.46	21.99	28-30	<50	$2.0 \cdot 10^4$
B	-	1	0.46-0.78	-	1 - 2	23.84	26.83	25	-	-
C	20	1	0.31-0.48	$3 \cdot 10^{-10}$ - $8.5 \cdot 10^{-11}$	>10	16.87	27.08	30	100	$4 \cdot 10^4$

Tabella 1 – Caratteristiche dei terreni

(A = coltre; B = zona di taglio; C = formazione di base)

Per quanto riguarda il comportamento a rottura Guerriero (1995), interpolando con un involuppo lineare i risultati di un gran numero di prove triassiali CID, ottiene i parametri di resistenza riportati in figura 7.

Dalla figura si può osservare una certa dispersione dei risultati, ed una possibile reale curvatura dell'involuppo di rottura a bassi valori della tensione di confinamento. Questo aspetto, è stato indagato durante questa ricerca effettuando una serie di prove CIU (con misura delle pressioni neutre) a bassi livelli tensionali ($p'_o=0.01 \div 0.10$ Mpa) su campioni prelevati nel corpo della colata. I risultati di queste prove sono riportati in figura 8a: dalle figure emerge che interpolando i risultati in termini di solo attrito si ottengono valori dell'angolo di attrito più alto ($\phi=30^\circ$).

Questo risultato è una conferma della non linearità del reale involuppo di rottura. Per tale motivo il valore di coesione indicato in figura 7 è da intendersi come parametro della retta di interpolazione e non come reale coesione del materiale.

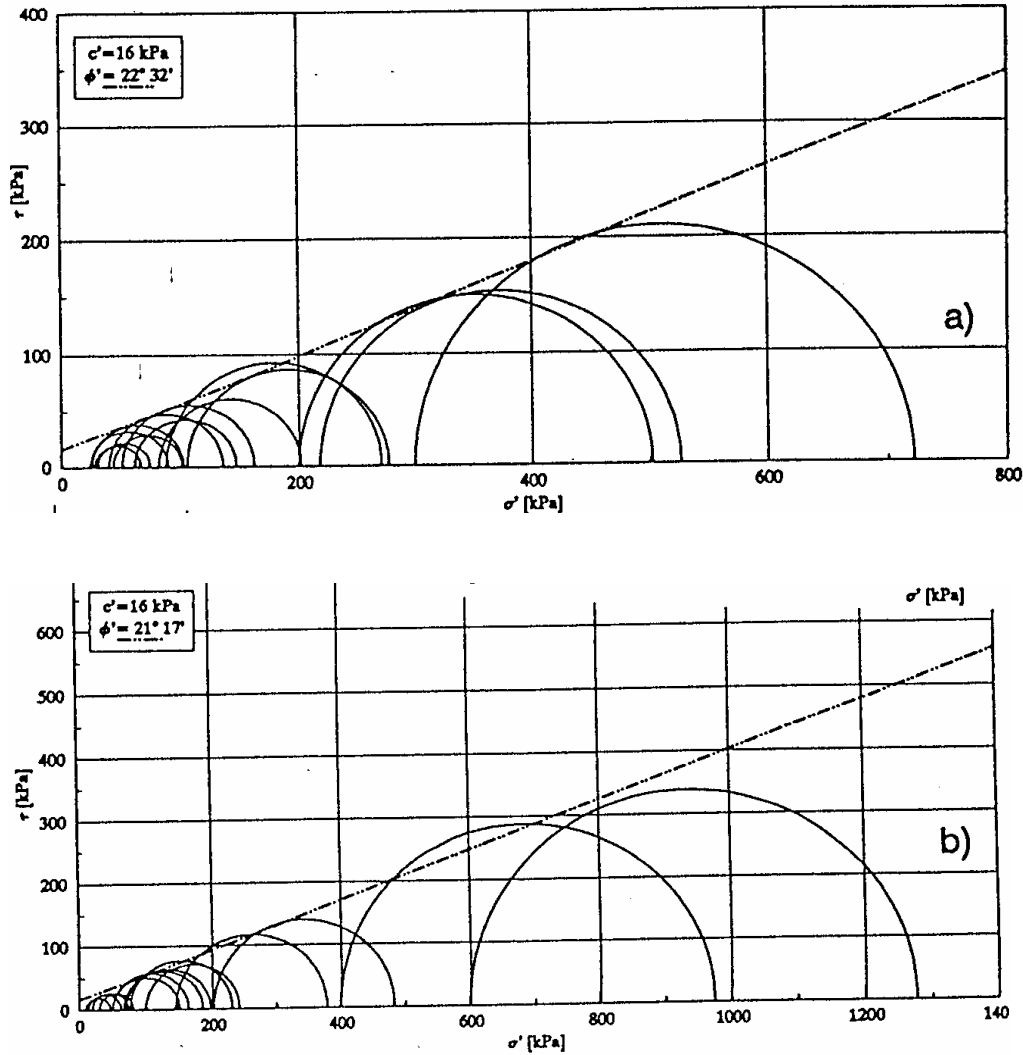


Figura 7 – Piano di Mohr: a) colata, b) zona di taglio

Altro aspetto rilevante è il fatto che, nonostante l'elevato valore nominale dell'OCR, le curve tensioni-deformazioni non presentano un picco ben definito (figg. 8 a,b), e le deformazioni volumetriche non si mostrano di tipo dilatante. Questa apparente contraddizione è stata spiegata sulla base del fatto che il comportamento meccanico è

governato dalla sola matrice, prossima ad una condizione di normal-consolidazione, e dimostrata anche attraverso il confronto con provini ricostituiti (Guerriero, 1995).

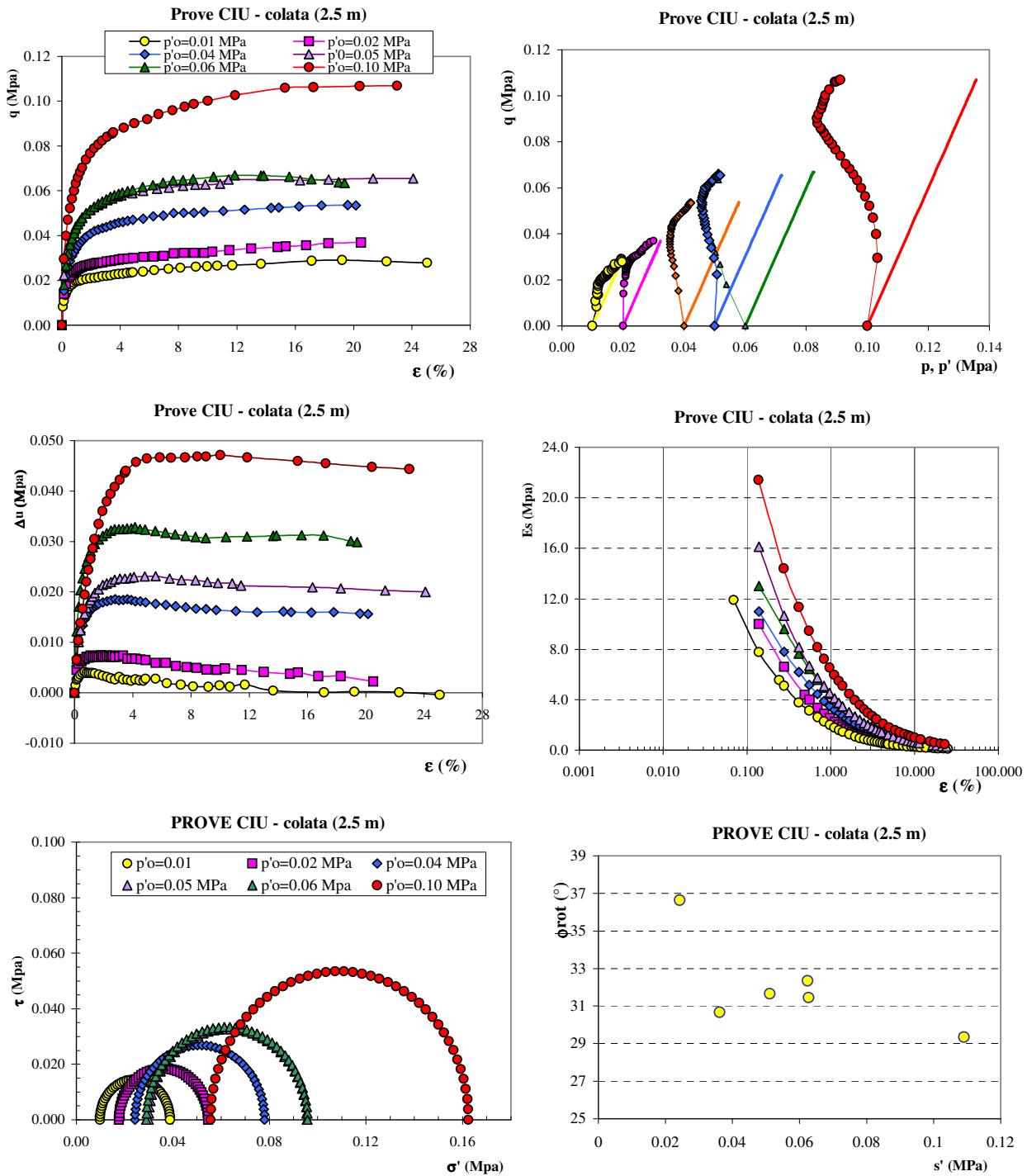


Figura 8 a– Prove di compressione triassiale CIU sui campioni prelevati in sito nella coltre in frana

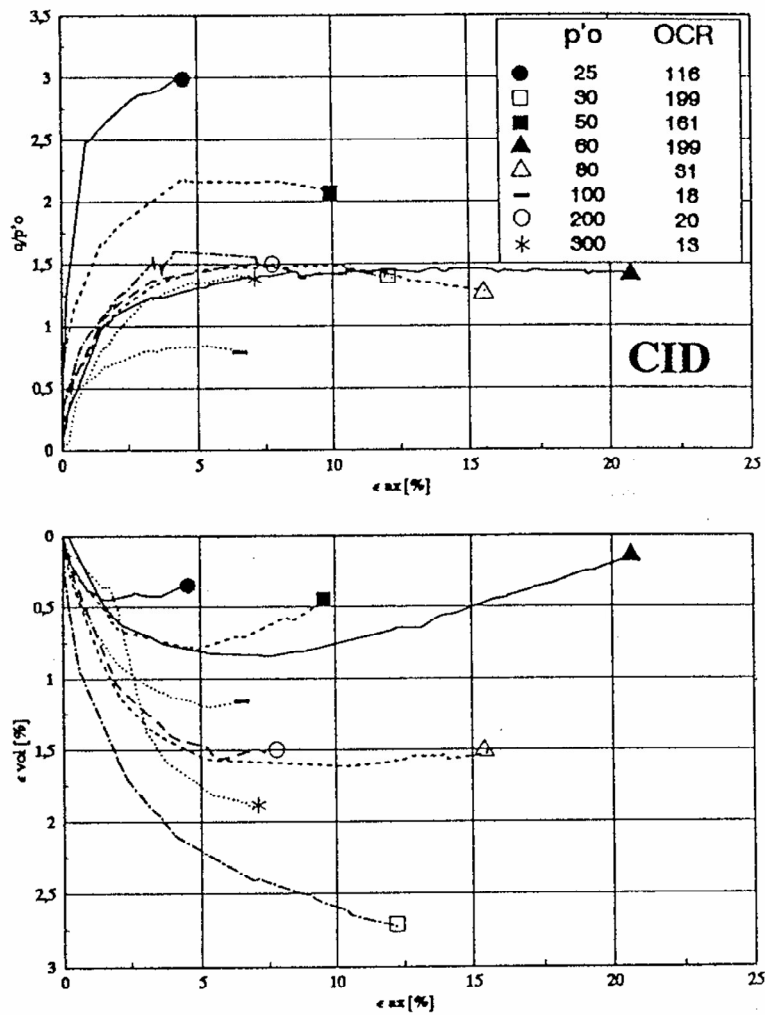


Figura 8 b– Prove di compressione triassiale CID sui campioni prelevati in sito

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità dello scheletro solido, queste prove triassiali sono state interpretate attraverso la valutazione di un modulo di Young secante in funzione del livello di deformazione (fig. 9).

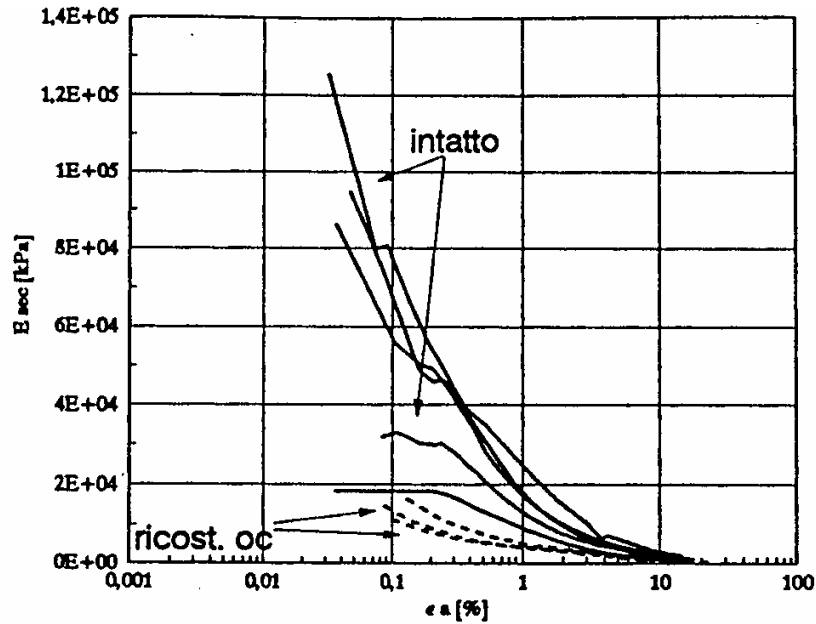


Figura 9 – Variazione di rigidità della formazione di base

Dalla figura si osserva che, pur in assenza di informazioni dettagliate relative ai livelli di deformazione molto bassi, i risultati forniscono informazioni nel campo di deformazioni attese in sito. Ancora una volta, si osserva una netta differenza di comportamento tra il materiale ricostituito e quello indisturbato, a conferma della forte influenza della struttura di quest'ultimo.

3. DESCRIZIONE DEL CAMPO PROVA

Il campo sperimentale è stato realizzato nella parte centrale del canale della colata di Masseria Marino; in tale zona la larghezza del corpo della colata è pari a 15m e lo spessore della colata in movimento è di circa 5m (vedi fig.1).

Il campo prova è costituito da una fila di cinque pali tubolari di acciaio, della lunghezza di 10 m, diametro 400 mm e spessore di 6 mm, posti in opera ad un interasse pari a due volte il diametro ($i=0.9$ m). Un sesto palo, di caratteristiche uguali a quelli appartenenti alla fila, è stato realizzato lateralmente alla fila ad una distanza dal palo più esterno della fila pari a circa sei volte il diametro (figg.10 a/b) con il fine di riprodurre il caso di un palo isolato. I pali sono stati disposti ortogonalmente alla direzione di avanzamento della colata, e sono stati realizzati in sito mediante saldatura di 4 tronchi di 2.5 m di lunghezza ciascuno.



Figura 10 a- Il campo sperimentale

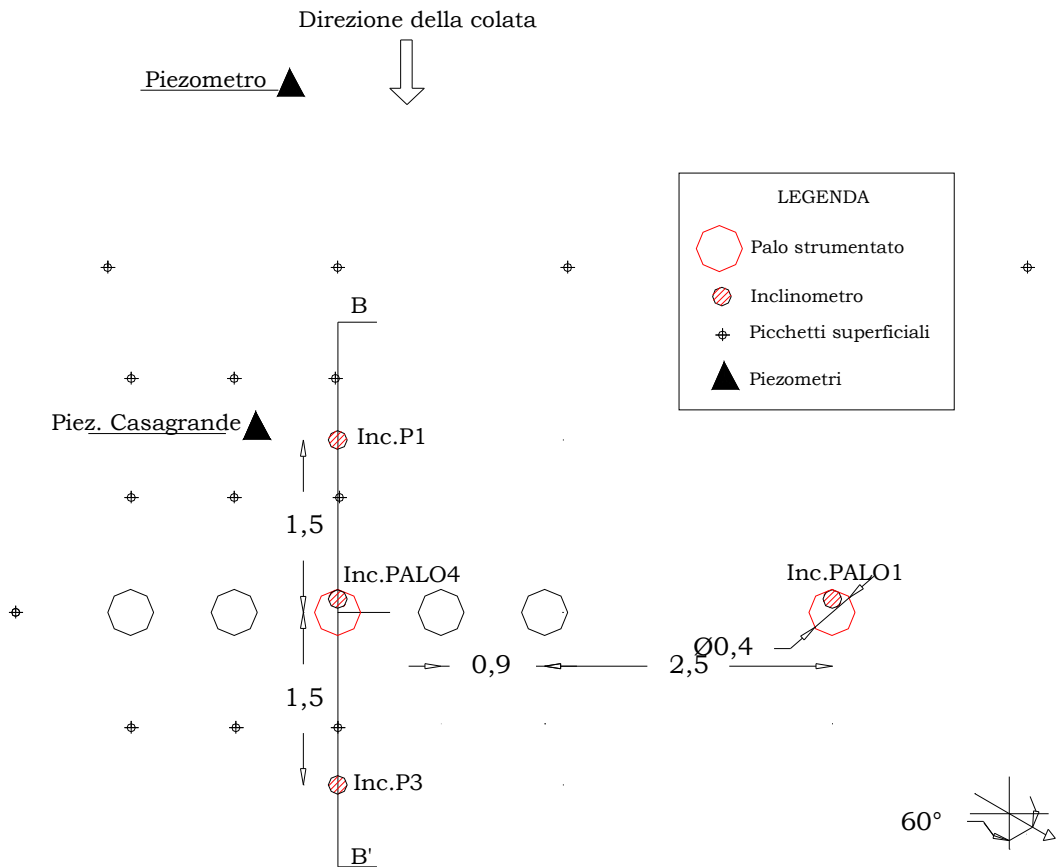


Figura 10 b- Planimetria dell'intervento

Poiché è impegnato circa 1/3 della dimensione del canale della colata, si è ritenuto che l'azione stabilizzante esercitata dalla fila non possa quindi necessariamente influenzare il movimento complessivo della colata.

Il palo interno alla fila e quello isolato sono stati strumentati con tubi inclinometrici ed estensimetri a corda vibrante al fine di studiare gli effetti del movimento della colata in termini di sollecitazioni su entrambi i pali.

La scelta del diametro e della sezione è stata effettuata tenendo conto dell'esigenza di ottenere una struttura resistente ma sufficientemente deformabile per poter facilitare la misura delle deformazioni dalle fasi iniziali fino alla rottura.

Sono stati inoltre posizionati nel terreno, intorno ai pali, due inclinometri (uno a monte e l'altro a valle della fila) ed alcuni picchetti topografici, per monitorare gli spostamenti superficiali del terreno e verificare la capacità della fila di ridurre gli spostamenti della colata nell'intorno dei pali.

Nell'arco dei tre anni di monitoraggio, l'osservazione sperimentale è stata principalmente focalizzata al comportamento dei pali, senza però tralasciare l'analisi complessiva della colata. Per tale motivo periodicamente sono state effettuate sia letture topografiche della rete di picchetti ancora esistente lungo tutta la colata sia misure delle oscillazione dei livelli di falda. Naturalmente gli aspetti connessi al comportamento cinematico della colata nel suo complesso verranno trattati solo marginalmente in questo lavoro: come già detto, infatti, tali aspetti sono stati già ampiamente approfonditi in precedenti ricerche.

3.1 Strumentazione installata nei pali

I pali strumentati nel campo prova sono il palo isolato (PALO1) e il palo interno alla fila (PALO4) indicati in figura 10b. Tutta la strumentazione è stata inserita nei pali direttamente in sito durante la fasi di installazione dei pali stessi.

La realizzazione dei due pali strumentati ha comportato l'esecuzione di alcune operazioni preliminari: in ciascun concio di palo è stato fissato saldamente nella parete interna un tratto di tubo inclinometrico, e sono stati predisposti dei fori per collegare le barrette estensimetriche al palo.

Il primo concio (il più profondo) è stato ostruito all'estremità con un fondello saldato in opera al fine di assicurare la tenuta idraulica del palo: il concio è stato poi sollevato e immesso nel foro con l'aiuto di una escavatrice. Una volta posizionato in corrispondenza del foro, il concio è stato mantenuto in sospensione per procedere alle operazioni di saldatura con il concio successivo.

Alcune sezioni dei due pali (cinque nel corpo della colata e una nella formazione) sono state strumentate con estensimetri a corda vibrante: per ciascuna sezione sono stati disposti due estensimetri, uno sulla fibra di monte e uno su quella di valle (fig.12). Gli estensimetri forniscono una misura della deformazione locale del palo

dalla quale è possibile ricavare, attraverso una semplice elaborazione, il valore locale della sollecitazione flettente.

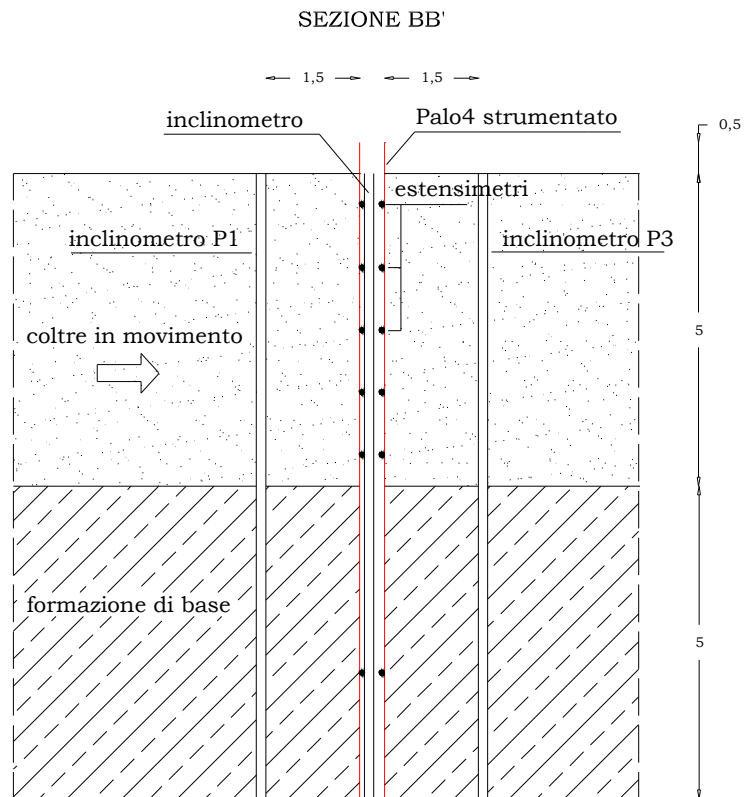


Figura 12 - Sezione dell'intervento e posizione barrette estensimetriche

La scelta della posizione degli strumenti è scaturita dalla conoscenza acquisita nel tempo della direzione degli spostamenti della colata in questa zona: si è quindi fatto in modo di disporre la fila di pali ed il palo isolato ortogonalmente alla direzione dello spostamento della coltre in modo da ottenere nel palo delle sollecitazioni da flessione “retta” (ossia che si verifica nel piano contenente gli strumenti). Solo in tal caso la conoscenza delle deformazioni del palo in soli due punti della sezione

indagata (fibra di monte e fibra di valle) può essere sufficiente per valutare il momento flettente agente nella sezione stessa.

Gli estensimetri sono stati fissati su una barretta metallica (16 mm di lunghezza) che è stata ancorata con dei bulloni alla camicia del palo. Gli strumenti sono stati poi calibrati all'interno del proprio *range* di misura (variabile tra $\pm 2500\mu\epsilon$) in sito prima di immettere il palo nel terreno. Infine gli strumenti sono stati collegati ad una centralina automatica posta nelle immediate vicinanze dei pali, alimentata da un pannello solare, impostata in modo da memorizzare 6 letture giornaliere (ogni 4 ore).

3.2 Strumentazione installata nel terreno

Nella frana di Masseria Marino, come detto in precedenza, sono ancora presenti alcuni strumenti di monitoraggio (pluviografo, piezometri e picchetti topografici) installati durante le passate campagne di indagini e ancora funzionanti. Il nuovo campo sperimentale naturalmente si è avvalso anche dell'uso di questi strumenti già presenti in sito.

Per monitorare lo spostamento superficiale e profondo della colata sono stati disposti tre tubi inclinometrici nel terreno e una serie di picchetti topografici.

Due inclinometri di 15 m di lunghezza sono stati posizionati (fig.10b) a monte ed a valle della fila di pali ad una distanza di 1.5 m dalla fila, con l'obiettivo di monitorare l'effetto di rallentamento esercitata dalla fila di pali sul movimento della coltre.

A monte della fila, ad una distanza di 5 m, è stato disposto un altro tubo inclinometrico, della medesima lunghezza, strumentato con 8 coppie di elettrolivelle (8 sezioni di misura). Per ciascuna sezione di misura è stata disposta una elettrolivella nella direzione di massima pendenza ed un'altra nella direzione ortogonale. Le due elettrolivelle forniscono una misura della rotazione della sezione del tubo inclinometrico (nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane): da questa è possibile risalire alla deformata del tubo inclinometrico e quindi ad una misura

dello spostamento della colata. Tutte le elettrolivelle sono poi collegate alla centralina automatica che memorizza 8 letture giornaliere.

Come detto in precedenza, nella frana esiste inoltre un sistema di picchetti topografici, installato durante le ricerche precedenti che continua ad essere tenuto sotto osservazione mediante periodiche misure topografiche. Questa rete topografica è stata ampliata, in occasione dell'installazione del campo prova, con una nuova serie di picchetti posizionati nell'intorno della zona di intervento con l'obiettivo di infittire i punti di osservazione degli spostamenti superficiali della frana nella parte centrale del canale.

Infine sono stati posizionati due piezometri elettrici nel terreno, uno a monte della fila di pali ad una distanza di circa 5m ed uno a valle della fila, ad una distanza di circa 3 m: le celle piezometriche si trovano nel corpo della colata ad una profondità di 4 m dal piano compagna. I due piezometri sono anche esse collegati alla centralina elettrica e forniscono una misura in continuo delle oscillazioni del livello della falda nel corpo della colata.

3.3 Ampliamento del campo sperimentale (luglio 2001)

Nel luglio 2001 è stato possibile, mediante il finanziamento CIPE-MURST (per il piano "Ambiente Terrestre" - progetto 15 "*Franosità in Campania ed introduzione di tecnologie avanzate per la stabilizzazione dei pendii*"), realizzare alcuni interventi di ampliamento del campo sperimentale esistente.

In particolare è stato realizzato un nuovo palo isolato delle stesse caratteristiche di quelli già esistenti, strumentato sempre con un tubo inclinometrico interno e con estensimetri a corda vibrante.

Il palo è stato installato a circa 15 a monte della fila; questa scelta è stata dettata dall'esigenza di riprodurre la condizione di palo isolato. L'altro palo isolato era stato disposto ad un interasse pari a circa 6 volte il diametro dei pali (fig. 16b); tuttavia le evidenze sperimentali, emerse dagli studi presenti in letteratura su modelli in piccola scala (vedi Capitolo II), hanno dimostrato che l'effetto di gruppo si estingue ad

interassi pari, in taluni casi, a circa 8 volte il diametro. Questo può significare che forse il palo isolato disposto vicino alla fila non riproduce esattamente la condizione di un palo isolato. Per tale motivo è sembrato quindi opportuno allontanarsi debitamente dalla fila.

A valle dell'esperienza precedente si è preferito installare nel nuovo palo quattro estensimetri per ciascuna sezione (8 sezioni strumentate) rivolgendo particolare attenzione alla fase di installazione. Gli estensimetri sono stati disposti in ciascuna sezione secondo lo schema riportato in figura 13; si è deciso cioè di posizionare un estensimetro sulla fibra di monte ed uno su quella di valle del palo come fatto in precedenza, e di posizionare gli altri due estensimetri a $\pm 60^\circ$ rispetto allo strumento di valle. Tutti gli strumenti sono stati poi collegati alla centralina già presente in sito. Sono stati inoltre disposti quattro inclinometri nel terreno, due a monte del palo ad una distanza rispettivamente di 5 e 1.5 m, e due a valle ad una distanza di 1.5 e 3 m.(figg. 14, 15). Il nuovo palo è stato realizzato lungo lo stesso allineamento del palo interno alla fila a circa 15 m di distanza a monte.

Un punto debole della sperimentazione iniziale è stato senza dubbio la presenza di un unico inclinometro a monte della fila (fig. 10b) posto inoltre troppo vicino a quest'ultima; dalle misure fornite da un solo inclinometro nel terreno non è stato possibile osservare in dettaglio come la fila abbia modificato il campo di spostamenti della colata. Con la realizzazione di questi nuovi inclinometri si è voluto superare questo limite della prima sperimentazione.

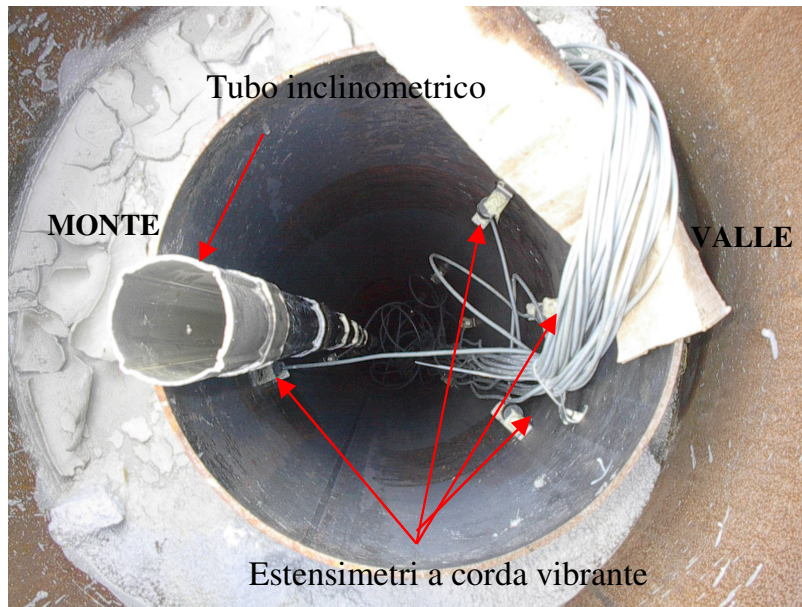


Figura 13 – Particolare degli estensimetri installati nel nuovo palo isolato

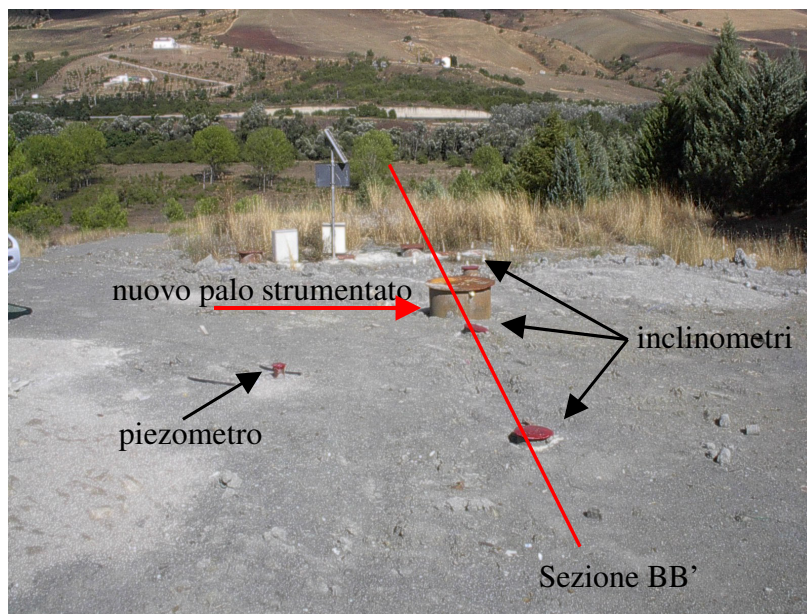


Figura 14 – Il nuovo palo isolato e gli inclinometri

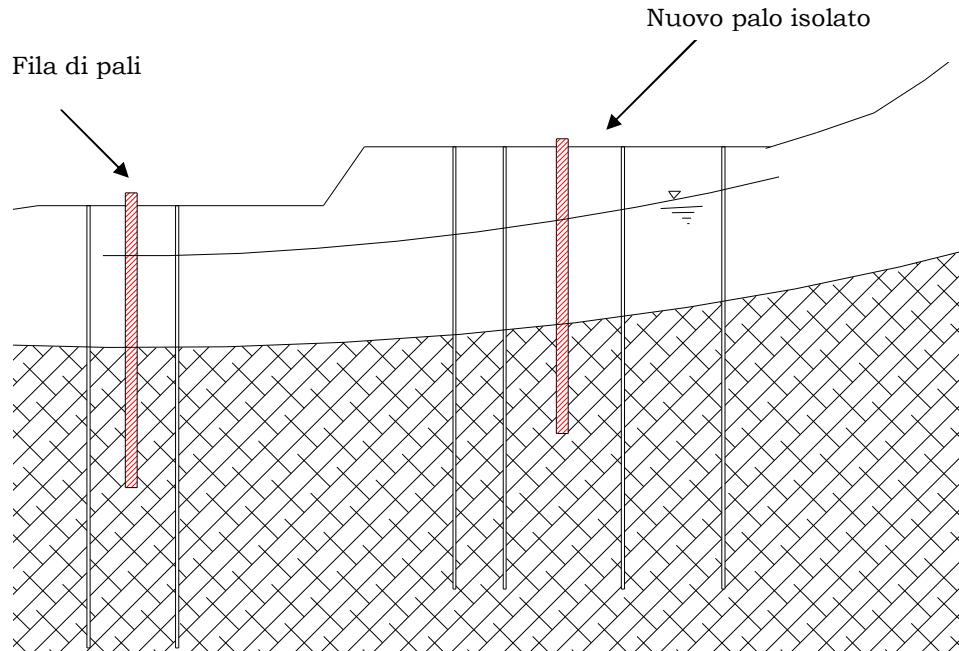


Figura 15 – Sezione dell'intervento BB'

Gli interventi di ampliamento hanno coinvolto anche i cinque pali della fila già esistente che si ritiene abbiano raggiunto la rottura al termine del secondo anno di monitoraggio. Si è infatti deciso di riempire i cinque pali con calcestruzzo, in modo da continuare la sperimentazione riguardante la fila di pali: naturalmente essendo il sistema molto più rigido il comportamento che ci si aspetta sarà alquanto differente da quello osservato nel caso dei pali tubolari.

Durante i lavori di ampliamento del campo prova sono stati inoltre installati due piezometri Casagrande, entrambi con presa a 4 m di profondità, uno vicino al nuovo palo ed un altro a monte della fila. Il posizionamento di questi due piezometri è stato necessario per verificare definitivamente la validità delle misure piezometriche fornite dai due piezometri elettrici già esistenti.

4. I DATI SPERIMENTALI

I dati raccolti durante la sperimentazione in sito si estendono dal settembre del 1999 fino al mese di dicembre del 2002. La colata, come vedremo in seguito, si è riattivata essenzialmente durante il primo anno di monitoraggio con spostamenti superficiali complessivi massimi di circa 30 cm nella zona di alimentazione e di circa 15 cm nella parte centrale del canale. Nel secondo anno di monitoraggio la frana ha avuto una lieve riattivazione per poi arrestarsi completamente; ciò ha trovato conferma sia nelle letture topografiche sia nei dati inclinometrici. Si ritiene che l'avanzamento della colata non sia stato bloccato dalla presenza dei pali che tutt'al più possono provocare un rallentamento del corpo della frana nell'intorno dei pali.

Come vedremo di seguito però, l'analisi delle misure pluviometriche e piezometriche non giustifica la fase di stasi della colata di questi due ultimi anni. C'è da dire che dall'osservazione visiva della zona interessata dalla frana, sembra che il movimento si sia riattivato esternamente all'impronta originaria della colata. Non è stato possibile appurare con certezza questo cambiamento di direzione dato che mancano in tale zona strumenti di monitoraggio. Una motivazione plausibile del cambiamento di direzione del moto potrebbe essere l'alterazione del profilo morfologico del canale causato dai movimenti di terra effettuati durante l'installazione del campo prova. In tale zona infatti è stato necessario effettuare per la realizzazione del campo prova un piazzale che ha provocato uno svuotamento della parte centrale del canale; questo piazzale è stato poi ampliato alla fine del secondo anno di monitoraggio (luglio 2001) durante i lavori di ampliamento del campo prova (par. 2.3). Lo svuotamento del canale potrebbe aver involontariamente modificato il comportamento cinematico della colata.

4.1 Misure topografiche

Le misure topografiche sono state estese, nei tre anni di monitoraggio, all'intera rete di picchetti esistente lungo la colata; per quanto detto precedentemente, la rete originariamente installata, è stata in parte distrutta nel 1998, anno in cui un evento meteorico particolarmente intenso causò una riattivazione della colata così violenta da mandare fuori uso gran parte della strumentazione installata (inclinometri, piezometri, picchetti topografici., etc). Di questa rete topografica sono ancora esistenti 6 picchetti nella nicchia di alimentazione e 4 picchetti nella zona terminale del canale della colata, in prossimità della zona di accumulo (fig.16 a).

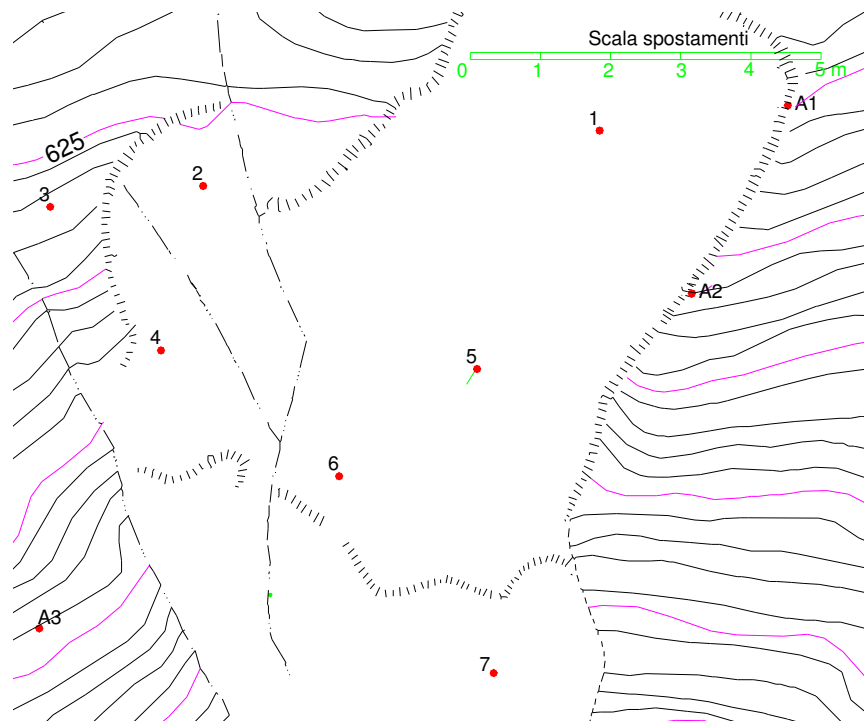


Figura 16 a – Picchetti topografici nella zona di alimentazione

Nella tabella 2 sono riportate le misure topografiche progressive durante il primo anno di monitoraggio, relative ai picchetti presenti nella zona di alimentazione e ad un picchetto posto a monte della fila di pali (fig. 16b). Da queste misure emerge che

l'andamento nel tempo dello spostamento della colata ha un picco di velocità nei primi mesi primaverili.

lettura	NICCHIA						CANALE
	s1(cm)	s2(cm)	s4(cm)	s5(cm)	s6(cm)	s7(cm)	sP10(cm)
20/09/99	0	0	0	0	0	0	0
01/12/99	9	fermo	0	5	15	10	2
14/03/00	4	fermo	0	12	19	0	3
31/05/00	15	fermo	30	20	40	0	5
02/11/00	7	fermo	3	3	15	7	2
07/12/00	0	fermo	0	0	0	0	0

Tabella 2 – Spostamenti relativi durante il primo anno di monitoraggio in alcuni picchetti

Per quanto riguarda la zona intorno ai pali (fig. 16b), si osserva che la colata avanza con una direzione ortogonale alla fila di pali; i due picchetti più vicini alla fila (P3 e P11) indicano uno spostamento diretto verso l'intercapedine fra i pali.

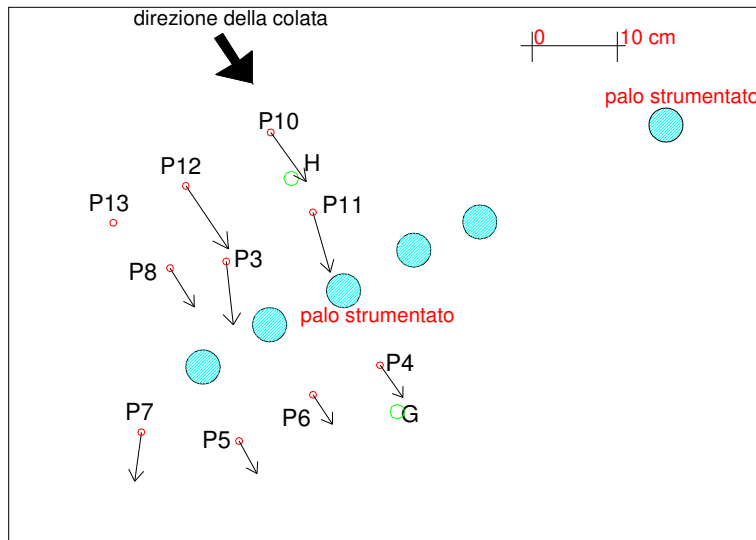


Figura 16 b–Vettori spostamento complessivi registrati nei primo anno di monitoraggio

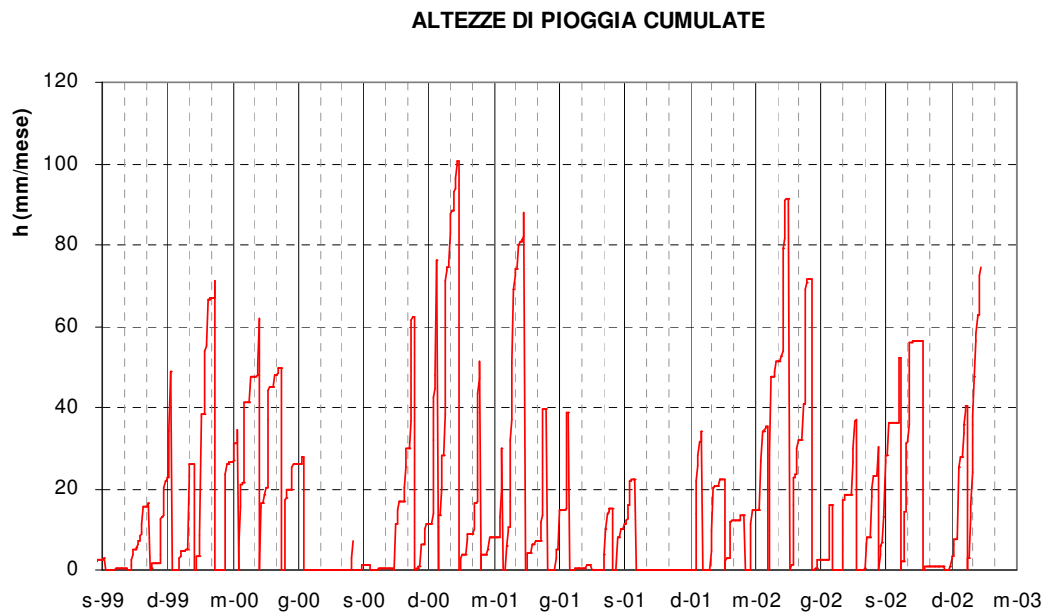
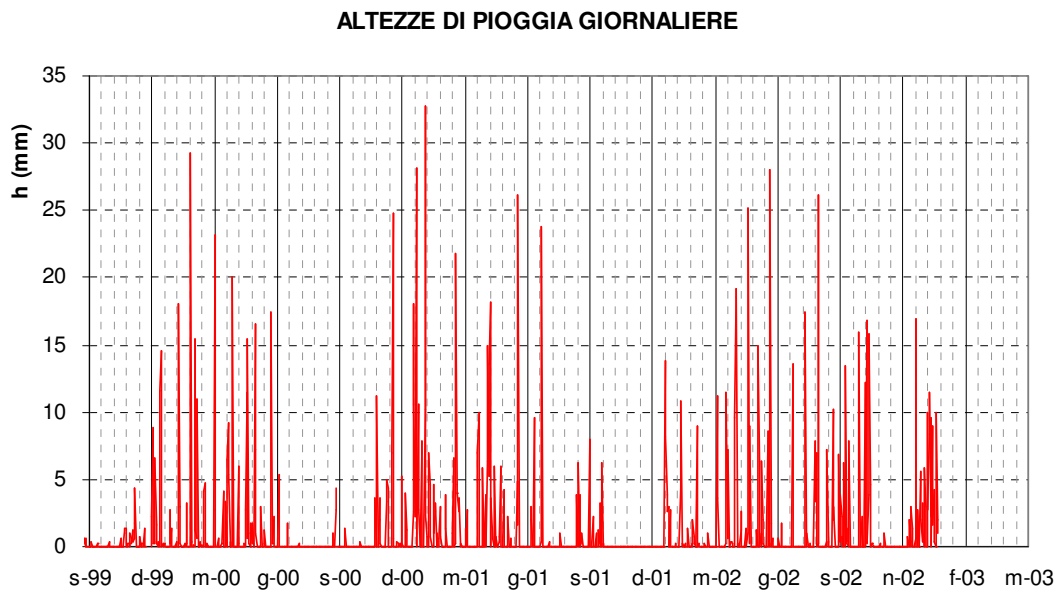
Dopo il primo anno di monitoraggio le misure topografiche sono state effettuate molto saltuariamente, di conseguenza i pochi dati sperimentali raccolti non vengono riportati. Si ricorda solo che tutte le letture effettuate hanno confermato che la colata dal mese di novembre del 2000 si è praticamente arrestata.

4.2 Misure pluviometriche e piezometriche

Come detto nel par. 2.2, la colata viene riattivata dalle oscillazioni stagionali della falda all'interno del corpo in frana che si verificano a seguito di eventi meteorici. La falda in questa zona del canale si trova ad una profondità di circa 1.5 m. Dalle ricerche effettuate in passato è emerso che le fluttuazioni medie nell'anno della quota piezometrica possono essere anche di 2-3 metri ed esiste nel moto della falda una considerevole componente verso il basso (nella zona di alimentazione). Queste oscillazioni risultano alquanto significative rispetto al margine di sicurezza del pendio.

Tra Settembre 1999 e dicembre 2002 non si sono verificati eventi meteorici particolarmente intensi ma piuttosto eventi ripetitivi con picchi essenzialmente nei mesi di febbraio, aprile e maggio. Il massimo evento piovoso si è manifestato nel febbraio del 2001 con circa 33 mm di altezza di pioggia giornaliera (fig. 17)

Come si evince dal diagramma delle altezze di pioggia cumulate mensili (fig. 18a), la distribuzione degli eventi meteorici nell'anno è molto simile per i primi due anni di osservazione; il terzo anno (set. 2001–set. 2002) è stato invece caratterizzato da eventi piovosi più modesti con un unico picco registrato nel mese di aprile (circa 30 mm di altezza di pioggia giornaliera). Complessivamente il primo anno sono piovuti 355 mm di pioggia, il secondo anno 515 mm ed il terzo anno 400 mm (fig. 18 b). Osservando le altezze di pioggia cumulate nell'anno (fig. 18b) si evince chiaramente che i vari anni di monitoraggio differiscono tra loro per le piogge che si sono verificate nei primi mesi autunnali ed invernali (primo tratto delle spezzate riportate nel diagramma della figura).



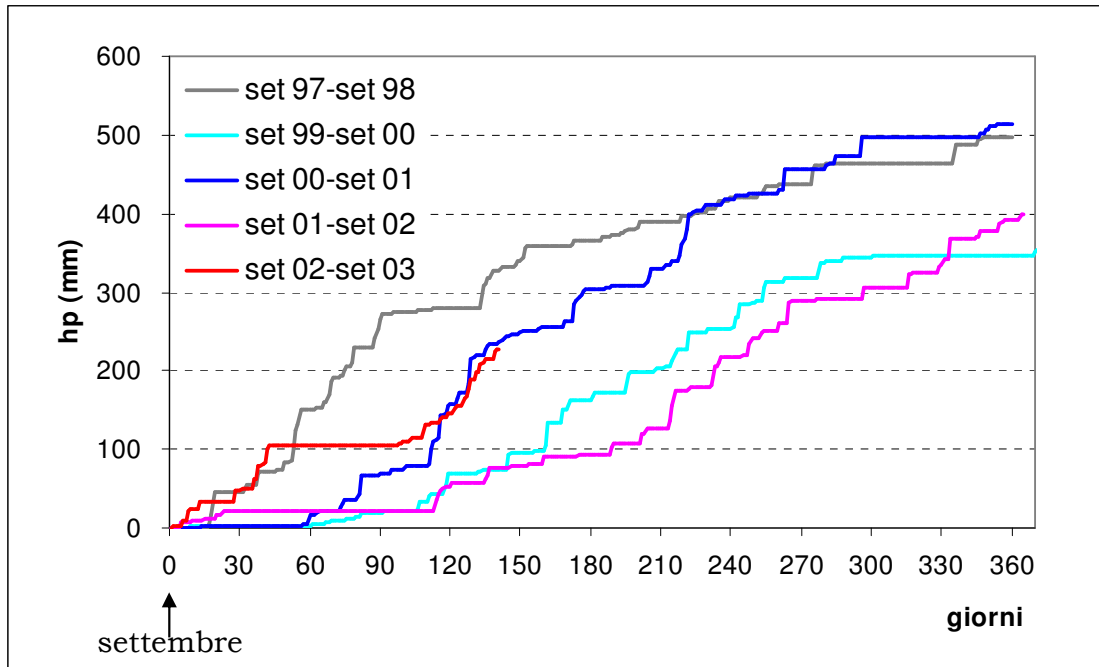


Figure 18b – Altezze di pioggia cumulate annuali

Per quanto riguarda il monitoraggio delle acque profonde le misure piezometriche, effettuate con i piezometri elettrici nell'intorno dei pali rivelano due diversi livelli di falda a monte e a valle dei pali (fig. 19) con lievi oscillazioni stagionali (circa 30 cm). Rispetto alle variazioni che si sono misurate in passato nel corpo della colata (anche 2-3 m), siamo in presenza quindi di oscillazioni poco significative e certamente poco correlabili agli spostamenti registrati.

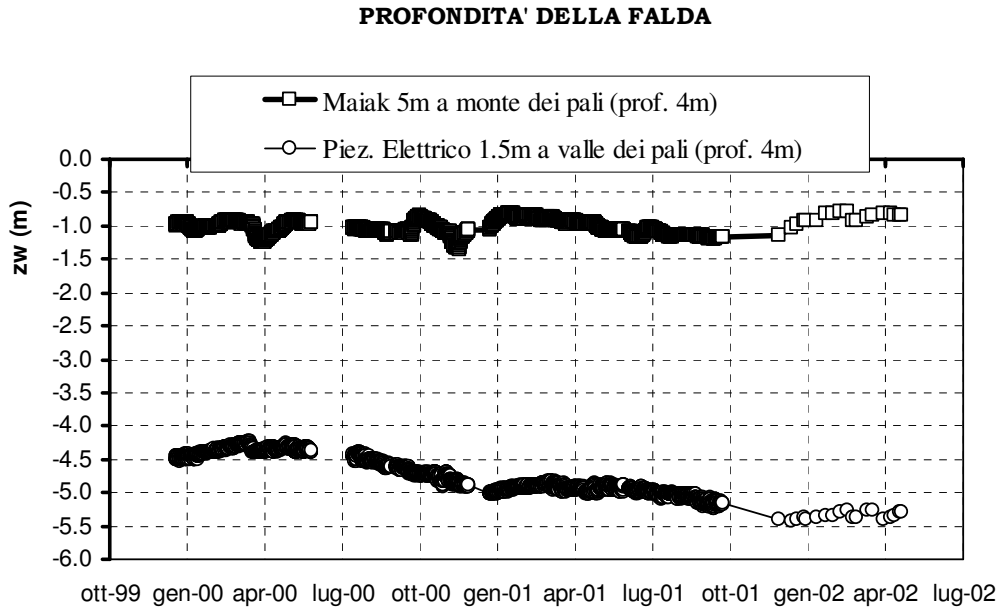


Figura 19 – Quote piezometriche registrate nei piezometri elettrici

Nella figura 20 sono invece riportate le oscillazioni della falda misurate in questi tre anni nel piezometro disposto nel piazzale D (presa a 18 m di profondità). Questo piazzale si trova al di fuori del ciglio della colata poco più a valle del campo prova; il piezometro Casagrande è stato realizzato nel 1995 ed è uno dei pochi strumenti rimasti indenni ai movimenti della colata. Le misure piezometriche effettuate dal 1999 al 2002 riprendono il trend osservato negli anni precedenti: il livello della falda si trova ad una profondità di 2-3 m dal piano campagna ed ha oscillazioni stagionali di quasi 2 m. Le oscillazioni della falda misurate in questo piezometro risultano perfettamente in accordo con l'andamento degli apporti pluviometrici registrati nello stesso periodo.

Non è chiaro il motivo per il quale invece i due piezometri elettrici a monte e a valle della fila di pali per tutti i tre anni di monitoraggio abbiano registrato livelli di falda poco sensibili agli apporti pluviometrici mentre il piezometro fuori frana ha registrato oscillazioni molto più rilevanti. Si segnala inoltre che il piezometro posto nel piazzale D ha una presa nella formazione di base (18 m di profondità) mentre

quelli vicino ai pali hanno la presa nel coltre in movimento (4 m di profondità); questi ultimi dovrebbero quindi essere molto più sensibili agli eventi meteorici visto che sono più superficiali e disposti in una coltre fortemente rimaneggiata.

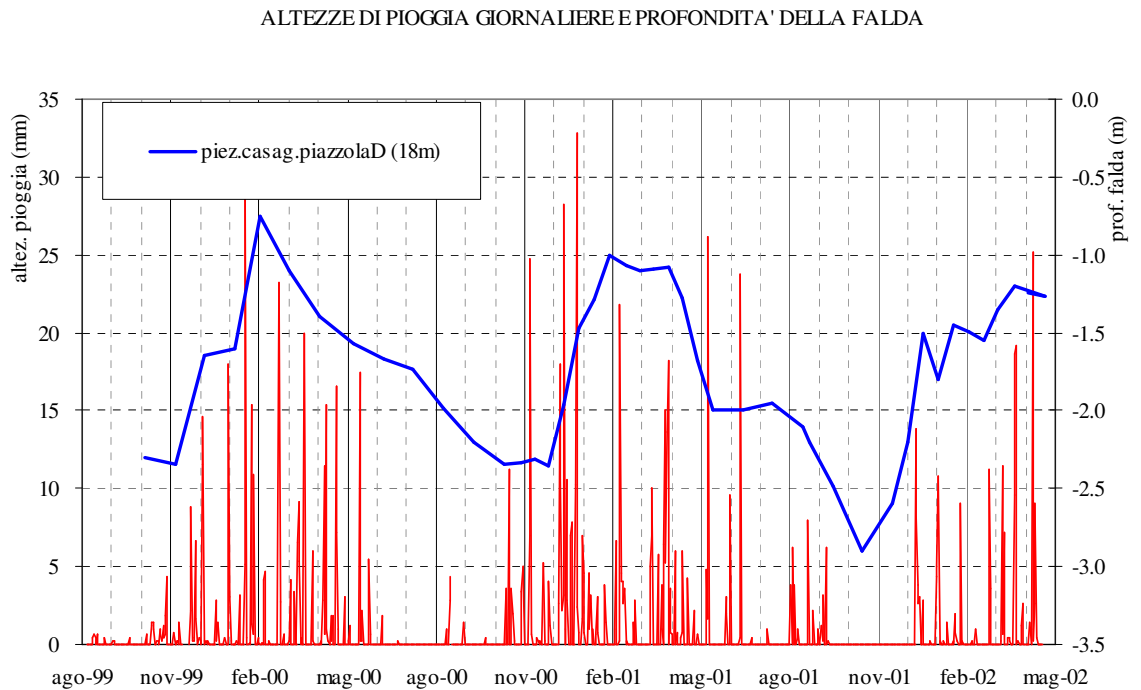


Figura 20 – Quote piezometriche registrate dal piezometro Casagrande posizionato nel piazzale D (fuori frana)

Per verificare questa incongruenza nelle misure piezometriche nel luglio del 2001 sono stati installati due nuovi piezometri Casagrande a monte della fila (presa a circa 4 m di profondità). Nello stesso diagramma riportato in figura 20 sono state sovrapposte quindi anche le misure discontinue effettuate a partire dal luglio 2001 con questi nuovi strumenti (fig. 21).

ALTEZZE DI PIOGGIA GIORNALIERE E PROFONDITA' DELLA FALDA

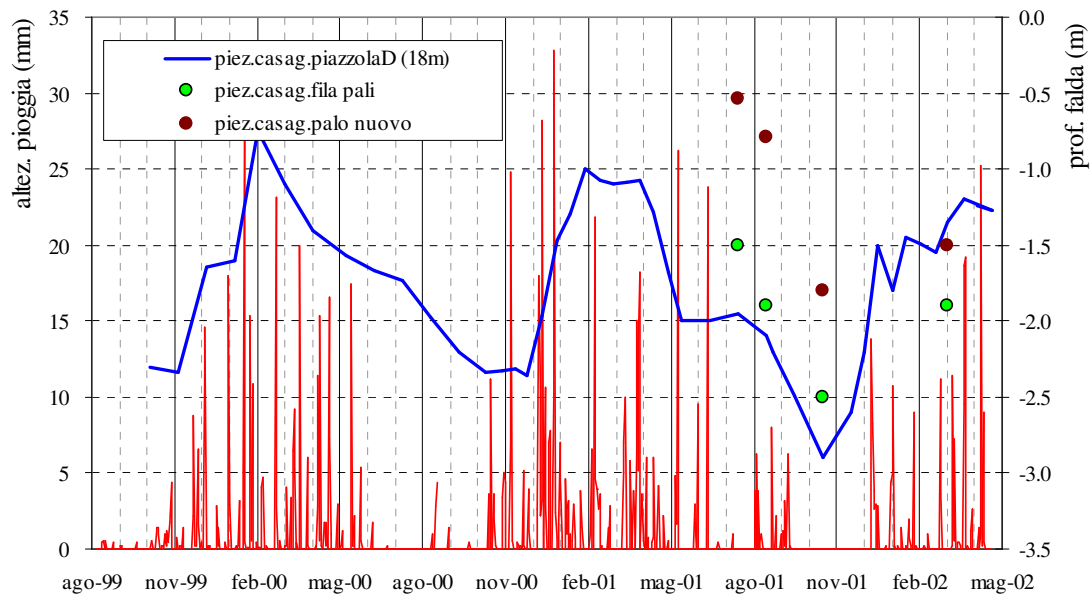


Figura 21 – Quote piezometriche nei due nuovi piezometri Casagrande e altezze di pioggia giornaliere

Queste ultime rivelano, a differenza delle misure automatiche, una oscillazione del livello di falda rilevante e molto vicina a quanto misurato nel piezometro del piazzale D fuori frana. Ciò è stata una ulteriore conferma del cattivo funzionamento dei piezometri elettrici. Per tale motivo si è ritenuto corretto fare riferimento alle oscillazioni di falda misurate in questi tre anni di monitoraggio dal piezometro del piazzale D (affiancate poi dai nuovi dati ricavati dai piezometri Casagrande).

Da tali misure emerge che il massimo innalzamento della falda si è verificato nel primo anno di monitoraggio (febbraio 2000) raggiungendo una profondità dal piano campagna di circa 60 cm. Ciò fornisce una prima motivazione della mancata riattivazione della colata nei due anni successivi.

4.3 *Misure di spostamento*

Le misure inclinometriche sono state eseguite con cadenza mensile nei tre anni di monitoraggio; osservando le misure effettuate negli inclinometri posti nel terreno (a monte ed a valle della fila di pali), si evince che le deformazioni sono essenzialmente concentrate alla base della coltre (circa 5m di profondità) e sono di entità ridotta nel corpo di frana (fig.22 a/b). Lo spostamento al piano campagna misurato nell'inclinometro situato a monte della fila è di circa 11 cm, mentre nell'inclinometro di valle è di circa 9 cm.

I profili inclinometrici dei due pali strumentati, (fig. 22 c/d) mostrano uno spostamento in testa complessivo, alla fine del primo anno di sperimentazione, di circa 12 cm per il palo isolato e di 11 cm per il palo interno al gruppo; lo spostamento del palo del gruppo è sempre diretto lungo la direzione di massima pendenza del pendio mentre per il palo isolato la direzione dello spostamento diverge verso nord.

Se si sovrappongono due misure inclinometriche effettuate nello stessa data nel palo e nel terreno (fig. 23 a) si può osservare che le due deformate risultano sostanzialmente differenti; le deformazioni nel palo sono distribuite lungo l'asse mentre nel terreno sono concentrate principalmente in corrispondenza della superficie di scorrimento (deformazione tipo *corpo rigido*).

Nella figura 23 b sono state sovrapposte, come esempio, le misure inclinometriche relative alla medesima lettura, del palo del gruppo e di quello isolato. Si può osservare che a causa dell'interazione dei pali del gruppo si ha uno spostamento verso il basso del punto di massima curvatura della deformata, rispetto al caso di palo isolato.

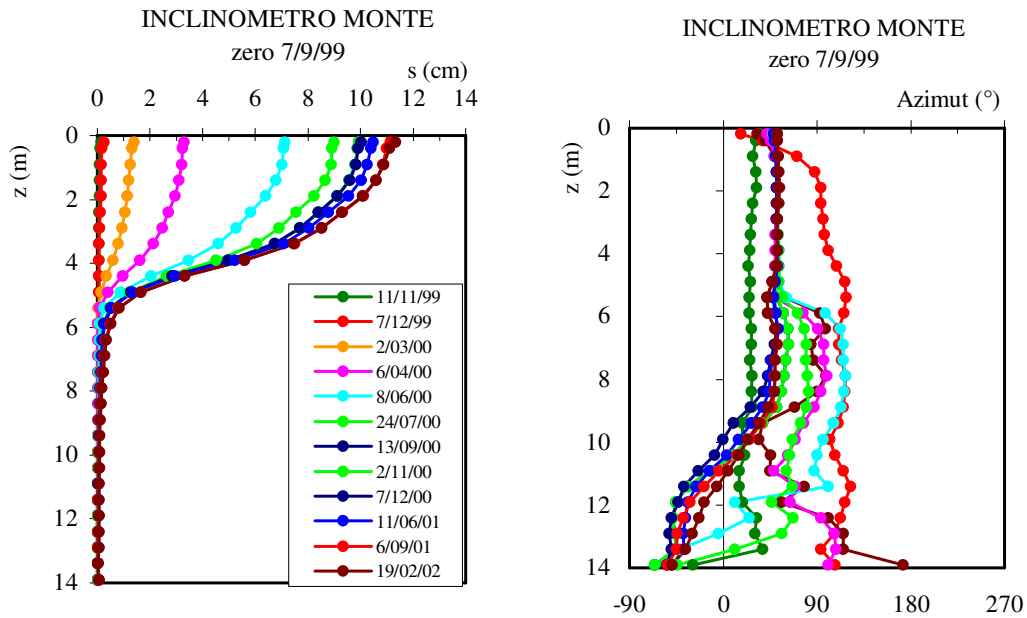


Figura 22 a – Misure inclinometriche nel terreno a monte della fila (inclinometro P1)

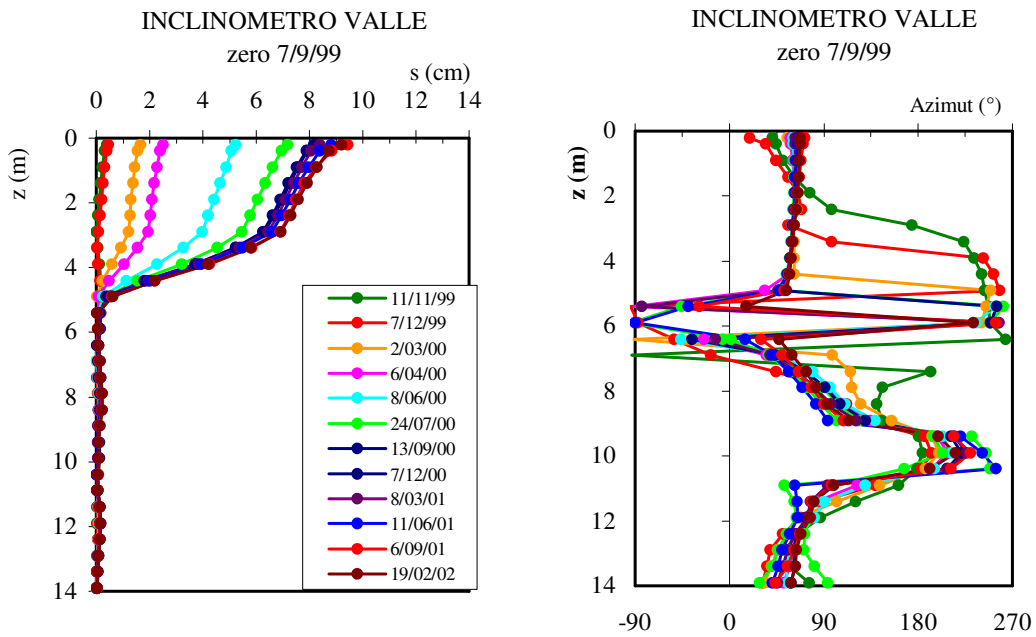


Figura 22 b – Misure inclinometriche a valle della fila (inclinometro P3)

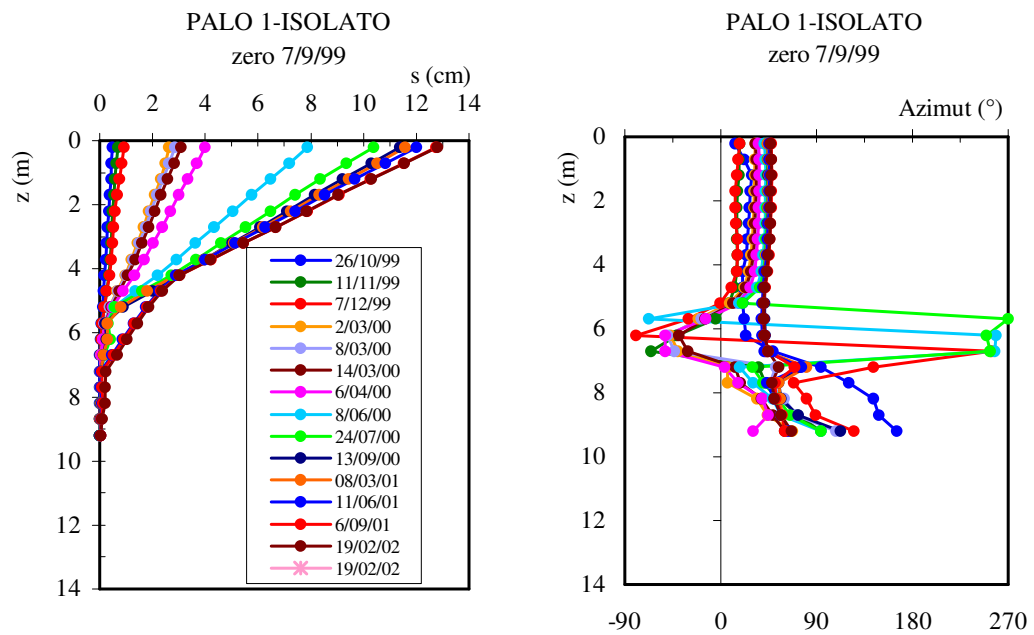


Figura 22 c– Misure inclinometriche nel palo isolato

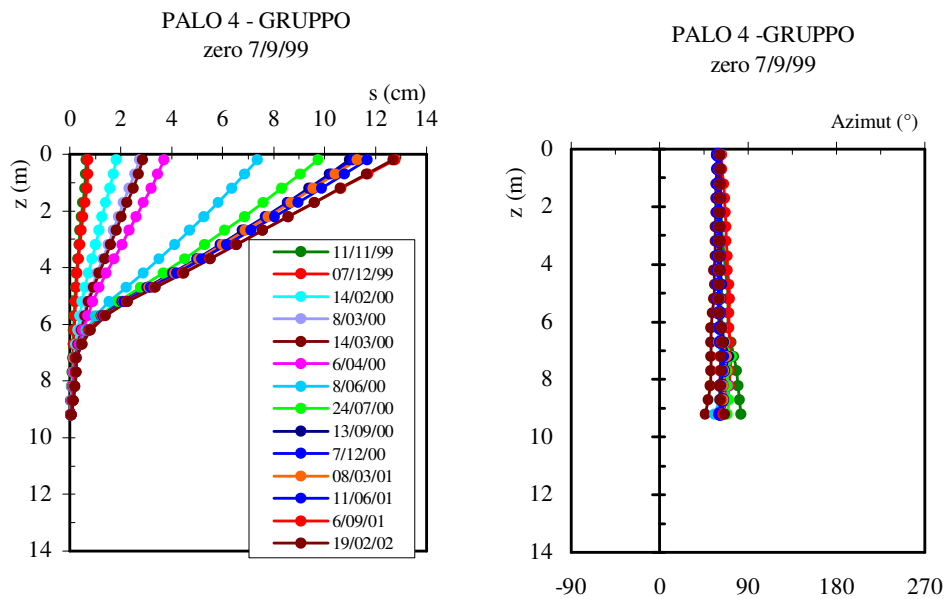


Figura 22 d– Misure inclinometriche nel palo interno alla fila

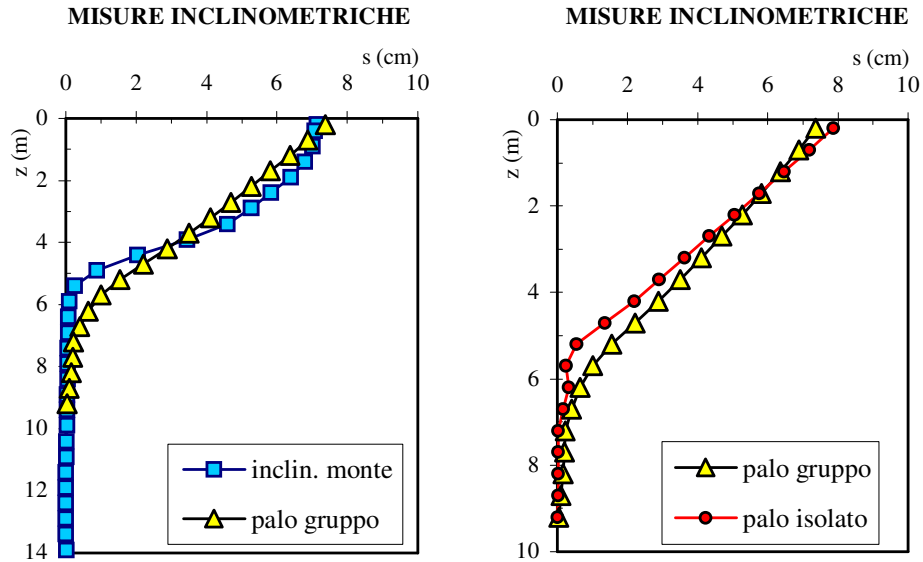


Figura 23 – a) confronto tra lo spostamento del palo interno alla fila ed il terreno di monte; b) confronto tra le deformate dei due pali

Per quanto attiene la direzione degli spostamenti misurati in testa agli inclinometri, dalla figura 24 emerge che la fila di pali modifica effettivamente la direzione dell'avanzamento della coltre indicato dall'inclinometro di monte: il terreno riprende a valle della fila una direzione perfettamente ortogonale alla fila stessa.

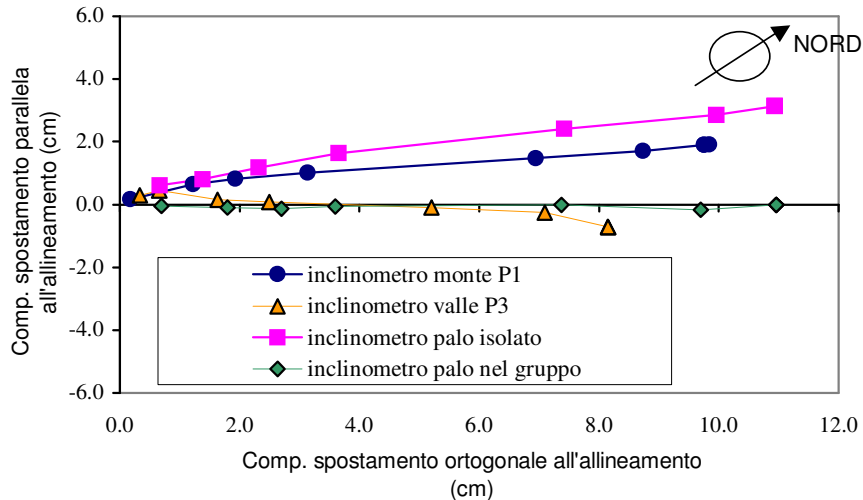


Figura 24 – Direzione degli spostamenti in testa agli inclinometri

Nel diagramma riportato in figura 25a sono rappresentati gli andamenti nel tempo degli spostamenti in testa ai quattro inclinometri (nello stesso diagramma sono indicate anche le piogge cumulate mensili). Dal confronto dei dati inclinometrici rilevati a monte ed a valle della fila di pali si evince chiaramente l'azione di rallentamento esercitata dal gruppo di pali sull'avanzamento della coltre. A partire dal luglio del 2000 è stata riscontrata una differenza dello spostamento in testa agli inclinometri di circa 2 cm.

L'inclinometro di monte (P1) ha avuto uno spostamento complessivo da ottobre 1999 ad ottobre 2000 di circa 10 cm; nello stesso periodo l'inclinometro di valle ha avuto uno spostamento di circa 8 cm. I due pali strumentati hanno avuto invece in questo primo anno uno spostamento complessivo di circa 11 cm; in particolare il palo isolato ha sempre avuto uno spostamento in testa leggermente superiore a quello del palo interno alla fila.

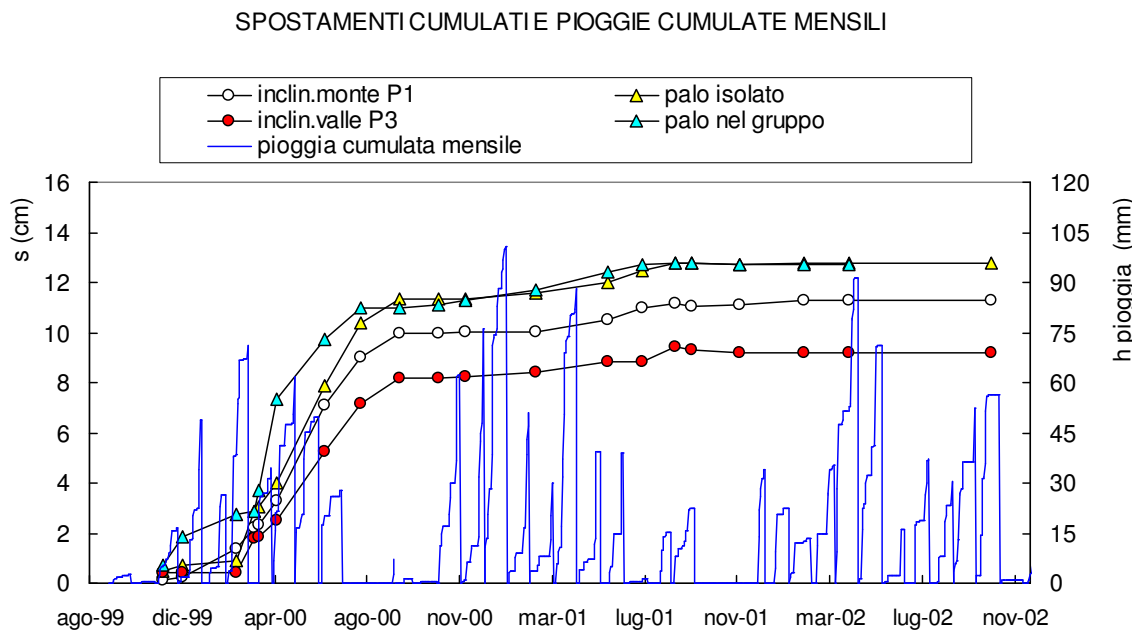


Figura 25a – Spostamenti cumulati in testa ai quattro inclinometri e altezze di pioggia cumulate mensili

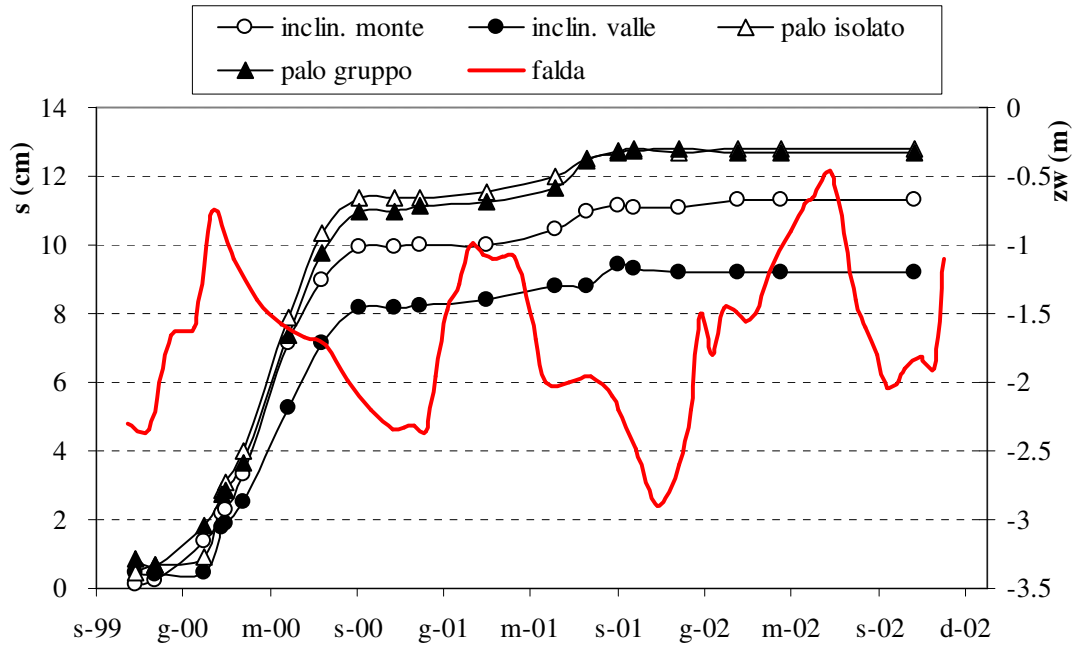


Figura 25b – Spostamenti cumulati in testa ai quattro inclinometri e livelli di falda

In tutto l'inverno del secondo anno di monitoraggio (ottobre 2000-ottobre 2001) l'avanzamento della colata si è arrestato fino all'inizio della primavera quando si è registrato in tutti gli inclinometri un modesto spostamento di circa 1 cm. Non è da escludere che questo lieve spostamento sia stato causato dai movimenti di terra effettuati durante i lavori di ampliamento del campo sperimentale avvenuti nel luglio del 2001 (vedi paragrafo 5). Dal settembre 2001 la colata non ha mostrato alcun segno di riattivazione, nonostante l'innalzamento della falda registrato nel mese di giugno del 2002 (fig. 25b).

Nella figura 26 sono riportate le velocità mensili di spostamento ricavate dalle misure inclinometriche; si osserva ancora che dal luglio del 2000 l'avanzamento della frana si è praticamente arrestato.

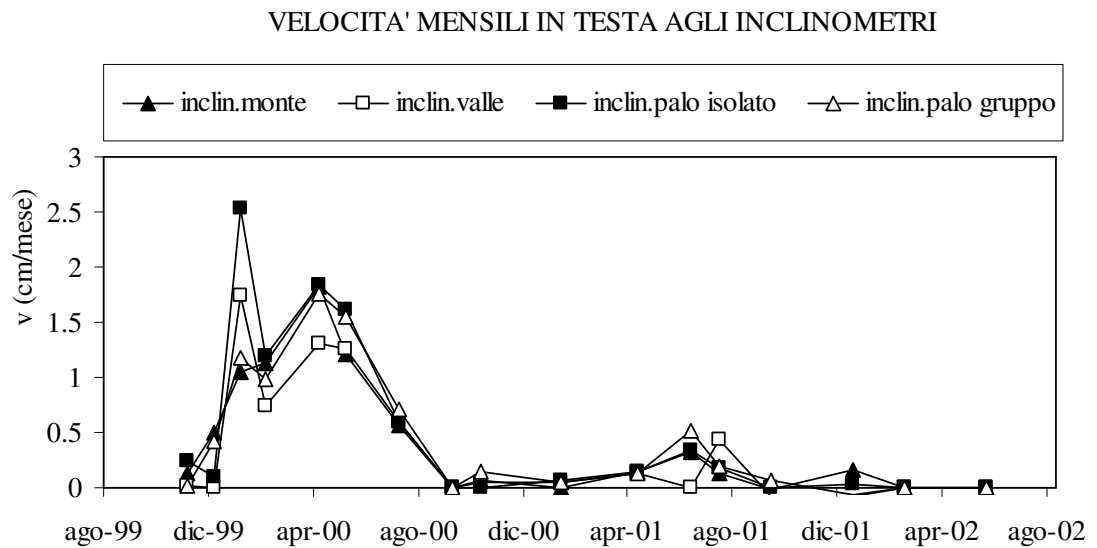


Figura 26 – Andamento delle velocità in testa ai quattro inclinometri nei tre anni di monitoraggio

Analizzando in dettaglio le velocità misurate in testa ai quattro inclinometri solo nel primo anno di monitoraggio (fig.27), si osserva che a valle della fila (inclinometro P3) gli spostamenti si attivano inizialmente con velocità superiori a quanto si registra nella zona di monte (inclinometro P1).

Si nota inoltre che il palo isolato segue inizialmente, in termini di velocità di spostamento, l'andamento dell'inclinometro di valle, con due picchi di velocità uno nel mese di febbraio e uno nel mese di aprile. Il palo interno alla fila invece presenta un unico picco di velocità (circa 1.8 cm/mese) nel mese di aprile in accordo con l'inclinometro di monte. Dal mese di marzo in poi la distribuzione delle velocità segue lo stesso andamento per tutti gli inclinometri; si osserva inoltre che l'inclinometro di valle, dopo il primo picco iniziale di velocità, si sposta con velocità sempre inferiore agli altri tre inclinometri.

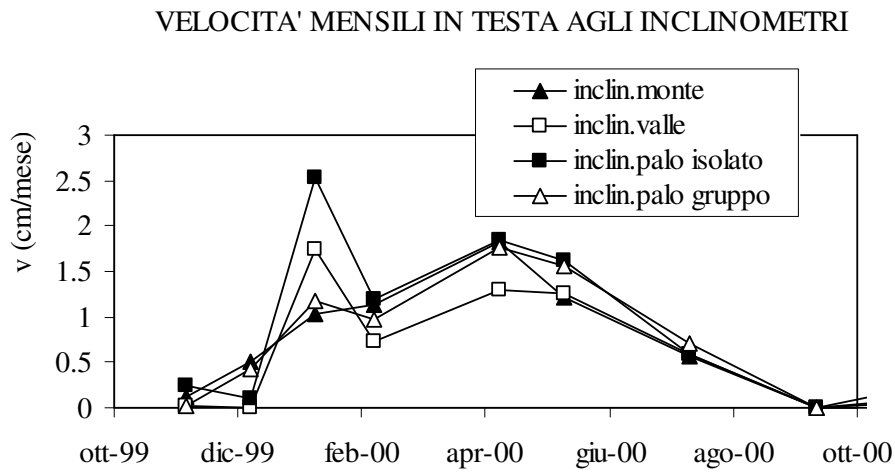


Figura 27 – Andamento delle velocità in testa ai quattro inclinometri e piogge cumulate mensili

Confrontando le oscillazioni del livello della falda con l'andamento delle velocità misurate in testa agli inclinometri (fig. 28) si osserva che il secondo picco di velocità, registrato nel mese di aprile, si manifesta a valle della massima risalita del livello della falda misurata nel mese di febbraio.

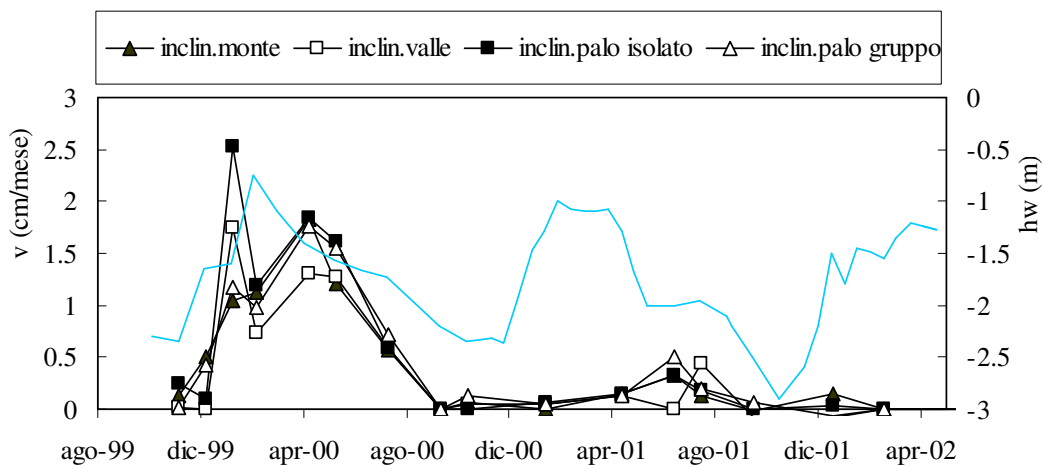


Figura 28 – Confronto tra le velocità in testa agli inclinometri e l'oscillazione della falda - piazzale D

4.4 Misure estensimetriche

Nella figura 29a sono riportate le misure delle deformazioni delle sei sezioni strumentate, per ciascun palo, durante il primo anno di monitoraggio dedotte dalle misure estensimetriche. Nei diagrammi si è scelta la convenzione di indicare positive le deformazioni di trazione. Si è inoltre indicato nei vari diagrammi il nome dello strumento utilizzato (P1.....P11, G1...G14) e la sua posizione (con il termine *m* ed *v* si intende rispettivamente lo strumento posizionato sulla fibra di monte e su quella di valle).

Si mette in evidenza che gli estensimetri a corda vibrante sono degli strumenti alquanto delicati e il loro buon funzionamento è fortemente legato alla corretta installazione; come detto in precedenza, gli estensimetri sono stati fissati ai vari conci di palo direttamente in sito e, naturalmente, sono stati calibrati all'interno del loro range di misura, prima di immettere i conci nel foro. Il trauma che risente lo strumento durante tutte le fasi di posizionamento del palo (innalzamento del concio, saldatura dei conci successivi, posizionamento sul fondo del foro, etc..) può determinare un funzionamento non corretto dello strumento stesso.

A conferma di ciò, già negli ultimi mesi del primo anno di sperimentazione alcuni estensimetri sono andati fuori servizio definitivamente mentre altri hanno registrato degli incomprensibili salti nelle letture; tutto ciò ha reso alquanto incerta l'interpretazione e la successiva elaborazione dei dati sperimentali a partire dal mese di aprile del 2000. Per tale motivo nel seguito si farà riferimento solo ai dati sperimentali riferiti all'arco di tempo tra il luglio del 1999 all'aprile del 2000 (primi 200 giorni di misura – fig. 29b).

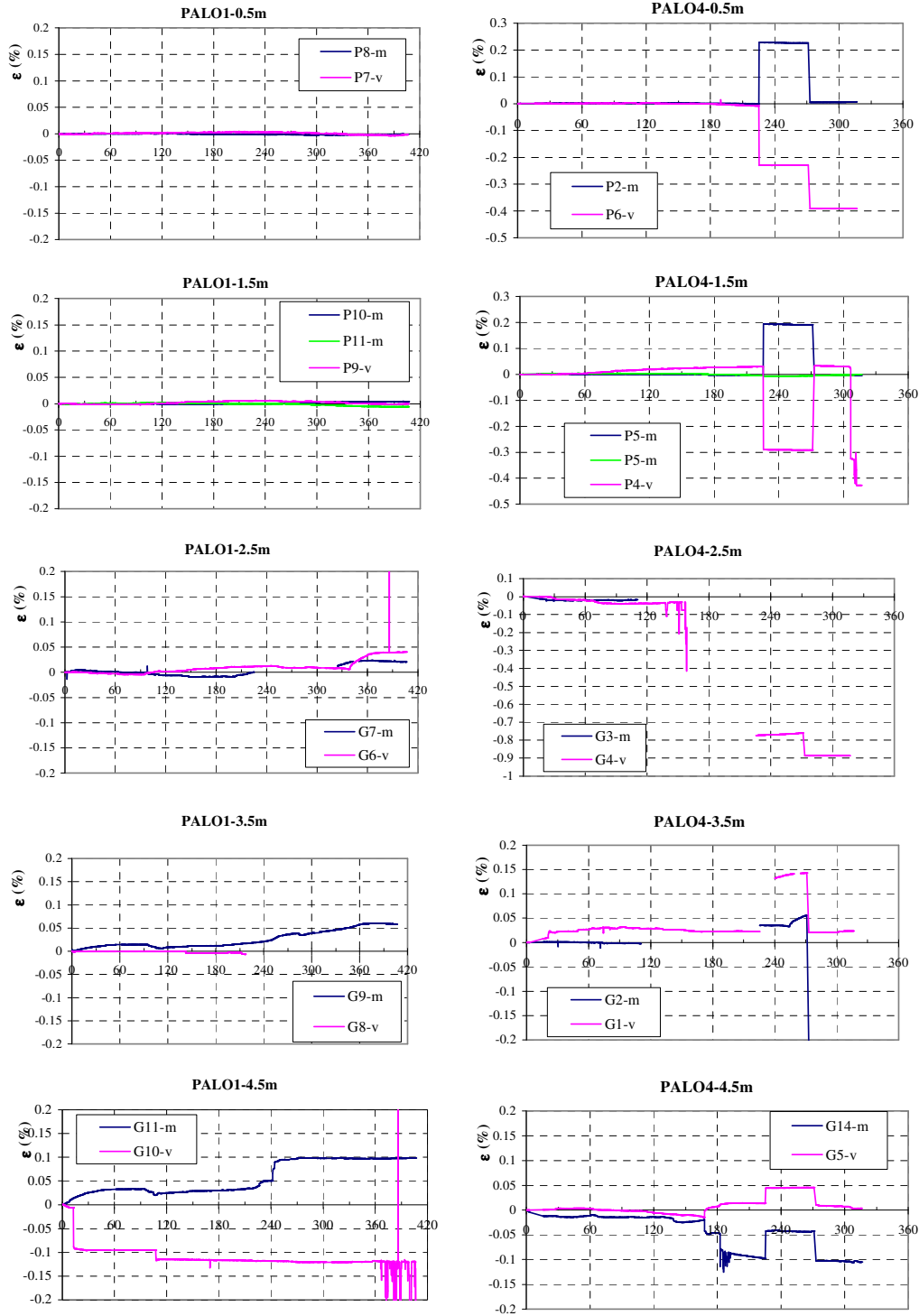


Figura 29a – Letture estensimetriche (PALO 1 isolato; PALO 4 interno alla fila)

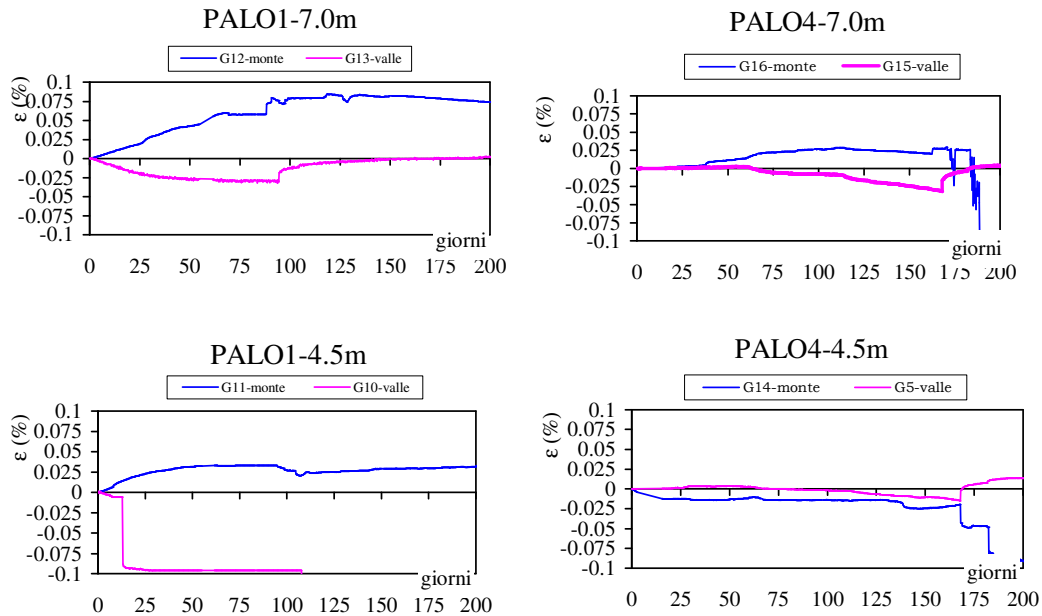


Figura 29b – Letture estensimetriche relative ai primi 200 giorni nei due pali alla profondità di 7 e 4.5 m dal p.c.

In realtà anche in questi primi mesi alcuni strumenti hanno fornito dei risultati poco comprensibili. Nella figura 29 b si osserva ad esempio che nel palo isolato (Palo 1) ad entrambe le profondità (7.0 e 4.5 m) la fibra di monte è tesa e quella di valle è compressa: mentre però lo strumento di monte mostra una deformazione crescente con continuità, lo strumento di valle posto a 4.5 m di profondità indica un brusco salto seguito da un valore della deformazione praticamente costante nel tempo.

Nel caso del palo interno alla fila invece (Palo 4), alla profondità di 7 m i due strumenti hanno un andamento concorde tra loro fino circa al 175esimo giorno di misura in cui sono improvvisamente andate fuori servizio. Gli strumenti posti a 4.5 m invece sembrano stranamente andare entrambi in compressione.

Questo significa che comunque, anche nell'arco di questi primi 200 giorni, non tutti gli estensimetri hanno fornito dati chiari e risulta alquanto complesso comprenderne

la causa. Nel seguito quindi si farà riferimento solo agli strumenti che, in questo arco di tempo, hanno fornito dati sperimentali di chiara interpretazione.

4.5 Misure relative al nuovo palo isolato

Come detto nel paragrafo 3.3, nel luglio del 2001 sono stati eseguiti una serie di interventi di ampliamento del campo prova originario; in tale occasione è stato realizzato un nuovo palo isolato strumentato (uguale in dimensioni e tipo di strumentazione agli altri pali esistenti), quattro inclinometri nel terreno (due a monte e due a valle del nuovo palo) e due piezometri Casagrande (uno nelle vicinanze del nuovo palo ed un altro a monte della fila di cinque pali). Si è inoltre proceduto a riempire i cinque pali della fila con calcestruzzo.

La prima lettura di zero dei nuovi inclinometri, nel palo e nel terreno, è stata effettuata nel settembre del 2001. Nel periodo di tempo trascorso tra il mese di settembre ed il mese di dicembre del 2002 la colata non si è riattivata. Gli estensimetri posizionati all'interno del palo sono perfettamente funzionanti, ma le letture che forniscono non sono ancora all'interno del campo di risoluzione dello strumento.

Come si evince da grafici riportato in figura 30, questo ultimo anno è stato caratterizzato da una stagione invernale con scarsa attività meteorica e gli eventi piovosi più intensi si sono concentrati essenzialmente nei primi mesi primaverili (aprile) ed estivi del 2002; il massimo innalzamento della falda si è registrato nei mesi estivi. Nei mesi autunnali il livello della falda ha continuato ad abbassarsi; nel mese di dicembre il piezometro posizionato nella piazzola inferiore ha registrato un nuovo brusco innalzamento della falda.

Le misure piezometriche effettuate nel piezometro Casagrande adiacente il nuovo palo (piazzola superiore) mostrano un andamento analogo a quelle del nuovo piezometro disposto vicino alla fila (piazzola inferiore). Il livello della falda differisce nei due piezometri di circa 1 m per tutte le letture; la falda segue quindi la

topografia del piano campagna visto che il piazzale in cui è disposto il nuovo palo si trova ad una quota superiore di circa 1.5 m rispetto al vecchio piazzale.

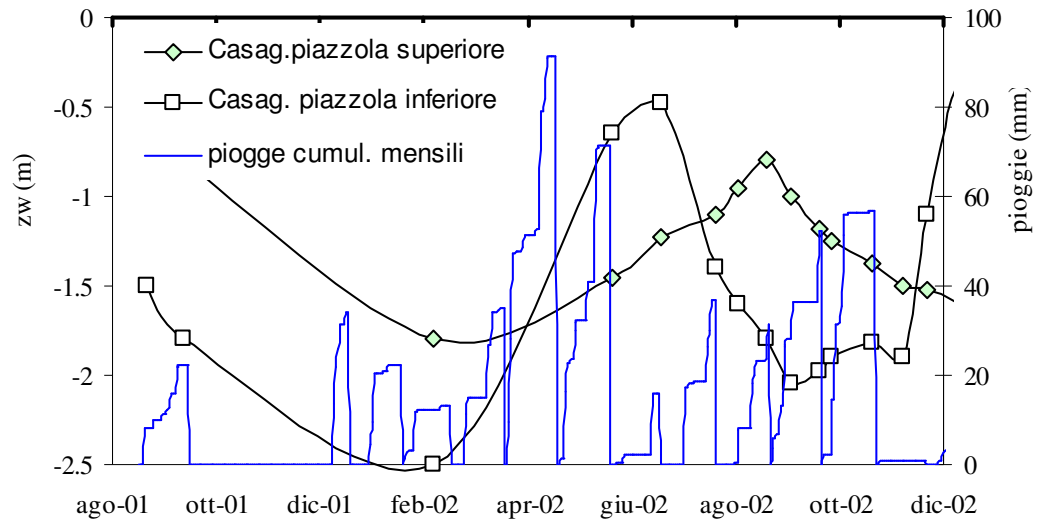


Figura 30 – Altezze di pioggia cumulate mensili e quote piezometriche

La mancata riattivazione della colata non ha permesso ancora di osservare sperimentalmente il comportamento del nuovo palo isolato e del gruppo di pali riempiti con calcestruzzo.

5. SOLLECITAZIONI E CARICO AGENTE SUI PALI

5.1 Elaborazioni dei dati estensimetrici.

Attraverso una semplice elaborazione delle misure di deformazione locale fornite dagli estensimetri è stato possibile ricavare la distribuzione del momento flettente lungo il fusto dei pali. Si ricorda che, per quanto detto in precedenza, le elaborazioni dei dati estensimetrici sono state effettuate fino al mese di aprile del 2000. Oltre tale data i dati sperimentali utili per una qualsiasi elaborazione sono diventati pochi ed estremamente incerti.

Dalle misure di deformazione più significative è stato possibile quindi ricavare il momento flettente attraverso la semplice relazione (1):

$$M(z) = \frac{EI \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{2R} \quad (1)$$

dove ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la deformazione misurata dallo strumento posto sulla fibra di monte e sulla fibra di valle, R è il raggio della sezione del palo e EI la rigidezza flessionale del palo. Naturalmente l'eq. (1) ha validità solo nel caso in cui il palo sia soggetto ad una flessione “retta” (ossia nel piano contenente gli strumenti). Questa condizione è rispettata in quanto i pali sono stati disposti ortogonalmente alla direzione già nota di avanzamento della colata e i dati inclinometrici hanno poi confermato tale direzione.

In figura 31 sono indicati i risultati ottenuti con questa elaborazione sia per il palo interno alla fila sia per il palo isolato. Risulta evidente dalla figura che le sollecitazioni agenti nel palo isolato hanno un andamento differente rispetto al caso del palo nella fila, con un valore massimo probabilmente posto ad una profondità di circa 5.5-6 m; questo risultato era prevedibile anche dall'osservazione delle deformate dei pali (mostrata in figura 32) in cui è ben visibile la presenza nel palo isolato di un punto di flesso molto marcato a questa profondità. Per quanto riguarda il palo interno alla fila, la posizione del punto di massima curvatura si sposta invece più in basso, probabilmente proprio al centro degli ultimi due strumenti (4.5 e 7.0 m di profondità).

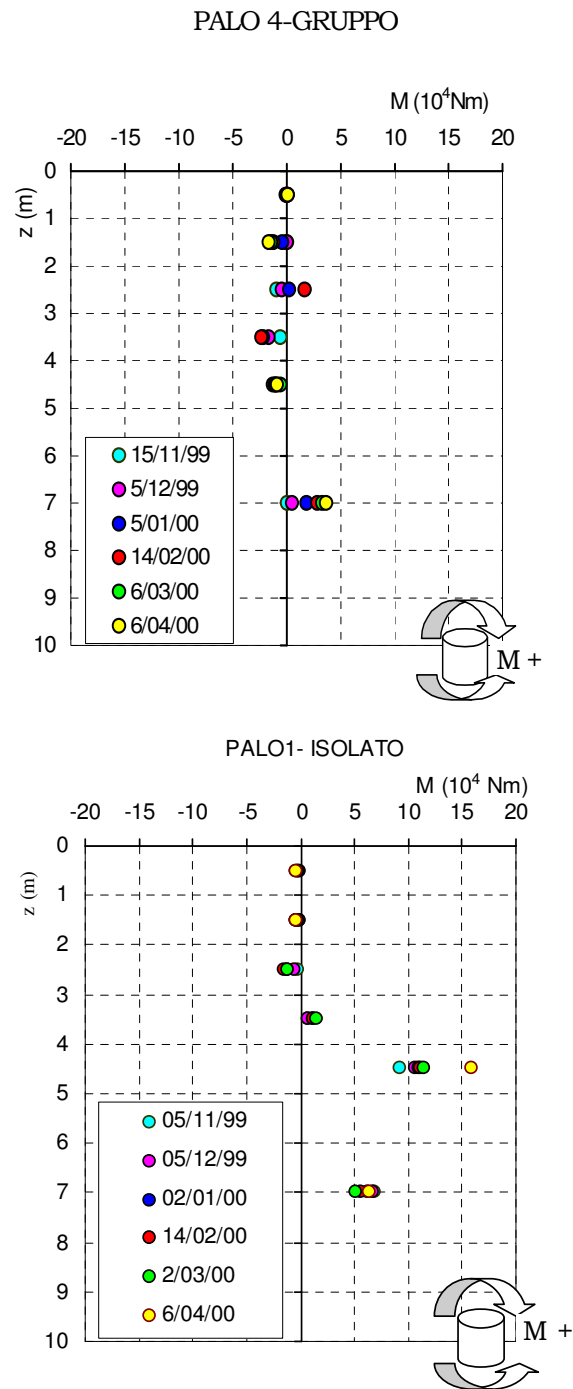


Figura 31– Momenti flettenti nei due pali strumentati dedotti dalle misure estensimetriche

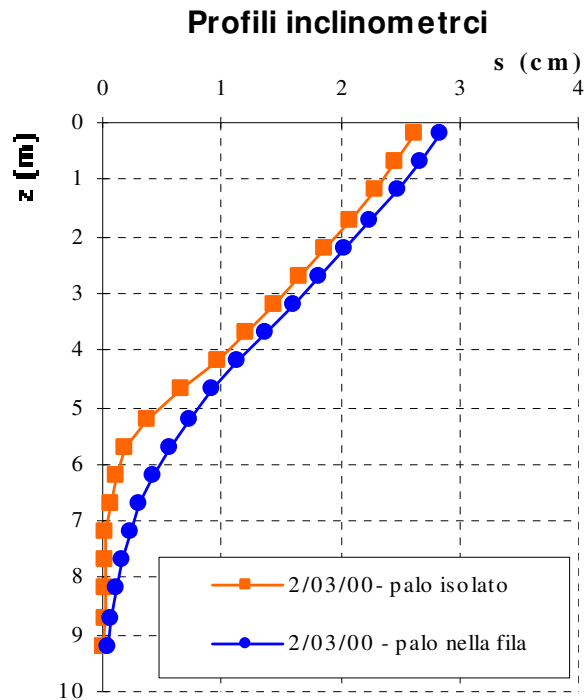


Figura 32– Confronti delle deformate dei due pali (marzo2000)

Già attraverso una semplice analisi qualitativa delle deformate dei due pali (fig. 32) si può notare che in corrispondenza del piano di scorrimento (5 m) la curvatura del palo isolato è molto più accentuata di quella del palo della fila.

Di conseguenza è prevedibile che le sollecitazioni flettenti nel palo isolato siano comunque superiori a quelle presenti nel palo interno alla fila (a parità di spostamento in testa).

5.2 Elaborazioni dei dati inclinometrici

Le sollecitazioni flettenti agenti nei pali possono essere ottenute anche tramite elaborazione delle misure inclinometriche. Il palo si comporta come una trave elastica soggetta ad un sistema di carichi ripartiti dovuti alle azioni e alle reazioni del terreno, fino a quanto non vengono superati i limiti del campo di elasticità dei

materiali costituenti il palo, la deformata dell'asse geometrico del palo rappresenta la linea elastica $y(z)$ della trave. Come è noto, dall'equazione della linea elastica si possono ricavare per successive derivazioni i diagrammi delle rotazioni θ , a meno della rigidezza EI , quelli del momento $M(z)$, del taglio $T(z)$ e del carico ripartito $p(z)$.

Sulla base di tali considerazioni i dati inclinometrici sono stati interpolati con un polinomio del 9° grado. Inizialmente sono stati fatti dei tentativi con polinomi di grado inferiore, ma sempre maggiore del 5°. Per il caso in esame infatti in cui il palo è sollecitato dalla spinta del terreno in movimento e dalle reazioni del terreno fermo, il diagramma delle pressioni agenti lungo il fusto si interseca in vari punti con l'asse delle z e può quindi essere rappresentato da un polinomio di grado pari almeno al 5°. Per tenere in conto inoltre le condizioni al contorno (taglio e momento in testa ed al piede del palo) è stato necessario riferirsi ad un polinomio del 9° grado (come indicato anche da Esu e D'Elia, 1974).

Attraverso le tre derivazioni successive, sono stati ottenuti i diagrammi delle sollecitazioni agenti sui pali. Come noto, man mano che si procede nelle derivazioni, si amplifica l'errore derivante dall'errore iniziale di misura. C'è da dire che tale aspetto può essere rilevante nel caso di piccoli spostamenti del palo e di conseguenza non nel caso in questione dove gli spostamenti sono dell'ordine del centimetro.

Nelle figure 33 (a/b) sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ricavate dall'elaborazioni delle misure inclinometriche sia per il palo appartenente alla fila sia per il palo isolato. Sono state scelte cinque letture significative per mostrare l'evoluzione delle sollecitazione nel tempo.

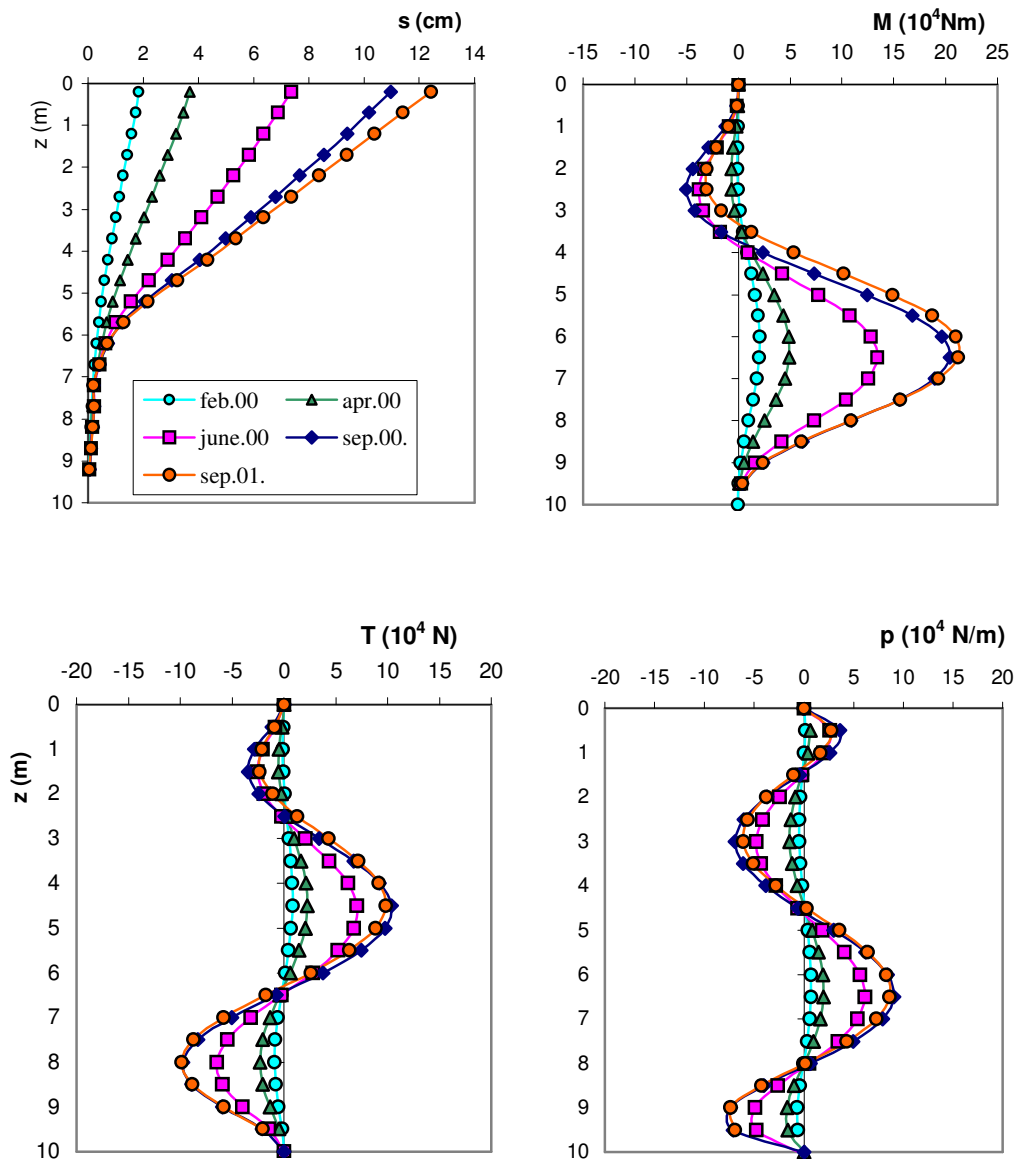


Figura 33 a – Sollecitazione agenti nel palo interno alla fila

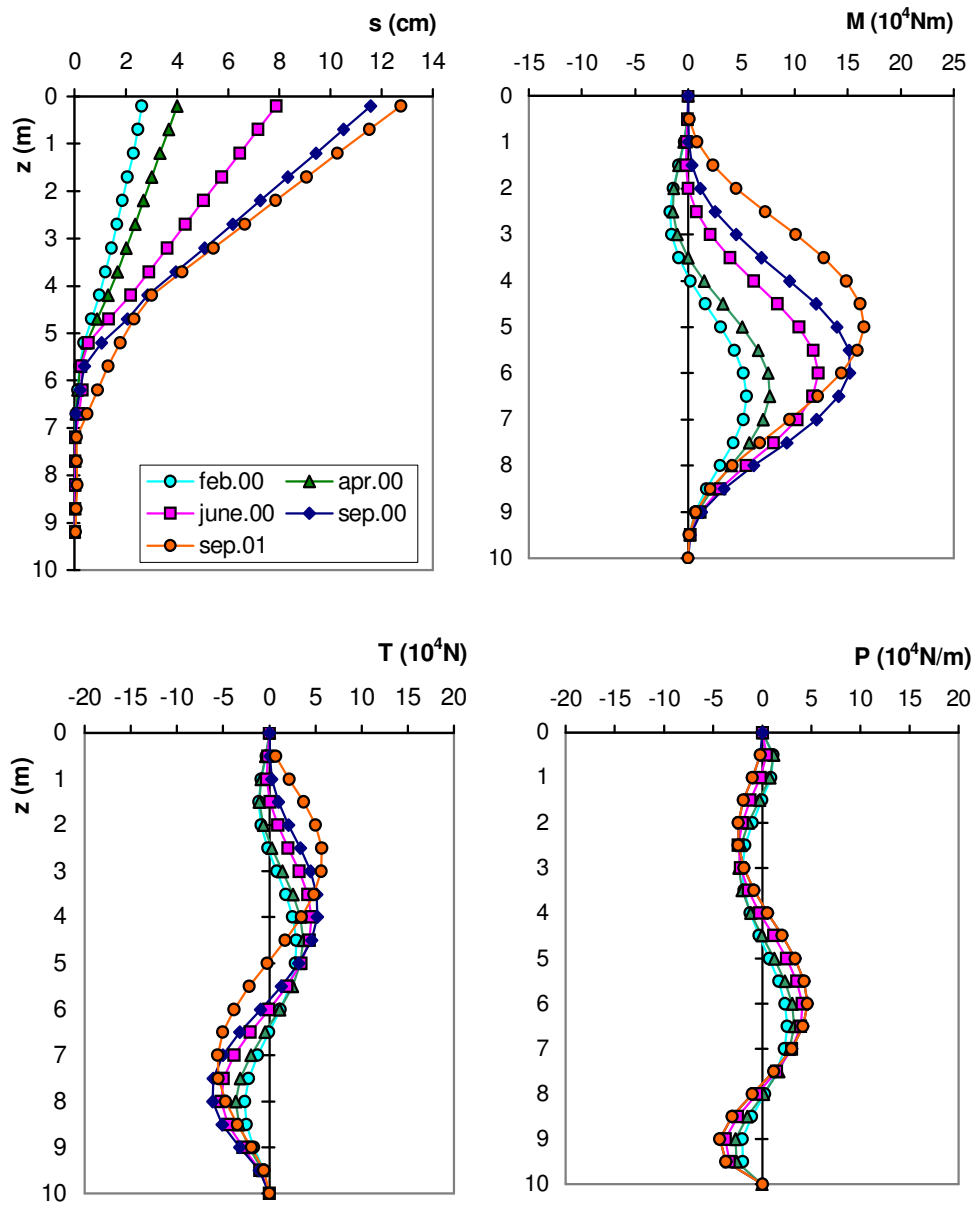


Figura 33 b – Sollecitazioni agenti nel palo isolato

Se si confrontano i diagrammi di spostamento e di momento flettente dei due pali in corrispondenza della stessa lettura (fig. 34), si evince che il palo isolato presenta spostamenti e momenti flettenti maggiori del palo interno alla fila. In particolare si

osserva che il palo isolato risente maggiormente della reazione del terreno di valle: infatti il massimo momento flettente negativo ($M^{\max+}$) è anch'esso più grande rispetto a quello nel palo nella fila.

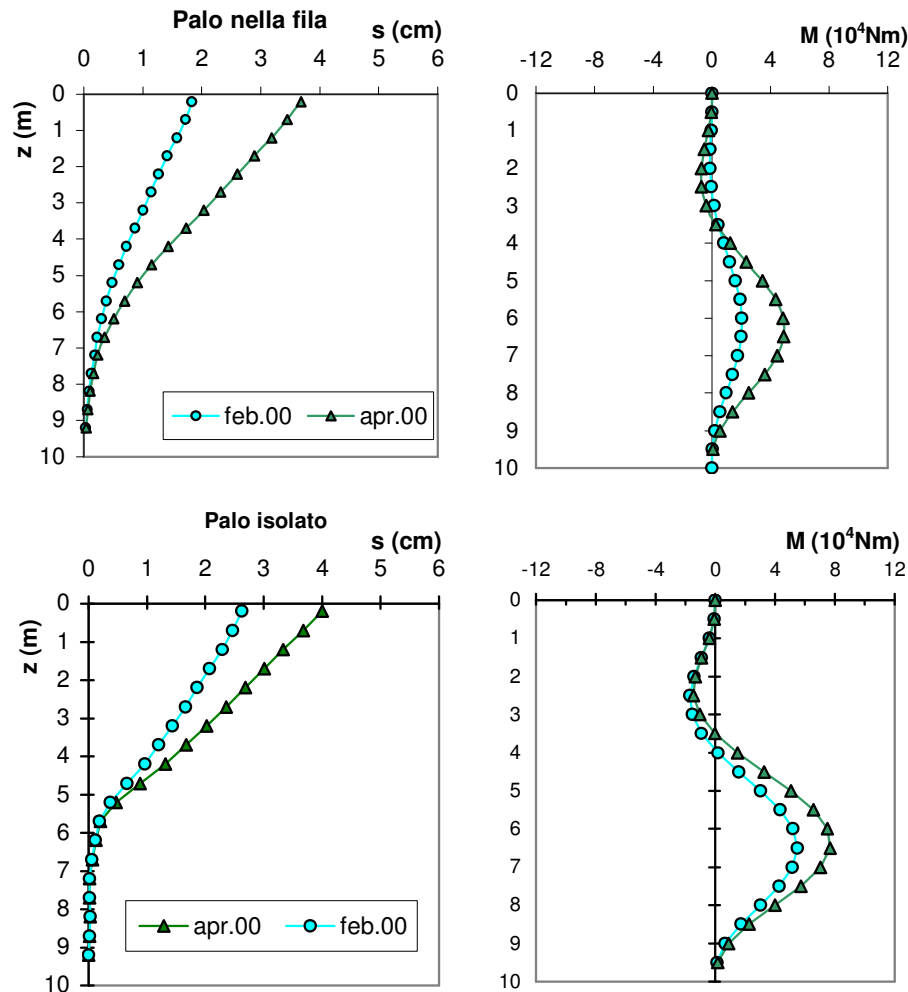


Figura 34 – Deformazioni e sollecitazioni flettente nel palo della fila e nel palo isolato per due letture successive

Questo aspetto è confermato anche dall'andamento delle velocità di spostamento misurate in testa agli inclinometri riportato in figura 27: sperimentalmente si è osservato infatti che la velocità di spostamento del palo isolato è sempre maggiore dell'inclinometro di valle contrariamente a quanto accade per il palo del gruppo. Per

quest'ultimo le velocità in testa risultano maggiori dell'inclinometro di valle dal mese di marzo 2000 in poi; per tale motivo nelle letture successive si comincia ad osservare anche per il palo del gruppo un significativo aumento del massimo momento flettente negativo.

L'elaborazione della misura inclinometrica di giugno (fig. 35), dimostra infatti che la distribuzione dei momenti flettenti nel palo della fila comincia a modificarsi rispetto alla elaborazione di aprile: il massimo momento che si registra al di sopra della superficie di scorrimento (2.5 m dal p.c.) comincia ad avere valori di un certo rilievo rispetto al mese precedente. Questo significa che il terreno di valle comincia ad esplicare una reazione all'avanzamento del palo.

Anche il profilo della sollecitazione flettente agente nel palo isolato subisce dei cambiamenti: passando dalla misura di aprile a quella di giugno (fig. 35): si osserva infatti che il punto di massima curvatura nel palo isolato si sposta più in alto ad una profondità di circa 5.5 m dal piano campagna. Per il palo interno alla fila invece la sezione dove si registra il momento massimo resta sempre a 6.5 m di profondità.

Dal mese di giugno in poi, le distribuzioni dei momenti flettenti ottenute attraverso l'elaborazione dei dati inclinometrici, indicano che il massimo momento flettente positivo (al di sotto della superficie di scorrimento) è maggiore per il palo interno alla fila.

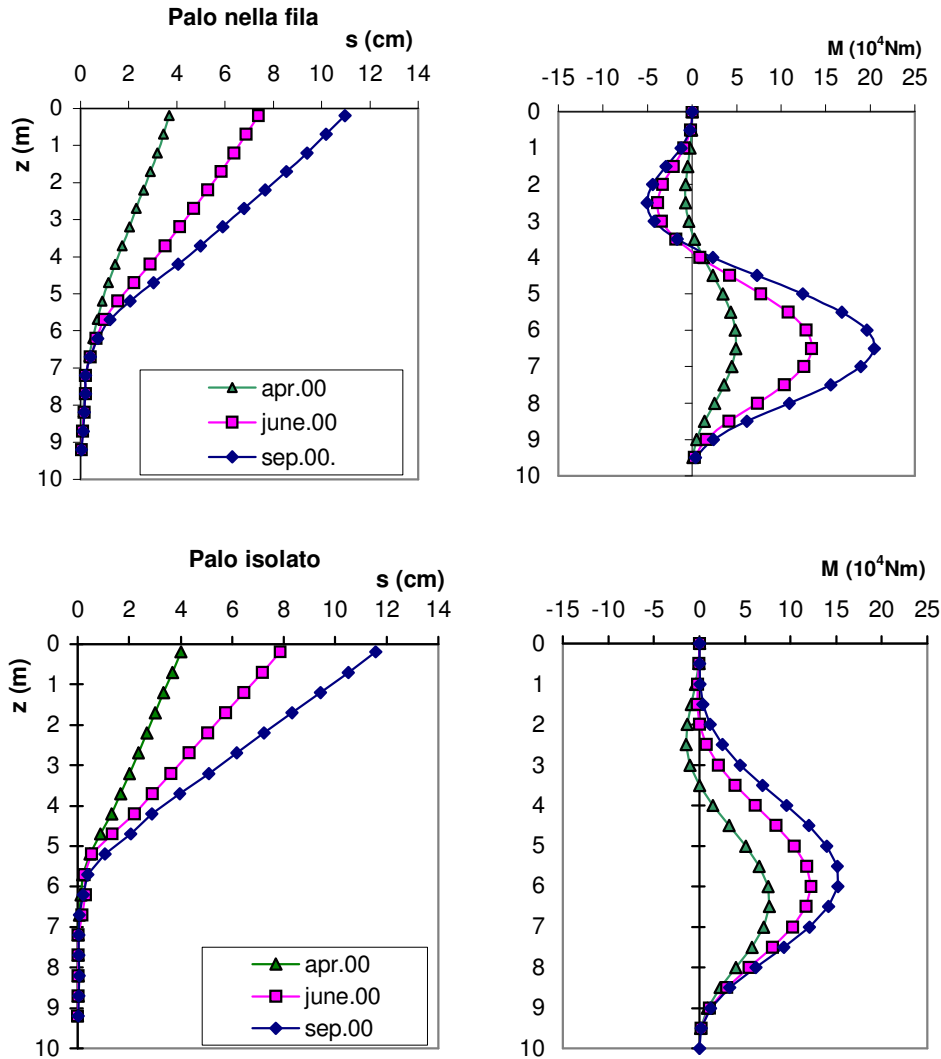


Figura 35 – Sollecitazioni agenti nel palo della fila e nel palo isolato

E' da osservare che il momento di completa plasticizzazione (M_p) della sezione del palo è di circa $25 \cdot 10^4$ Nm; tale valore è valido nel caso in cui le saldature tra i vari conci di palo siano state eseguite a norma ripristinando perfettamente l'integrità della sezione resistente. Nel caso specifico non è semplice sapere se si verifica tale condizione; inoltre il palo non è più in campo elastico anche quando si raggiunge il limite elastico solo in una parte della sezione resistente. Il valore del momento

flettente che si ha in corrispondenza dell'attingimento del limite elastico (M_1) è di circa $20 \cdot 10^4$ Nm. Per questi motivi si preferisce fare riferimento a questo valore per intendere l'inizio della fase di plasticizzazione della sezione strutturale del palo.

Per quanto detto, tra il giugno del 2000 ed il settembre del medesimo anno, le spinte del terreno su entrambi i pali hanno raggiunto certamente valori tali da dare inizio alla formazione di una cerniera plastica nella sezione di momento massimo. Dal settembre del 2000 quindi il calcolo delle sollecitazioni a partire dall'equazione della linea elastica è corretto solo per la parte di pali al di sopra della sezione plasticizzata. I momenti flettenti ricavati con le elaborazione dei dati inclinometrici sono stati confrontati nelle figure 36(a/b) con i valori puntuali della sollecitazione flettente ottenuta dall'elaborazione dei dati estensimetrici (par. 5.1). Il confronto riportato si riferisce alle sole due letture inclinometriche di febbraio e di aprile del 2000 ed è evidente che le due elaborazioni sono in sostanziale accordo sia per il caso del palo della fila sia per il palo isolato. L'accordo migliore si riscontra per il palo isolato (fig. 36 b).

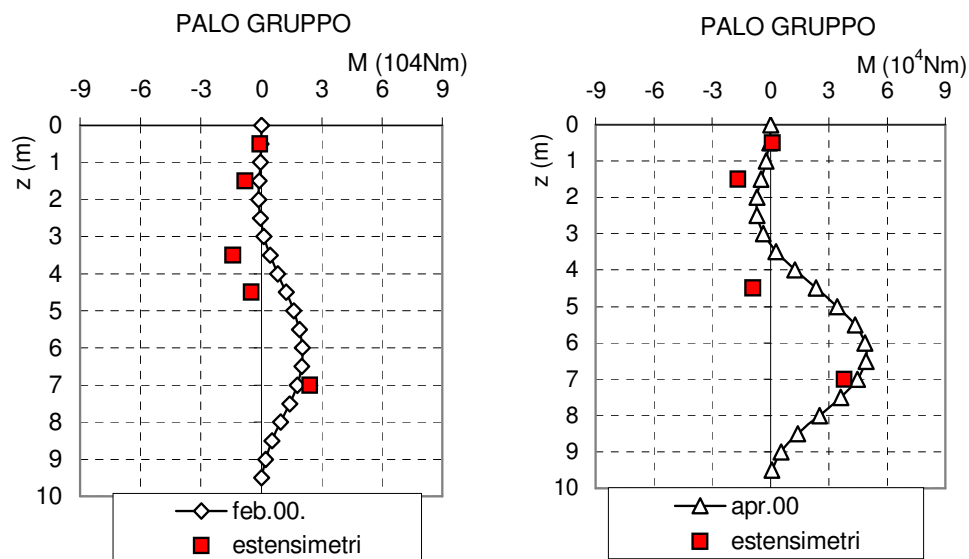


Figura 36 a– Sollecitazione flettente nel palo interno alla fila

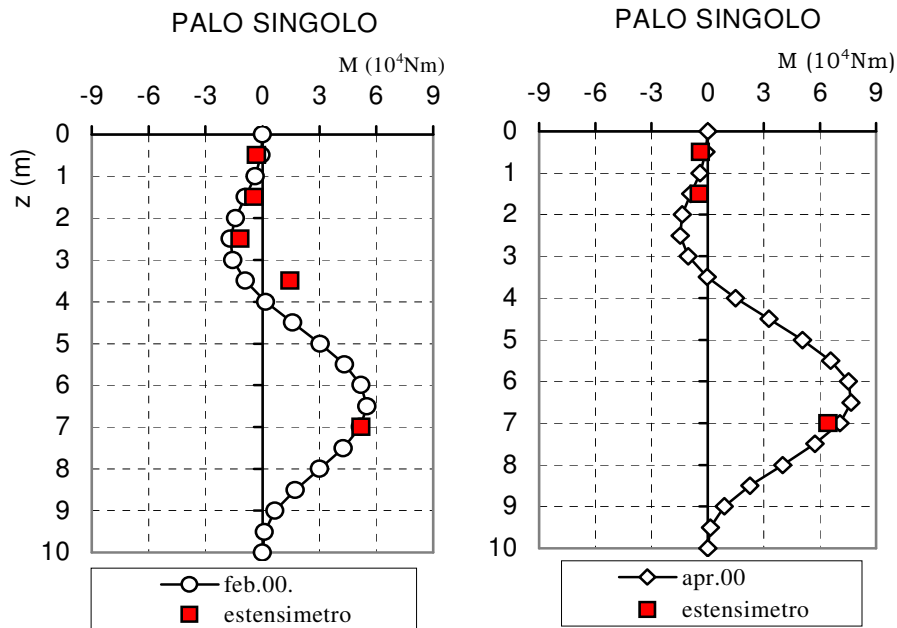


Figura 36 b– Sollecitazione flettente nel palo isolato

Dalle due figure emerge chiaramente che in entrambi i pali, nel periodo trascorso tra il mese di febbraio e il mese di aprile, qualche estensimetro è andato fuori uso e di conseguenza sono diminuiti i dati sperimentali relativi agli estensimetri.

Per quanto riguarda i diagrammi del taglio (ottenuti per derivazione da quelli del momento) (fig. 33 a / b), per entrambi i pali si osservano due punti di massimo: uno ad una profondità di circa 5 m, in corrispondenza delle superficie di scorrimento, ed un altro uguale in valore ma di segno opposto a circa 8 m di profondità.

I diagrammi di carico (ottenuti per derivazione dei diagrammi del taglio), pur se affetti da incertezze legate alla ulteriore derivazione, sono comunque significativi ai fini dell'interpretazione del comportamento del complesso palo-terreno. Nel paragrafo successivo verranno posti a confronto i diagrammi di carico dedotti dall'elaborazione dei dati inclinometrici con i risultati di alcune trattazioni teoriche a rottura.

5.3 Confronto con le trattazioni teoriche “a rottura”

Il valore massimo della sollecitazione tagliante agente nel palo alla profondità della superficie di scorrimento rappresenta, per il caso di fila di pali, il contributo di resistenza offerto da ciascun palo alla stabilizzazione del pendio.

Dai diagrammi del taglio indicati nelle figure 33 è possibile ottenere il valore del taglio massimo, sia per il caso del palo interno alla fila sia per il palo isolato, e confrontarlo con i valori dedotti da alcune trattazioni teoriche *a rottura*. In particolare per il palo interno alla fila si è fatto riferimento alle trattazioni di Ito e Matsui (1975), mentre per il palo isolato alla trattazione di Broms (1964). Per quanto riguarda quest'ultima trattazione, la pressione ultima è calcolata come la spinta passiva di Rankine amplificata di un coefficiente α variabile tra 3 e 5 (Poulos, 1999). Come ampiamente descritto nel Capitolo II, le trattazioni a rottura forniscono la spinta ultima esercitata dal terreno su una fila di pali (o su un palo isolato), ipotizzando per il terreno un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico e trascurando completamente la deformabilità dell'elemento strutturale.

Nelle figure 37 a/b è riportato il confronto tra le elaborazioni dei dati inclinometrici e la soluzione di Ito e Matsui sia in termini di carico distribuito sul palo (fig. 37 a) sia in termini di distribuzione del taglio massimo in funzione dello spostamento del terreno a monte della fila (in corrispondenza dell'inclinometro di monte P1).

I dati sperimentali indicano che il palo della fila ha raggiunto le condizioni di rottura e quindi il valore del carico $p(z)$ riportato in figura 37a proviene dall'ultima elaborazione possibile dei dati inclinometrici (attraverso l'equazione della linea elastica).

Dal confronto emerge che la pressione ultima teorica è molto maggiore di quella calcolata tramite elaborazione dei dati inclinometrici.

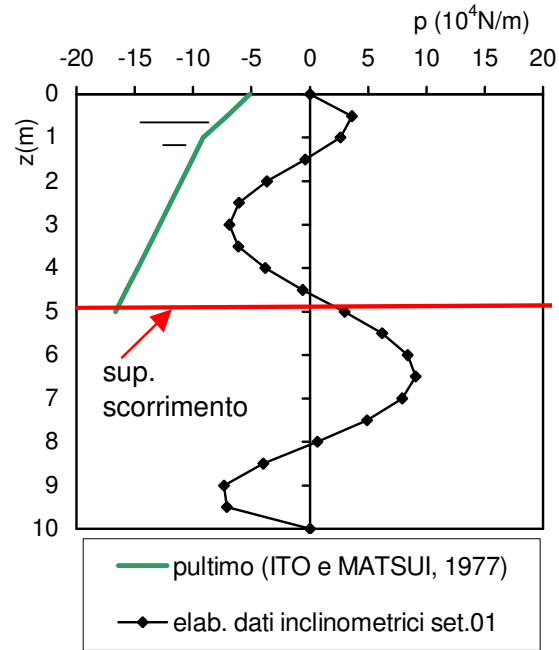


Figura 37 a– Carico agente sul palo nella fila

RESISTENZA OFFERTA DALLA FILA LUNGO LA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO

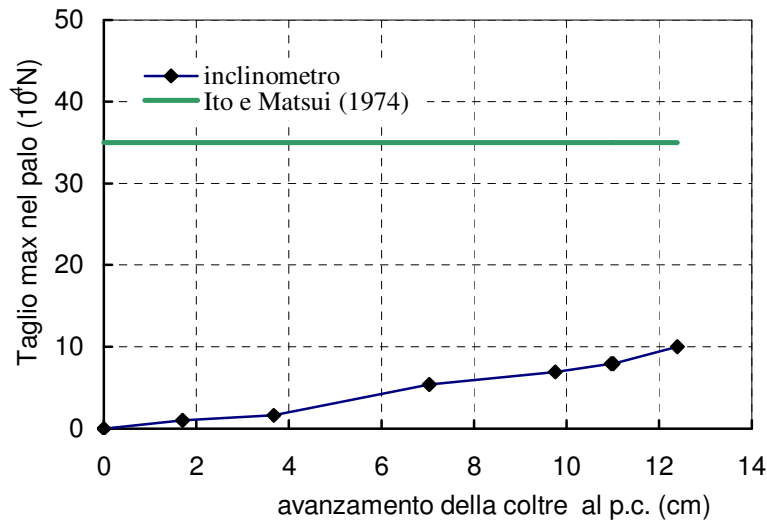


Figura 37 b–Contributo di resistenza offerto dalla fila lungo la superficie di scorrimento

Ciò è ancora più evidente nel piano $T_{max} - s$ (fig. 37b), in cui si evidenzia l'ovvia considerazione che la trattazione a rottura non può rappresentare l'evoluzione del contributo di resistenza fornito dalla fila, in funzione dello spostamento della coltre; anche in questo caso emerge che i risultati sperimentali risultano, anche dopo spostamenti di 13 cm, molto lontani dai risultati ottenuti dalla formulazione teorica di Ito e Matsui. Questa forte differenza mette in evidenza la necessità di effettuare delle analisi meno semplificate del meccanismo di interazione palo-terreno al fine di ottenere una valutazione delle pressioni agenti sui pali più aderenti alla realtà. Se da un alto la sovrastima dei carichi agenti sui pali è cautelativa per la verifica strutturale del palo dall'altro risulta a svantaggio di sicurezza per la verifica di stabilità globale del versante.

Anche per il caso di palo isolato (fig. 38), la formulazione proposta da Broms fornisce una spinta laterale sul palo superiore rispetto a quanto dedotto dai dati sperimentali (la differenza cresce con la profondità). In questo caso ovviamente, progettare il palo con i risultati della trattazione teorica risulta cautelativo rispetto alla verifica strutturale del palo stesso.

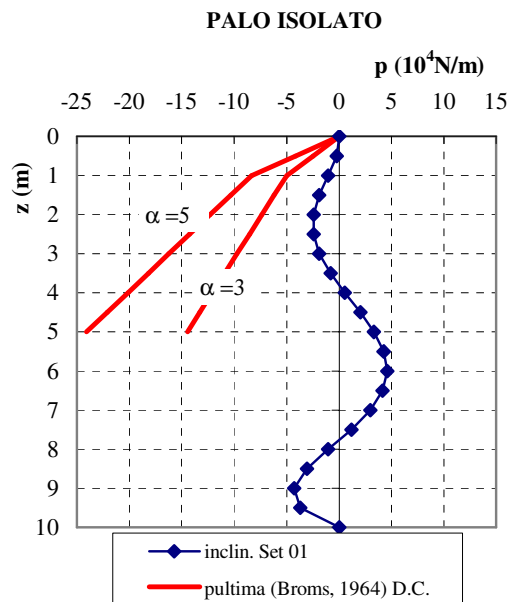


Figura 38 – Carico agente sul palo isolato

6.OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La realizzazione del campo prova in vera grandezza ha permesso di osservare sperimentalmente il comportamento di pali strumentati all'interno di una coltre di terreno in frana. La scarsa presenza in letteratura di risultati sperimentali di questo tipo, ha reso questa sperimentazione particolarmente interessante e piena di spunti ai fini di un successivo approfondimento.

L'acquisizione e la successiva elaborazione dei dati sperimentali, ha rappresentato una parte fondamentale per lo svolgimento di questa ricerca: in tal senso grandi sforzi sono stati effettuati per acquisire i dati di tutti gli strumenti installati con una certa regolarità evitando vuoti temporali che potevano creare delle incertezze durante la fase successiva di interpretazione. Nonostante l'attenzione impiegata durante le delicate fasi di strumentazione dei pali, alcuni strumenti (estensimetri ed elettrolivelle) hanno comunque fornito nel tempo, dei dati sperimentali così poco comprensibili da rendere praticamente impossibile una qualunque interpretazione.

Non vi sono mai stati invece problemi per quanto riguarda le misure inclinometriche: i dati sperimentali hanno permesso di valutare l'evoluzione nel tempo delle sollecitazioni agenti nei due pali strumentati e di verificare la capacità della fila di pali di rallentare l'avanzamento della colata almeno nell'intorno del campo prova. Le sollecitazioni flettenti dedotte attraverso l'elaborazione dei dati inclinometrici sono state confermate anche dalla misura locale ottenuta tramite elaborazione dei dati estensimetrici; questo confronto è stato possibile purtroppo solo nei primi mesi della sperimentazione, arco di tempo in cui gli estensimetri hanno fornito dati significativi.

La colata durante il primo anno di monitoraggio ha avuto spostamenti tali da portare i pali a rottura; nel secondo anno di monitoraggio (settembre 2000 – settembre 2001) invece si sono osservati spostamenti complessivi molto modesti e concentrati principalmente nella stagione estiva. Dal settembre del 2001 la colata si è arrestata completamente e la scarsa attività meteorica, che ha caratterizzato la stagione invernale, non ha contribuito a riattivarla.

L'elaborazione dei dati sperimentali raccolti essenzialmente nel primo anno e mezzo di monitoraggio, ha permesso di fare trarre alcune osservazioni sui fenomeni osservati:

- La fila di pali ha rallentato l'avanzamento della colata, almeno nella zona di influenza della fila stessa; l'inclinometro posto nel terreno a valle della fila, ha dimostrato che la colata in questa zona, dopo una fase iniziale in cui si è attivata con velocità maggiori di quanto osservato nella zona di monte, si è continuata a spostare con velocità inferiori. Appare evidente che per comprendere in dettaglio come il campo di spostamenti della colata sia stato modificato dalla presenza della fila di pali e quale sia stata effettivamente l'area di influenza della fila, sarebbe stato necessario poter disporre di altri inclinometri nel terreno sia nella zona di monte che in quella di valle. Con l'ampliamento del campo sperimentale, realizzato nel luglio del 2001, fra le altre cose si è voluto sopperire a questa mancanza realizzando quattro nuovi inclinometri nel terreno a monte della fila di pali (vedi paragrafo 3.3, figg. 15b/c).
- I due pali strumentati non hanno mostrato un comportamento molto differente fra loro in termini di deformata; in realtà il palo isolato è disposto ad una distanza dalla fila di circa 6 volte il diametro e, per quanto indicato anche in letteratura (Chen, 1994), questa distanza potrebbe non essere stata sufficiente a rappresentare le condizioni di palo isolato. Nei primi mesi di sperimentazione il palo isolato ha avuto spostamenti in testa maggiori ed una curvatura anch'essa più marcata; di conseguenza in principio le sollecitazioni flettenti agenti in questo palo sono state maggiori di quelle del palo appartenente al gruppo. Un'altra differenza significativa tra i due pali risiede essenzialmente nella posizione del punto di massima curvatura; nel caso di pali interno alla fila, tale punto si sposta sensibilmente più in profondità

rispetto al caso del palo isolato. Questo aspetto è certamente imputabile all'effetto di interazione che nasce fra i pali della fila.

- Il carico trasmesso dalla coltre in frana ha provocato la rottura di entrambi i pali strumentati (per uno spostamento in testa di circa 12÷13 cm). In corrispondenza di questo spostamento il momento flettente massimo raggiunge il valore di prima plasticizzazione. Questo vuol significare che, in futuro, quando la frana si riattiverà, non sarà più possibile ricavare le sollecitazioni flettenti nei pali attraverso l'equazione della linea elastica (almeno nell'intorno della sezione plasticizzata). In questa condizione sarebbe stato molto importante poter risalire al momento flettente attraverso i dati forniti dagli estensimetri a corda vibrante (oramai fuori servizio).
- Attraverso i dati inclinometrici e le misure topografiche dei picchetti situati attorno alla fila non è stato possibile comprendere sperimentalmente se e quando si è verificato un fenomeno di rifluimento del terreno fra i pali.
- L'elaborazione dei dati estensimetrici è risultata particolarmente complessa a causa di un cattivo funzionamento del complesso strumento-centralina elettrica; ciò è dipeso probabilmente anche degli errori che sono stati commessi in fase di installazione degli strumenti. I risultati dedotti dalle misure estensimetriche hanno inoltre dimostrato che sarebbe stato molto più utile, dal punto di vista sperimentale, disporre più strumenti nella formazione stabile al di sotto della superficie di scorrimento anziché nel corpo della colata. Questo evidentemente perché è in questa zona che si verificano le curvature maggiori dell'elemento strutturale e di conseguenza è questa la zona in cui si concentrano le massime sollecitazioni flettenti.

In conclusione si può dire che la sperimentazione in vera grandezza ha rivestito un ruolo determinante in questa ricerca; i risultati sperimentali oltre a rappresentare un contributo originale per lo studio in vera grandezza del fenomeno dell'interazione fra

una coltre in frana ed un elemento strutturale, sono stati fondamentali per il prosieguo della ricerca.

Tutte le informazioni ricavate durante il primo anno di monitoraggio ed, in particolar modo, le problematiche che sono emerse, hanno rivestito un ruolo determinante nella progettazione dei successivi interventi di ampliamento del campo prova.

La fase di quiescenza in cui si trova la colata da circa un anno, non ha purtroppo permesso di approfondire oltre la sperimentazione in sito.

Il campo prova di Masseria Marino è ancora oggi sotto osservazione.

CAPITOLO IV – MODELLAZIONE NUMERICA

1. PREMESSA

Come visto nel capitolo precedente, i dati sperimentali acquisiti durante il monitoraggio del campo prova hanno permesso di ricostruire parzialmente il campo di spostamenti nel corpo di frana, nonché di risalire, attraverso semplici elaborazioni, alle caratteristiche della sollecitazione agenti nei pali strumentati e alle pressioni di contatto palo-terreno. Oltre ad essere utili in tal senso, le osservazioni sperimentali hanno costituito nell’ambito della ricerca un punto di riferimento per lo sviluppo di analisi numeriche.

In questa fase, tali analisi hanno lo scopo di riprodurre i fenomeni osservati durante il monitoraggio del campo prova di Frana Marino utilizzando una caratterizzazione geotecnica adeguata e una modellazione geometrica del problema il più possibile prossima alla realtà. L’analisi numerica permette di approfondire alcuni aspetti del problema non osservabili chiaramente in sito: nel caso in esame, ad esempio, i dati sperimentali non hanno potuto dare alcuna informazione in merito alla distribuzione delle tensioni nel corpo di frana, al rifluimento del terreno fra i pali e alla dimensione del volume di terreno influenzato dalla presenza della fila.

Appare quindi evidente che affiancare una modellazione numerica alle osservazioni dedotte da una sperimentazione in vera grandezza offre la possibilità di comprendere a fondo anche aspetti del problema che non riescono ad essere rilevati dal monitoraggio.

La modellazione numerica è stata condotta con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC; questo programma ha il grande vantaggio di garantire una soluzione

stabile anche nel caso di un processo fisico instabile, quale quello dello scorrimento del terreno che fluisce senza raggiungere uno stato di equilibrio (flusso plastico).

Nel Capitolo II è stato ampiamente evidenziato come l'analisi del fenomeno di interazione palo-terreno presenti delle difficoltà legate soprattutto alla natura fortemente tridimensionale del problema. Tale aspetto è stato tenuto in conto in maniera semplificata solo in alcune trattazioni, raramente in maniera rigorosa. Per essere più aderenti ai fenomeni che si sviluppavano realmente in sito, nella presente ricerca le analisi numeriche sono state svolte con un modello tridimensionale. Successivamente, si è verificata la possibilità di interpretare detti fenomeni anche con un modello semplificato bidimensionale (*pseudo-tridimensionale*) implementato sulla versione FLAC^{2D}.

Nel seguito, dopo una sintetica descrizione degli aspetti generali del codice di calcolo utilizzato per lo svolgimento delle analisi numeriche, verranno riportate in dettaglio le principali caratteristiche del modello tridimensionale e di quello bidimensionale. Successivamente, i risultati numerici verranno analizzati in dettaglio e confrontati sia con le evidenze sperimentali sia con i risultati teorici dedotti dalle trattazioni a rottura.

2. CODICE DI CALCOLO ALLE DIFFERENZE FINITE FLAC

Il codice di calcolo Flac è oramai molto diffuso, e le sue applicazioni sia in campo scientifico che professionale sono innumerevoli. Per tale motivo, nel seguito non si entrerà nei dettagli relativi al funzionamento del programma, ma si riporteranno solo alcuni aspetti di particolare interesse nella modellazione effettuata.

Il programma Flac^{3D} (*Fast Lagrangian analysis of continua in three dimensions*) utilizza il metodo esplicito alle differenze finite, chiamato *metodo degli elementi lagrangiani*, per studiare il comportamento meccanico di un mezzo continuo fino al raggiungimento di uno stato di equilibrio o di flusso plastico. Esso si avvale da un

lato di un particolare modello matematico che si rifà alle equazioni del moto di Newton e, dall'altro, di strumenti numerici specifici come la discretizzazione mista. Flac simula il comportamento di un sistema bidimensionale o tridimensionale di terreno, roccia o altri materiali; questi sono rappresentati da elementi quadrilateri o poliedrici in una griglia scelta in modo da riprodurre la forma dell'oggetto che si vuole modellare. Ciascun elemento si comporta secondo fissate leggi sforzo-deformazione lineari o non, in risposta alle forze applicate o ai vincoli al contorno. Il materiale può plasticizzarsi e subire flusso; la griglia può deformarsi (nella modalità grandi spostamenti) e muoversi insieme al materiale che rappresenta. Lo schema di calcolo lagrangiano esplicito e la tecnica di discretizzazione mista assicurano che la rottura e il flusso plastico siano modellati molto accuratamente.

Le principali capacità del programma possono essere così sintetizzate:

- un sistema di soluzione esplicito che consente di ottenere una soluzione stabile anche nel caso di un processo fisico instabile;
- una libreria di leggi di comportamento (elastica, elasto-plastica , etc);
- un generatore di griglia automatico (le griglie 3D sono generate dalla manipolazione e connessione di maglie predefinite);
- una distribuzione con un gradiente costante che può applicarsi a tutte le proprietà;
- una specificazione delle condizioni ai limiti.

2.1 Peculiarità del programma

Il Flac utilizza una formulazione non tradizionale del metodo alle differenze finite, detta formulazione lagrangiana, che permette di analizzare qualsiasi tipo di maglia. Poiché tale formulazione è di tipo esplicito, risulta particolarmente efficace per lo studio dei terreni a comportamento fortemente non lineari, con grandi deformazioni e importanti zone di plasticizzazione.

La descrizione “lagrangiana” del moto permette di identificare le particelle costituenti un sistema in base alla loro posizione rispetto ad una configurazione presa come riferimento, e di esprimere i valori di una grandezza fisica nella configurazione attuale in funzione del tempo e della posizione della particella alla quale tale

grandezza si riferisce. Questo metodo si contrappone alla descrizione euleriana nella quale il materiale si muove e si deforma rispetto ad una maglia fissa. Permette così di trattare dei problemi in condizioni di grande deformazione in modo rigoroso.

Nonostante l'obiettivo del metodo degli elementi lagrangiani sia la soluzione di un problema statico o quasi-statico, le equazioni utilizzate dal programma sono quelle dinamiche del moto. In tale modo è possibile simulare il comportamento non lineare di materiali in cui possono sorgere instabilità fisiche, assicurando la stabilità dello schema numerico. Nel sistema fisico, una parte dell'energia di deformazione accumulata dal sistema è convertita in energia cinetica, che si propaga a partire dalla sorgente e si dissipa. Flac riproduce questo processo direttamente perché include i termini d'inerzia. L'algoritmo di soluzione considera i termini d'inerzia come forze non equilibrate del sistema. Il calcolo termina quando queste forze diventano trascurabili rispetto alle altre forze del sistema.

La sequenza generale di calcolo utilizzata dal programma è illustrata nella figura seguente (fig.1):

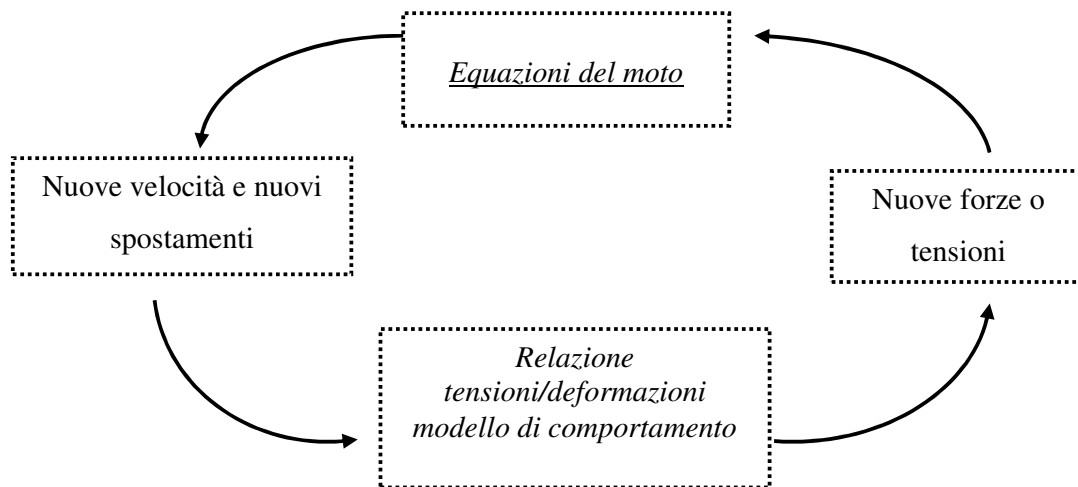


Figura 1 - Schema del ciclo di calcolo nella soluzione esplicita

Le equazioni del moto sono usate per calcolare le nuove velocità e dunque i nuovi spostamenti a partire dalle tensioni e dalle forze in gioco. Successivamente sono dedotte le velocità di deformazione ed è utilizzata la legge di comportamento del materiale per ricavare le nuove tensioni o forze. Ciascun percorso di questo diagramma rappresenta un ciclo di calcolo. Il principio fondamentale della soluzione esplicita è che, in ciascuna fase indicata in figura 1, vengono aggiornate le variabili a partire da valori noti che restano fissi durante quella fase di calcolo.

Non avendo una matrice di rigidezza globale da costruire, nel caso di grandi spostamenti si aggiornano in maniera semplice le coordinate dei nodi ad ogni passo di calcolo. Gli spostamenti incrementali sono aggiunti alle coordinate e la maglia si deforma rispetto ad una maglia fissa. L'interesse del metodo Lagrangiano è proprio questo: permette di trattare problemi in grandi deformazioni in maniera rigorosa e allo stesso tempo facile, non appesantendo la rapidità dei calcoli.

La discretizzazione generale del modello è effettuata dall'utente. Le condizioni ai limiti possono essere date sotto forma di tensioni su una faccia, di forze concentrate o di velocità di spostamento. Le condizioni iniziali possono essere date sotto forma di forze di volume e di campi di tensioni iniziali. Le forze di volume e le tensioni subiscono una trasformazione interna che fornisce le forze nodali equivalenti. Esse costituiscono lo stato iniziale del modello numerico.

Il Flac è inoltre dotato di un linguaggio chiamato "Fish" che permette la programmazione di alcune opzioni. Può servire per esempio a far evolvere durante il calcolo alcune proprietà del modello. Permette anche di acquisire dati supplementari che non sono forniti automaticamente con la classica versione del programma. Si tratta di uno strumento relativamente potente e semplice di utilizzo, che consente con un po' di pratica di moltiplicare considerevolmente le possibilità del programma.

3. IPOTESI E DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 3D

Come detto in precedenza, l'analisi numerica è stata effettuata con l'obiettivo iniziale di riprodurre le evidenze sperimentali emerse dal monitoraggio del campo sperimentale in vera grandezza. Tale verifica è stata effettuata, come vedremo in seguito con modelli tridimensionali di complessità crescente.

Al fine di realizzare un modello con Flac^{3D}, è necessario definire:

1. una griglia alle differenze finite;
2. il comportamento costitutivo e le proprietà dei materiali;
3. le condizioni al contorno ed iniziali.

La griglia definisce la geometria del problema mentre il comportamento costitutivo e le proprietà del materiale governano il tipo di risposta che il modello fornirà a seguito di un disturbo. Le condizioni al contorno ed iniziali definiscono lo stato in sito.

Una volta assegnate queste condizioni si calcola lo stato di equilibrio iniziale del modello che sarà poi sottoposto ad un'alterazione. Si cerca quindi la soluzione conseguente alla variazione dello stato iniziale imposta, attraverso un certo numero di passi che possono essere controllati automaticamente dal codice o manualmente dall'utente. La procedura sequenziale di risoluzione è illustrata in fig.2.

Il modello numerico in Flac^{3D} è stato costruito attraverso le 4 fasi principali riportate schematicamente in figura 3 che si articolano a loro volta in più punti .

Nella fase I si rappresentano geometricamente i vari elementi che costituiranno il modello; la fase II caratterizza la legge di comportamento e le proprietà dei materiali utilizzati, impone le condizioni ai limiti e conduce allo stato di equilibrio iniziale sotto la sola azione della gravità.

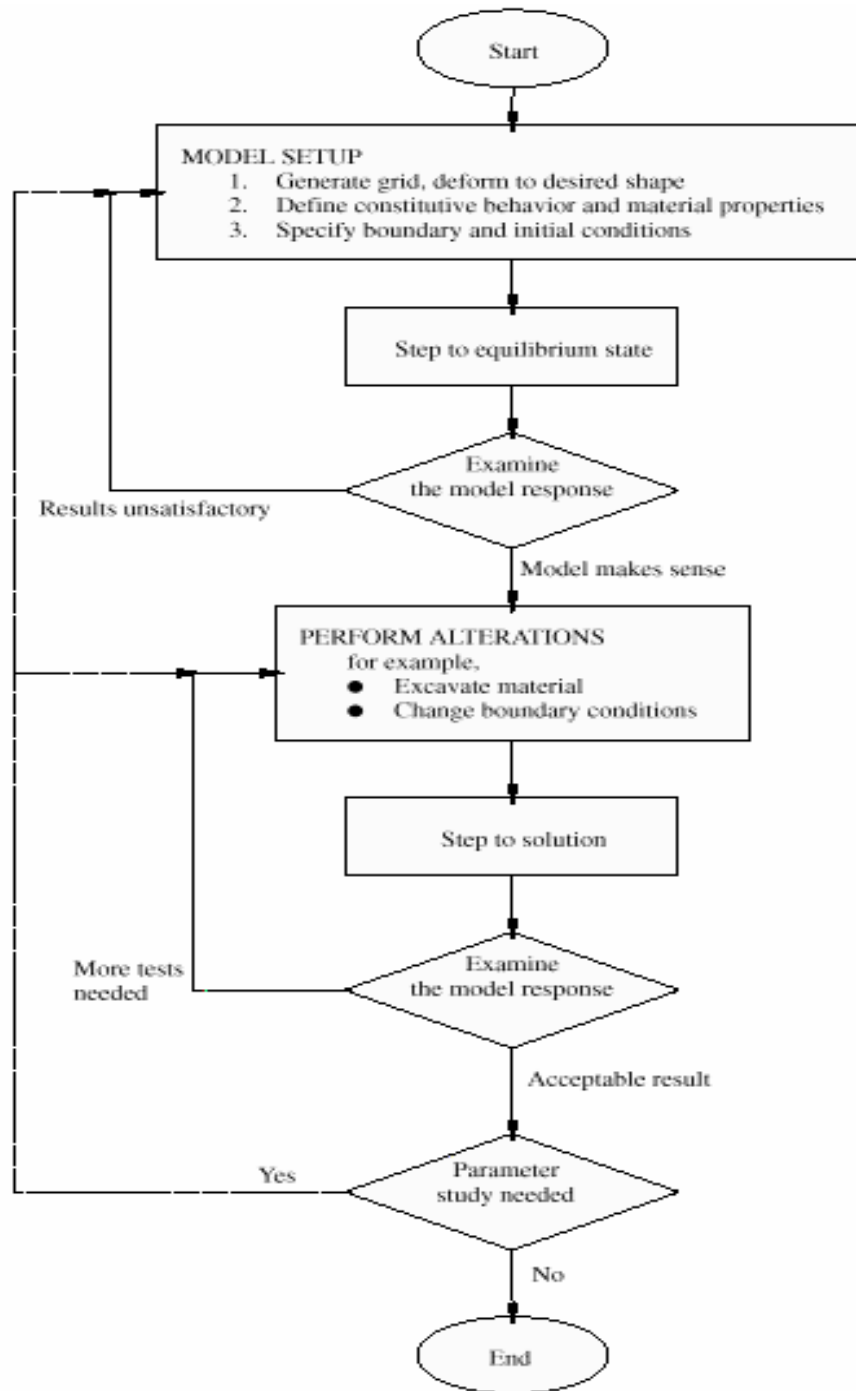


Figura 2 - Procedura generale di soluzione

FASE I	GEOMETRIA DEL MODELLO
	1) Creazione dei volumi del modello: terreno instabile banda di taglio terreno stabile palo 2) Posizionamento delle interfacce sugli elementi del modello 3) Assemblaggio del modello nelle sue condizioni iniziali
FASE II	RAPPRESENTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE GEOSTATICO
	4) Legge di comportamento del terreno 5) Legge di comportamento del palo 6) Legge di comportamento delle interfacce 7) Applicazione delle condizioni ai limiti e iniziali
FASE III	INSERIMENTO DEL PALO
	8) Rappresentazione del palo con le sue reali caratteristiche
FASE IV	SIMULAZIONE DELLO SCORRIMENTO
	9) Attivazione della frana

Figura 3 - Fasi di realizzazione del modello

Le fasi III e IV producono entrambe un'alterazione dello stato iniziale di equilibrio. In particolare fino alla fase III, i pali sono presenti (geometricamente) nel modello ma sono rappresentati pieni e con le stesse proprietà del terreno in cui sono immersi; in pratica lo stato di equilibrio iniziale viene raggiunto in assenza dei pali. La fase di inserimento dei pali viene simulata *svuotando* i pali (*model null*) ed assegnando all'elemento cilindrico cavo le proprietà fisico-meccaniche di un palo tubolare di acciaio. Dopo l'inserimento della fila di pali, viene simulata l'attivazione della colata.

Nel seguito verranno descritte in dettaglio le problematiche affrontate nelle varie fasi della generazione del modello e le scelte effettuate.

3.1 La discretizzazione del modello

La geometria riprodotta è quella del campo prova (*Capitolo III*): una fila di cinque pali tubolari di acciaio della lunghezza di 10 m (L), diametro 40 cm (D), di spessore di 0.6 cm (s), disposti in un pendio ad un interasse (i) pari a 2.25 D (i=0.9 m). Il pendio ha una pendenza di 11° e la coltre in movimento ha uno spessore medio di 5m; la falda si trova ad una profondità media di circa 1.5m e il flusso idrico è parallelo al piano campagna.

Il modello deve quindi contenere i seguenti corpi a contatto: terreno instabile sopra falda, terreno instabile sotto falda, zona di taglio, formazione di base e la fila di pali. Scelto un sistema di riferimento con l'origine coincidente con il piano campagna e l'asse z rivolto verso l'alto, i quattro strati di terreno sono stati indicati nel modello come segue:

- INSTABILE A1 : da 0 a -1.5 m
(da piano campagna al piano di falda)
- INSTABILE A2 : da -1.5 m a -4.75 m
(dal piano di falda alla parte superiore della zona di taglio)
- ZONA DI TAGLIO : da -4.75 m a -5 m
- STABILE : da -5 m a -20 m
(dalla parte inferiore della zona di taglio alla base del modello)

La suddivisione dello strato instabile in due parti nasce dall'esigenza di assegnare alla parte sotto falda il peso dell'unità di volume immerso in quanto l'analisi è condotta in condizioni drenate. I pali vanno schematizzati in modo che attraversino la formazione in movimento per uno spessore di 5 m e proseguano nel substrato stabile fino a quota -10 m da piano campagna.

La griglia utilizzata nel modello è il frutto di un accurato studio che cerca di mettere d'accordo due esigenze contrapposte:

- 1) rappresentare in modo opportuno i fenomeni locali di interazione palo-terreno;
- 2) ridurre il più possibile i tempi di calcolo globali della simulazione.

Scegliendo una densità di zona non eccessiva si rispetta il solo requisito 2) visto che il tempo di soluzione è proporzionale a $N^{4/3}$, con N numero di elementi. Al contrario, infittendo la maglia si ottengono informazioni più significative sull'interazione senza tuttavia riuscire ad ottimizzare i tempi di calcolo. La maglia proposta nasce da un compromesso tra i due requisiti menzionati, attenendosi il più possibile ai consigli forniti dal manuale Flac^{3D} sull'argomento:

- adottare una griglia il più uniforme possibile;
- evitare zone allungate con rapporto tra i lati maggiore di 5:1;
- evitare salti di dimensione nel passare da una zona all'altra;
- infittire la maglia nelle zone d'interesse ed aumentarla progressivamente via via che ci si allontana da esse.

Si è detto in precedenza che il Flac^{3D} ha la particolarità di creare la geometria del modello usando un potente generatore di griglia che contiene una libreria di forme elementari predefinite; esistono dunque dei blocchi già sagomati che vanno scelti e collegati per approssimare al meglio la forma richiesta per il modello. Vale la pena soffermarsi allora sulle scelte operate: per rappresentare il terreno si è utilizzata la forma “*radcylinder*” nella parte centrale del modello (dove poi alloggeranno i pali) e gli elementi “*brick*” per le altre zone, mentre per il palo si sono utilizzati degli elementi “*cshell*”. Il volume corrispondente a “*radcylinder*”, indicato in figura 4, consta di una maglia radiale ad elementi rettangolari disposta intorno ad un nucleo centrale di forma cilindrica.

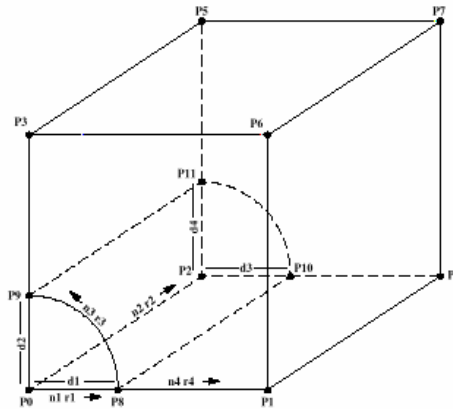


Figura 4 - Forma predefinita “radcylinder”

Il volume corrispondente a “cshell” è costituito, invece, da una maglia di forma tubolare che si presta perfettamente a rappresentare il palo (figura 5).

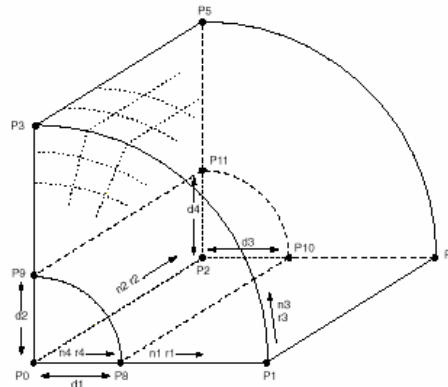


Figura 5 - Forma predefinita “cshell”

Si noti infine che nel ricorrere all’uso delle forme predefinite “radcylinder” e “cshell” per schematizzare le superfici cilindriche del modello si commettono comunque dei piccoli errori. Infatti le soluzioni sono influenzate dalla distorsione delle zone: si dovrebbe sempre cercare di ridurre al minimo il numero di zone “non cubiche” nel modello.

In figura 6 è riportata una immagine della tipologia di discretizzazione utilizzata nelle analisi numeriche (con la individuazione dei 4 strati di terreno); si osserva che mentre in direzione orizzontale (x) la *mesh* è stata infittita nella parte del modello in cui si trovano i pali, in direzione verticale (z) si è preferito utilizzare una discretizzazione quasi costante (infittita solo nella zona di scorrimento).

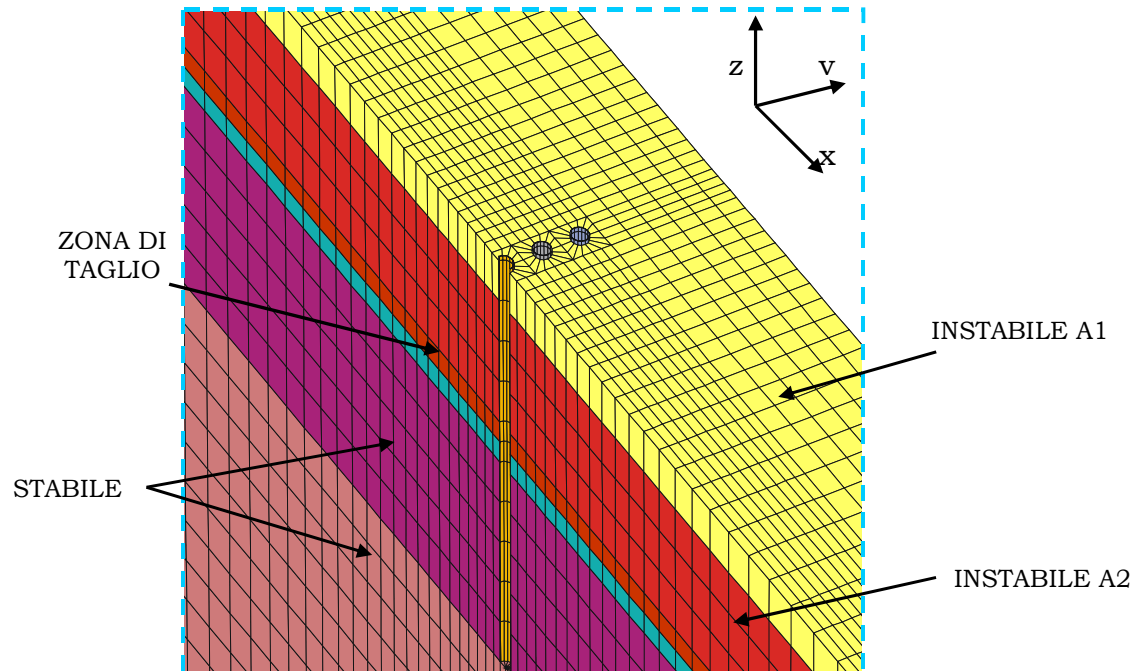


Figura 6– Particolare della griglia del modello esteso

3.2 Gli elementi di interfaccia

Nel caso sia necessario introdurre delle interfacce nel modello, queste devono essere definite geometricamente nella fase di generazione della geometria del modello (FASE I – fig.3) . Il programma impone infatti che ogni superficie del modello su cui verrà applicata un'interfaccia deve essere creata separatamente da quella adiacente lasciando un vuoto tra due griglie che verranno in contatto affinché il generatore di griglia separi automaticamente i nodi (quando essi occupano la stessa posizione nello spazio).

Ne consegue che la sequenza di realizzazione del modello passa, nell'ordine, attraverso la costruzione dei gruppi stabile, instabile e palo separati l'uno dall'altro e posti ad una certa distanza; dopo aver posto l'interfaccia i vari elementi vengono poi assemblati.

Nel modello numerico è stata introdotta una interfaccia al contatto palo-terreno: si noti che le interfacce in Flac sono "unilaterali" per cui devono aderire sempre alla sottogriglia rispetto alla quale si presenta lo scorrimento. Poiché stiamo simulando lo scorrimento del terreno rispetto ai pali, l'interfaccia viene fatto aderire al terreno.

Il Flac^{3D} consente l'uso di interfacce che permettono sia lo scorrimento relativo di due parti della mesh (nel rispetto della legge di Coulomb), sia un'eventuale separazione per trazione. La legge di comportamento degli elementi di interfaccia è completamente definita sia in termini di rigidezza che di resistenza al taglio.

In particolare, i parametri di resistenza necessari sono c , ϕ , ψ e σ_t (rispettivamente coesione, angolo di attrito, dilatanza e resistenza a trazione); quelli di rigidezza sono K_n (rigidezza normale) e K_s (rigidezza tangenziale). Mentre i primi hanno un chiaro significato fisico e quindi non costituiscono una difficoltà per l'operatore in fase di modellazione, i parametri di rigidezza hanno un significato fisico meno immediato. Per tale motivo, la loro quantificazione è oggetto di un certo margine di incertezza. Come si vedrà nel seguito, questa incertezza introduce un margine di soggettività nelle analisi non trascurabile, tanto più che il valore assegnato a K_n e K_s influenza in modo molto marcato i risultati. Il manuale Flac (non molto esaustivo a riguardo) consiglia di utilizzare come rigidezza delle interfacce un valore pari almeno a 10 volte la rigidezza equivalente del materiale più rigido circostante l'interfaccia.

Nel caso specifico le proprietà di rigidezza normale e tangenziale delle interfacce sono state ricavate attraverso una back-analysis per cercare di riprodurre uno spostamento del palo quanto più aderente alle misure inclinometriche. Le analisi numeriche di primo tentativo hanno infatti messo in luce che la risposta del modello,

in termini di spostamento del palo, è influenzata essenzialmente dalle proprietà di rigidità dell'interfaccia palo-terreno.

Dalle numerose analisi svolte è emerso che il risultato migliore si ottiene disponendo due interfacce al contatto palo-terreno con proprietà di rigidità differenti: una nella parte di palo immersa nella coltre in frana, ed un'altra lungo il tratto di pali ammorsato nella formazione stabile. Questa soluzione, anche se in un primo momento è apparsa come la più idonea, si è poi rivelata non opportuna; la zona in cui le due interfacce di proprietà differenti si collegano, rappresenta un punto molto delicato (dal punto di vista numerico) e il calcolo delle pressioni agenti sul palo risente fortemente di questa discontinuità della modellazione.

Per tale motivo si è deciso di utilizzare una unica interfaccia (le proprietà sono riportate in tabella 1) con proprietà di rigidità intermedie, preferendo un risultato forse meno aderente alle osservazioni sperimentali in termini di deformata del palo, ma certamente corretto nel calcolo delle pressioni di interazione palo-terreno.

Tabella 1 Proprietà dell' interfaccia palo-terreno

	Interfaccia 1
Proprietà elastiche:	
Rigidità normale (Pa)	$2 \cdot 10^{10}$
Rigidità tangenziale (Pa)	$2 \cdot 10^{10}$
Parametri di resistenza:	
Coesione (PA)	0
Angolo d'attrito (°)	20
Dilatanza (°)	0

3.3 Legge costitutive introdotte per il terreno e per i pali

Una volta completata la generazione della griglia, vengono assegnate i modelli costitutivi a tutti gli elementi presenti nel modello. Flac^{3D} offre una scelta di modelli costitutivi abbastanza ampia, dal quello più semplice (elastico lineare ed isotropo) a modelli più evoluti come il Cam-Clay modificato.

La scelta dei modelli più adatti, in linea di principio, deve essere effettuata secondo criteri di efficienza che medino tra diverse esigenze: da un lato, sarebbe opportuno optare per modelli il più possibile realistici, che tengano in conto la non linearità e non reversibilità del comportamento meccanico dei terreni; dall'altro, si deve essere in grado di tarare i modelli in modo affidabile sulla base delle indagini disponibili. Il rischio è altrimenti una parvenza di rigore. Nel caso in esame le indagini eseguite, pur se costituite da numerose prove di laboratorio ed accompagnate da abbondanti riflessioni ed elaborazioni (Guerriero, 1995), sono insufficienti per una caratterizzazione completa di modelli costitutivi più evoluti. A questo si aggiunga il fatto che, come ampiamente commentato nel capitolo relativo alla caratterizzazione del campo sperimentale, la complessa natura dei terreni in questione ha reso alquanto modesta la caduta di resistenza post-picco, avvicinando il loro comportamento a grandi livelli di deformazione a quello di un materiale perfettamente plastico. Per questi motivi, nelle analisi numeriche si è deciso di utilizzare un semplice modello elastico-perfettamente plastico, con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb, per il quale si era in grado di effettuare una caratterizzazione dei parametri affidabile.

Per tale modello, nell'ipotesi semplificativa di comportamento isotropo e lineare in campo elastico, sono richiesti i seguenti parametri:

- (1) due parametri elastici (moduli volumetrico e di taglio (K, G))
- (2) angolo di attrito ed angolo di dilatanza (φ, ψ)
- (3) coesione (c)
- (4) resistenza a trazione (σ_t)

In tabella 2 sono quindi riportati i parametri fisico-meccanici necessari a descrivere il comportamento dei terreni all'interno del modello.

Si pone in evidenza che, a causa dei bassi valori dello stato tensionale agente in sito per il problema in esame, i valori dei parametri di resistenza al taglio sono quelli relativi alla regressione dei risultati ottenuti nel corso delle prove triassiali a più basso stato di sconfinamento effettuate nel corso della ricerca (vedi Capitolo III). Per quanto riguarda la zona di taglio, l'interpretazione dei risultati è alquanto più complessa.

Tabella 2 Proprietà dei materiali

	<i>INSTABILE A1</i>	<i>INSTABILE A2</i>	<i>ZONA DI TAGLIO</i>	<i>STABILE</i>	<i>PALO</i>
γ (N/m ³)	1600*	1900*	1900*	1900*	7000
E (Pa)	$2 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^7$	$5 \cdot 10^7$	$2.1 \cdot 10^{11}$
ν	0.34	0.34	0.34	0.34	0.25
c (Pa)	0	0	0	$1 \cdot 10^6$	$14 \cdot 10^7$
ϕ (°)	28	28	25	30	0
ψ (°)	0	0	0	0	0
σ_t (Pa)	0	0	0	0	$28 \cdot 10^7$

* Peso dell'unità di volume saturo

I parametri di rigidezza sono stati ricavati dall'osservazione dei risultati sperimentali con riferimento ad un livello di deformazione pari a 1% (fig.7), dello stesso ordine di grandezza di quello osservato in sito. Evidentemente, il limite del modello utilizzato risiede nell'incapacità di assegnare valori di rigidezza maggiori al terreno in fase di scarico tensionale, cosa che invece, come ben noto, avviene nel caso reale.

Per la formazione stabile si è scelto un valore del modulo di rigidezza E compreso tra 4 e 10 KPa corrispondente alle caratteristiche di un campione intatto, mentre per la coltre in frana si è scelto un modulo E dedotto dai campioni ricostruiti in laboratorio tenendo così conto della destrutturazione subita dai materiali coinvolti nella colata.

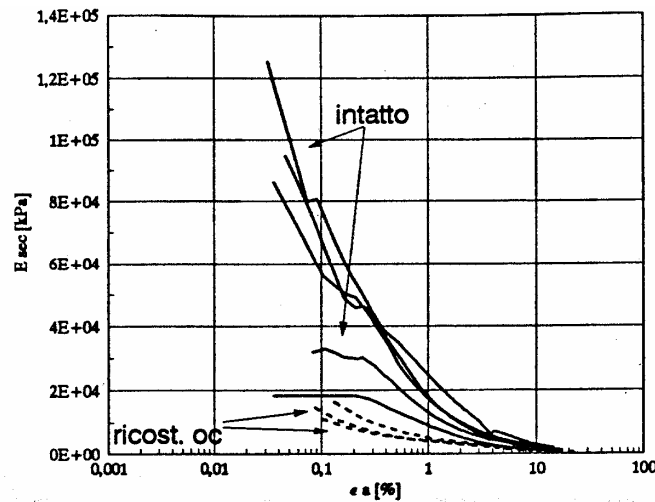


Figura 7 - Variazione del modulo di elasticità secante con la deformazione assiale
(Guerriero, 1995)

Anche per gli elementi strutturali è stato utilizzato un modello di comportamento elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb in modo da consentire nella simulazione anche la rottura dell'elemento strutturale (tabella 2).

3.4 *Condizioni iniziali*

Questa fase di calcolo ha la funzione di riprodurre le condizioni iniziali in sito (stato geostatico) che costituiscono lo stato di equilibrio a partire dal quale verranno operate le successive alterazioni. La determinazione dello stato tensionale iniziale, già affetta da incertezze nel caso di piano campagna orizzontale, si presenta ancora più complesso in un versante. Nel caso di movimenti franosi, lo stato tensionale viene continuamente modificato dagli spostamenti e si presenta variabile da punto a punto. L'evoluzione dei movimenti infatti potrebbe aver determinato un differente coefficiente di spinta nelle due direzioni parallela e perpendicolare alla direzione di massima pendenza, oppure un diverso coefficiente di spinta nelle zone di accumulo rispetto al resto del corpo di frana. Nel seguito quindi si farà riferimento ad una

ipotesi semplificativa: lo stato tensionale di partenza nel modello sarà supposto uniforme e verrà dedotto dalle equazioni teoriche relative alle condizioni di pendio indefinito.

Nelle analisi numeriche svolte le condizioni iniziali sono state espresse attraverso una distribuzione di tensioni verticali (σ_{zz}) e orizzontali (σ_{xx} e σ_{yy}) uniforme variabile linearmente con la profondità.

Se si considera un pendio indefinito con inclinazione β (fig. 8a) in cui il terreno ha un peso dell'unità di volume γ_{sat} e la falda si trova ad una profondità z_w , con flusso parallelo al pendio, lo stato tensionale ad una generica profondità z lungo una giacitura inclinata di β sull'orizzontale è dato da:

$$\sigma_n = \gamma_{sat} \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (1a)$$

$$\tau_n = \gamma_{sat} \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (1b)$$

$$u = \gamma_w (z - z_w) \cdot \cos^2 \beta \quad (1c)$$

dove γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua.

Per conoscere lo stato tensionale nel pendio in modo completo occorre conoscere lo stato tensionale su due giaciture ortogonali. Il grado di indeterminatezza viene risolto introducendo il coefficiente K definito, analogamente al caso di piano campagna orizzontale, come rapporto fra la tensione normale efficace agente su una giacitura verticale e la tensione normale agente su una giacitura orizzontale ($K = \sigma'_x / \sigma'_y$).

In base alla teoria dei cerchi di Mohr, si può esprimere lo stato tensionale agente lungo la giacitura inclinata di β sull'orizzontale attraverso le componenti di tensione sulle giaciture verticali ed orizzontali (fig. 8b):

$$\sigma_n = \sigma_y \cdot \cos^2 \beta + \sigma_x \cdot \sin^2 \beta + 2\tau_{xy} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (2a)$$

$$\tau_n = (\sigma_y - \sigma_x) \cos \beta \cdot \sin \beta + \tau_{xy} \cdot (\sin^2 \beta - \cos^2 \beta) \quad (2b)$$

Esprimendo le eq. 2 in termini di tensioni efficaci e d introducendo il coefficiente K, si ottiene il valore delle tensioni agenti sul piano orizzontale e verticale in un pendio indefinito inclinato di un angolo β , ad una determinata profondità z :

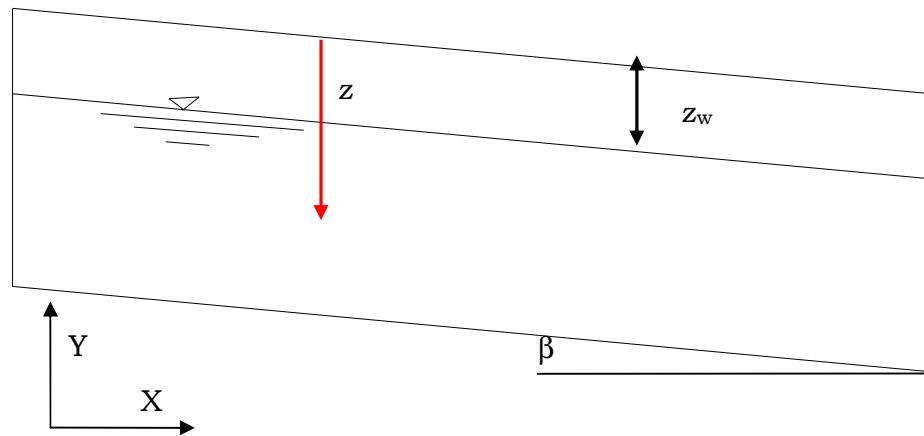


Figura 8a – Pendio indefinito in presenza di falda con flusso parallelo al pendio

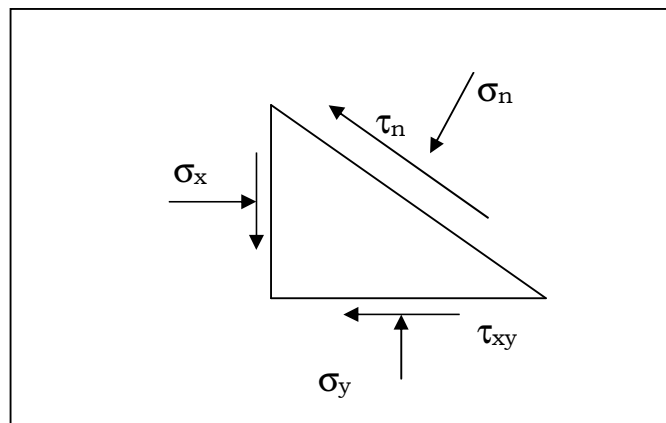


Figura 8b – Stato tensionale sulla generica giacitura inclinata di β sull'orizzontale

$$\sigma'_y(z) = \frac{\gamma_{sat} \cdot z \cdot \cos^2 \beta + \gamma_w \cdot (z - z_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot (\sin^2 \beta - \cos^2 \beta)}{\cos^2 \beta - k \cdot \sin^2 \beta} \quad (3a)$$

$$\sigma'_x(z) = k \cdot \sigma'_y(z) \quad (3b)$$

$$\tau_{xy}(z) = \frac{\gamma_{sat} \cdot z \cdot k \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + \gamma_w \cdot (z - z_w) \cdot \cos^3 \beta \cdot \sin \beta \cdot (1 - k)}{\cos^2 \beta - k \sin^2 \beta} \quad (3c)$$

Le tensioni vengono inizializzate nel modello assegnando un “*solve*” con un valore abbastanza alto; nel caso specifico il calcolo è stato arrestato quando il rapporto tra la massima forza sbilanciata a tutti i nodi del modello e la forza media applicata ai nodi è scesa sotto $1.0 \cdot 10^{-5}$. Il valore di questo rapporto è sufficiente piccolo da poter ritenere che l’inizializzazione delle tensioni sia effettuata lentamente, in modo quasi statico.

3.5 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno ed iniziali hanno la funzione di portare il modello esattamente all'equilibrio delle forze nella fase iniziale prima di introdurre le alterazioni.

Assegnare le condizioni al contorno in un modello numerico significa specificare i valori delle variabili di campo (sforzo o spostamento) ai bordi della griglia, imponendo una condizione o un vincolo che non cambieranno durante l’analisi salvo se diversamente indicato.

I contorni del modello possono essere reali o artificiali: i contorni reali descrivono precisamente l’oggetto fisico che si sta modellando, mentre quelli artificiali sono introdotti per limitare in modo opportuno un certo numero di zone rappresentative del modello (piani di simmetria e piani di troncamento).

Per i contorni reali, la scelta di un contorno di sforzo o di spostamento è di solito abbastanza chiara. Invece, per un contorno artificiale, come un piano di troncamento, si deve scegliere uno dei due tipi tenendo conto che:

- 1- un contorno fisso causa che sia gli sforzi che gli spostamenti siano sottostimati, mentre un contorno di sforzo fa il contrario;
- 2- l'influenza della posizione del contorno è più evidente per i corpi elastici perché le variazioni di sforzo e spostamento sono più contenute quando ci si trova in ambito plastico.

Ovviamente tali considerazioni hanno significato solo se i piani di troncamento sono stati collocati sufficientemente lontani dall'area d'interesse in modo da non condizionarne troppo il comportamento.

Va specificato che per applicare un dato spostamento ad un contorno è necessario prescrivere la velocità del contorno per un dato numero di passi, infatti, gli spostamenti non possono essere controllati direttamente in Flac^{3D} perché essi non giocano alcun ruolo nel processo di calcolo. Se, quindi, lo spostamento desiderato è D , deve essere applicata una velocità V su N passi (dove $N=D/V$). Inoltre V andrebbe presa piccola ed N grande per minimizzare gli shocks del sistema che si sta modellando.

Il tipo di condizione al contorno da introdurre in un modello è naturalmente connessa al fenomeno che si sta simulando e soprattutto, come vedremo, alle dimensioni del modello. Come detto in precedenza, la modellazione tridimensionale è stata condotta nell'arco della ricerca con modelli di complessità e dimensione crescente. Di conseguenza a secondo delle dimensioni del modello sono state introdotte differenti condizioni al contorno.

La riproduzione del campo sperimentale ha avuto inizio in principio con un modello di piccole dimensioni; l'idea iniziale era infatti di riprodurre il volume di terreno posto tra l'inclinometro di valle e l'inclinometro di monte (fig. 9a). Il modello realizzato aveva quindi dimensioni $3 \times 0.45 \times 12$ m ed in figura 9b è riportata la griglia del modello.

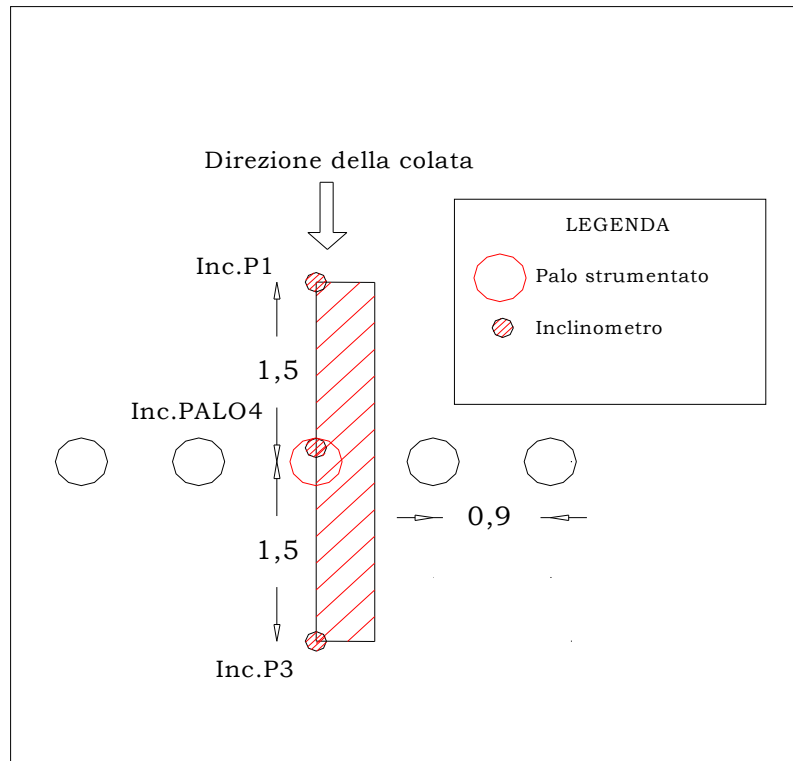


Figura 9a) Volume di terreno riprodotto nel modello di piccole dimensioni

Questo primo modello è stato quindi troncato in corrispondenza dei due allineamenti in cui erano disposti gli inclinometri nel terreno (Capitolo III); in questo caso è stato possibile quindi assegnare delle condizioni al contorno in termini di velocità di spostamento.

Il modello anche se introduceva delle ipotesi semplificative (schema di fila di infiniti pali, piano campagna e superficie di scorrimento orizzontale, palo elastico, modello elastico-perfettamente plastico con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per i terreni) è riuscito a cogliere l'andamento qualitativo della deformata del palo e delle sollecitazioni agenti (fig. 10) ricavate dai dati sperimentali ma ha dimostrato anche di avere due grandi limiti:

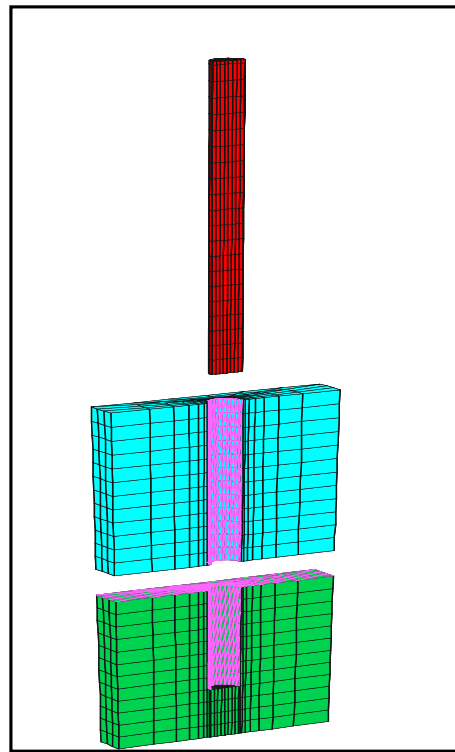


Figura 9b) Discretizzazione del modello di piccole dimensioni

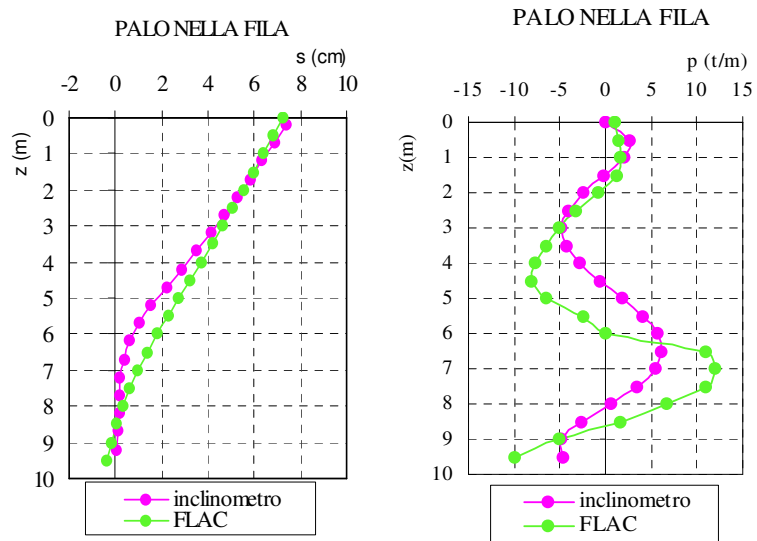


Figura 10 – Alcuni risultati del modello tridimensionale di piccole dimensioni

- non riuscire a rappresentare il fenomeno di rifluimento del terreno attraverso i pali dopo la rottura;
- di essere fortemente influenzato dalle condizioni al contorno (troppo vicine al palo).

Di conseguenza il passo successivo è stato quello di generare un modello numerico di dimensioni maggiori (che nel seguito chiameremo *modello esteso*) che si avvicinasse più al caso di pendio indefinito, ma che rappresentasse sempre le condizioni geometriche del campo prova. La realizzazione del modello esteso ha necessariamente riproposto il problema delle condizioni al contorno da assegnare.

Nel campo prova di Frana Marino non sono presenti altri inclinometri nella zona di alimentazione che possono fornire indicazioni utili sulle velocità da assegnare a monte del modello. A valle invece è disposto un unico inclinometro nell'area di accumulo della colata (proveniente dalle passate campagne di indagini) che ha confermato che, durante i tre anni di monitoraggio, la zona al piede della colata è rimasta ferma.

Di conseguenza per il modello di dimensioni maggiori le uniche condizioni al contorno possibili a monte ed a valle del modello sono quelle in termini di tensioni applicate; nel modello quindi è stata imposta una distribuzione triangolare di tensione sui due piani di troncamento di monte e di valle in equilibrio con lo stato tensionale applicato all'interno del modello. Per fare ciò è stato necessario allontanarsi dalla fila e troncare il modello oltre la zona di influenza dei pali che, come vedremo in seguito, si è rivelata essere molto estesa .

Il modello definitivo riproduce quindi uno schema di pendio indefinito inclinato di 11° e di dimensioni:

- 300 m di lunghezza in direzione del movimento della colata (x);

- 12 m in direzione ortogonale alla massima pendenza (y);
- 20 m di profondità (z).

In particolare in questo modello si riproduce effettivamente una fila di cinque pali con un piano di simmetria in corrispondenza del palo centrale e l'altro molto distante dal palo più esterno della fila (fig. 11). E' importante sottolineare che L_c rappresenta la porzione di canale che è stata sottoposta al calcolo e non corrisponde alla larghezza effettiva del canale stesso; questo perché lungo le superfici laterali di L_c si ammette solo lo spostamento longitudinale e si considerano nulle le tensioni tangenziali a differenza di quanto avviene sugli effettivi bordi del canale.

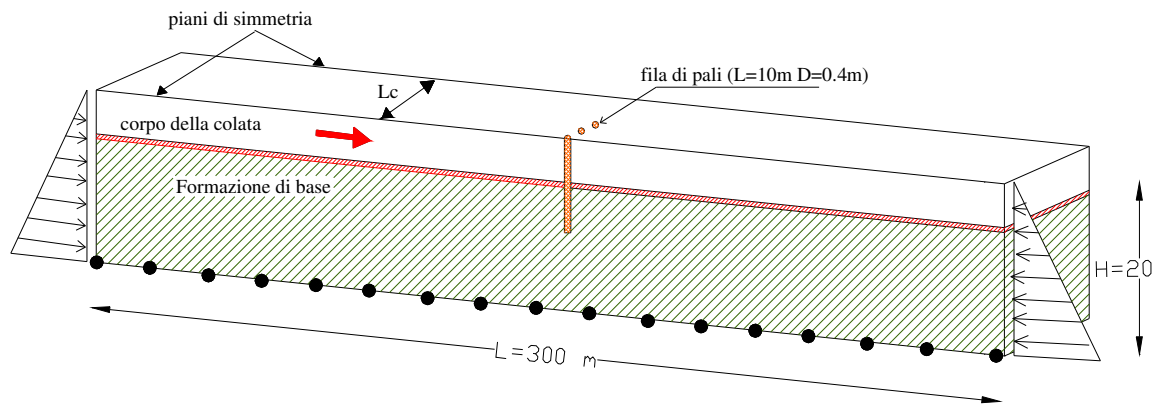


Figura 11 – Schema del modello numerico esteso

Il fondo del modello, posto 10 m al di sotto della base della fila di pali, è stato vincolato agli spostamenti attraverso delle cerniere. I due piani di troncamento laterali (secondo la direzione y) sono stati impediti gli spostamenti nella direzione y . Naturalmente anche questo modello è stato concepito con le dovute semplificazioni per tener conto della necessità di ridurre i tempi di calcolo e di ovviare alla mancanza di alcune informazioni sulle caratteristiche dei terreni coinvolti. Le principali semplificazioni adottate sono le seguenti:

- schema di pendio indefinito;
- superficie di scorrimento piana e parallela al piano campagna;
- introduzione di modelli costitutivi semplici per il terreno e per i pali (modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb);
- condizioni drenate.

3.6 *Inserimento dei pali*

Si è visto come la definizione dello stato iniziale di equilibrio abbia richiesto la schematizzazione di un modello costituito interamente da terreno. In questa fase della modellazione, la situazione precedentemente ottenuta viene alterata introducendo i pali con la loro effettiva geometria e proprietà fisico-meccaniche.

La forma tubolare del palo si ricava eliminando dal cilindro pieno un cilindro di diametro inferiore, scelto in modo che lo spessore del tubo sia quello desiderato (6 mm). L'eliminazione del cilindro interno è ottenuta semplicemente assegnando alle zone corrispondenti il "modello nullo". L'alterazione compiuta ha ovviamente sconvolto la condizione di equilibrio cui si era pervenuti, pertanto è necessario chiedere al programma di eseguire un nuovo comando "solve" sempre con rapporto $1.0 \cdot 10^{-5}$ tra la massima forza sbilanciata e le forze media applicata.

Un'alternativa alla modellazione del palo proposta è di schematizzare l'elemento strutturale come un cilindro pieno di rigidezza equivalente a quella del palo tubolare. Il modulo di Young da adottare nelle proprietà elastiche del materiale è semplicemente ricavato imponendo la condizione che la rigidezza flessionale del palo pieno sia uguale a quella del palo tubolare:

$$EI_{\text{palo tub}} = EI_{\text{palo eq}}$$

in cui l'unica incognita è E_{eq} . E' così possibile ridurre l'onere connesso alla complessa realizzazione della geometria del palo.

Sono state condotte analisi numeriche con entrambe le soluzioni e si è potuto osservare che i risultati ricavati sono praticamente analoghi.

3.7 Attivazione della frana

Per innescare il movimento della zona superiore del modello (INSTABILE A1 e INSTABILE A2), si è gradualmente ridotta la resistenza al taglio della zona disposta tra la coltre e la formazione di base. Tale variazione è causata nella realtà dalla modifica delle tensioni efficaci per innalzamento della falda (Capitolo III).

La resistenza al taglio alla base della coltre è stata ridotta attraverso decrementi di entità molto piccola (in totale 6÷7 riduzioni) con un totale di passi di calcolo pari a 25.000 step per ciascuna riduzione (per eseguire un ciclo di 5000 step sono necessari mediamente 2 ore di calcolo).

Nella fase di attivazione delle frana si è voluto tenere in conto nel pendio della presenza di una zona di accumulo al piede (osservata sperimentalmente); per tale motivo la riduzione della resistenza nella zona di taglio non è stata estesa all'intero modello.

Gli ultimi 20 m del modello sono stati volutamente rappresentati quindi come una zona stabile del pendio.

Nelle analisi numeriche si è simulato un innalzamento della falda nel corpo della colata di 1.5 m; come vedremo nel seguito, si è valutato prima il campo di spostamenti che si genera nel pendio indefinito in assenza dei pali ed in seguito si sono confrontati i risultati con il caso del pendio in presenza della fila dei cinque pali.

3.8 Alcune osservazioni

Qualche ultima considerazione deve essere fatta su come interpretare i risultati forniti dal programma. Flac^{3D} infatti modella come si evolve nel tempo un sistema non lineare, pertanto l'interpretazione dei risultati è più difficile rispetto al caso dei programmi agli elementi finiti che danno una “soluzione” alla fine della fase di calcolo. Per capire se il modello numerico si trova in condizioni di stabilità, instabilità o flusso plastico bisogna valutare le informazioni di alcuni indicatori:

- 1) forza sbilanciata
- 2) velocità nei nodi
- 3) indicatori plastici
- 4) storie

La forza sbilanciata

L'equilibrio è raggiunto quando il vettore netto della forza nodale, o massima forza “sbilanciata”, è nullo in ogni nodo. Poiché la forza sbilanciata non attingerà mai precisamente il valore nullo, è sufficiente dire che il modello è in equilibrio quando essa è piccola rispetto alle forze agenti nelle zone rappresentative del problema. Per capire che cosa s'intende per forza piccola, bisogna confrontare la forza sbilanciata con una forza “rappresentativa”; quest'ultima può essere calcolata in un nodo interno moltiplicando la tensione agente per l'area della zona perpendicolare alla forza, scegliendo un valore tipico dell'area di interesse della griglia. Il rapporto R tra le due quantità, espresso in percentuale, si ritiene accettabile ai fini dell'equilibrio quando è compreso tra 1% (in uno stadio intermedio dell'analisi) e lo 0.1% (nello stadio finale)

La velocità dei nodi

Condizioni di stato stabile sono indicate da storie di velocità che risultano asintotiche nei loro tratti finali. Se convergono a zero, rispetto al valore di partenza, allora c'è equilibrio assoluto; se convergono ad un valore non nullo, allora si sta manifestando flusso plastico costante nel nodo relativo a quella storia; se invece le storie sono fluttuanti, probabilmente il sistema si trova in condizioni transitorie.

Equilibrio ed assenza di flusso plastico sono inoltre indicati da un campo casuale (in direzione e grandezza) dei vettori velocità. Se, viceversa, i vettori si orientano tutti in una stessa direzione e risultano di grossa entità, si può ritenere che abbia luogo flusso plastico.

Indicatori plastici

Con il comando “*plot block state*” è possibile visualizzare le zone in cui gli sforzi attingono il limite di rottura del modello materiale adottato. Ciò, di solito, denota la presenza di flusso plastico, ma è possibile anche che la tensione in quell’elemento semplicemente “tocchi” la superficie di rottura, senza che per questo si manifesti un flusso significativo.

Lo stato plastico è individuato da due possibili meccanismi di rottura: per taglio o per trazione. Il programma consente di individuare sia le zone il cui stato tensionale giace sulla superficie di snervamento (“*shear-n*” oppure “*tension-n*”) sia quelle che hanno precedentemente raggiunto il limite di snervamento ma il cui stato tensionale è ora interno alla superficie (“*shear-p*” oppure “*tension-p*”) [dove il suffisso -n sta per now e -p per past]. Si noti, infatti, che può presentarsi flusso plastico all’inizio di una simulazione, ma una successiva redistribuzione degli sforzi scarica alcuni elementi che così non attingono più il limite di rottura. Per accertarsi che si sia effettivamente sviluppato un meccanismo di rottura bisogna controllare se c’è una linea continua di zone plastiche attive che unisce due superficie.

4. ANALISI DELLA FRANA ^(3D) IN ASSENZA DI PALI

La modellazione numerica è iniziata attraverso la simulazione del pendio indefinito in assenza della fila di pali; si è quindi omessa la fase di inserimento della fila (fig.2) e si è attivata la colata simulando un innalzamento della falda di circa 1.5 m (falda al piano campagna).

La simulazione dell'innalzamento della falda, come detto in precedenza, è avvenuto tramite riduzione della resistenza nella zona di taglio; questa operazione è stata generata nel modello molto gradualmente in modo da permettere sempre al programma, ad ogni passo di riduzione, di raggiungere una nuova condizione di equilibrio statico.

4.1 *Spostamenti della colata*

In figura 15 sono riportati i campi di iso-spostamento in direzione x che si ottengono a seguito dell'innalzamento della falda al piano campagna in una zona del modello.

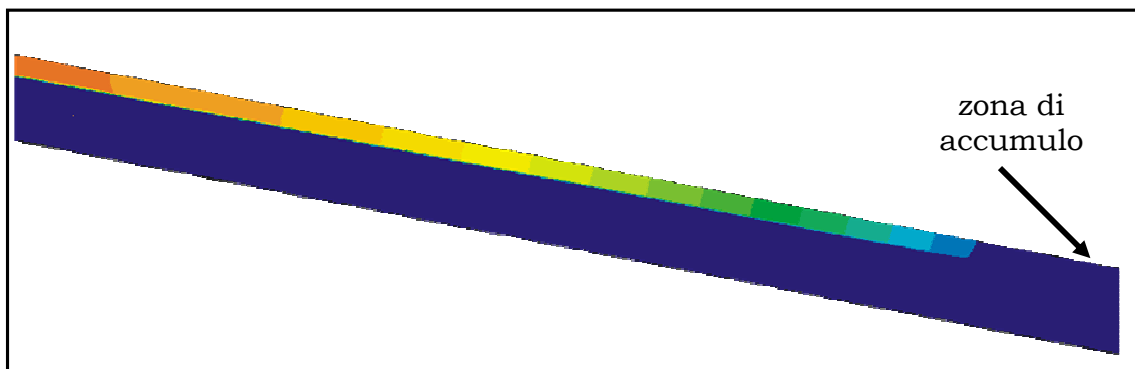


Figura 15 – Campi di isospostamenti in direzione x in assenza di pali

Lungo il pendio sono state individuate 4 verticali di misura, a partire dalla sezione di troncamento di monte del modello, in cui si sono stati ricavati i seguenti spostamenti finali:

- di circa 48 cm ad una distanza di 50 m dall'origine;
- di circa 40 cm ad una distanza di 100 m dall'origine;

- di circa 35 cm ad una distanza di 150 m dall'origine (sezione centrale del modello);
- gli spostamenti si arrestano in corrispondenza della zona di accumulo.

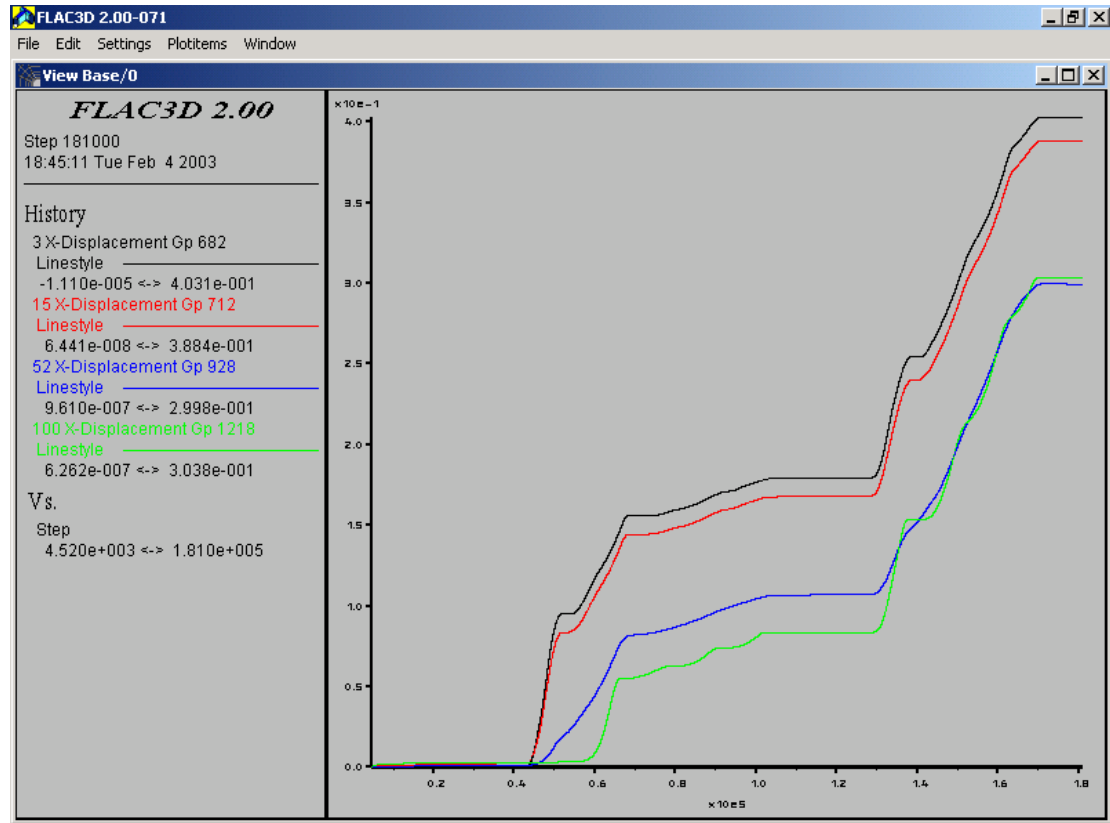


Figura 16 – Storie di spostamenti in direzione x in assenza di pali in alcune verticali

In figura 17 sono riportati alcuni esempi di profili di spostamenti lungo alcune verticali del modello: gli spostamenti sono concentrati quasi esclusivamente nella zona di taglio ed il corpo della colata si sposta come un corpo rigido su di un piano inclinato.

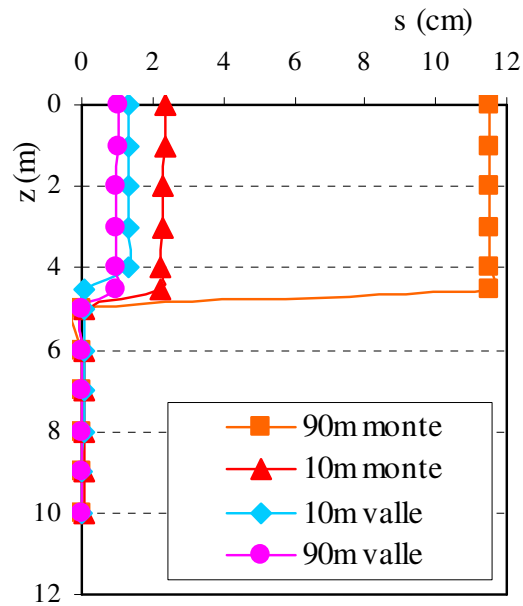


Figura 17–Spostamenti in direzione x in assenza di pali in alcune sezioni del modello durante la simulazione

5. ANALISI DELLA FRANA ^(3D) IN PRESENZA DI PALI

5.1 Stato tensionale orizzontale

Dopo aver analizzato i campi di spostamento che si generano nel pendio a seguito dell'innalzamento della falda, è stata effettuata una analoga analisi introducendo la fila di cinque pali.

La riduzione della resistenza al taglio lungo la zona di scorrimento posta fra al coltre e la formazione di base, innesca il movimento della colata sia a monte della fila sia a valle; la presenza della fila di pali (elementi più rigidi del terreno circostante) causa un incremento di tensione orizzontale nel volume di terreno a monte della fila e dei lievi decrementi immediatamente a valle della fila (fig. 18 a).

Gli incrementi di tensione orizzontale che si verificano a monte naturalmente si riducono all'allontanarsi dalla fila di pali (fig.18 b).

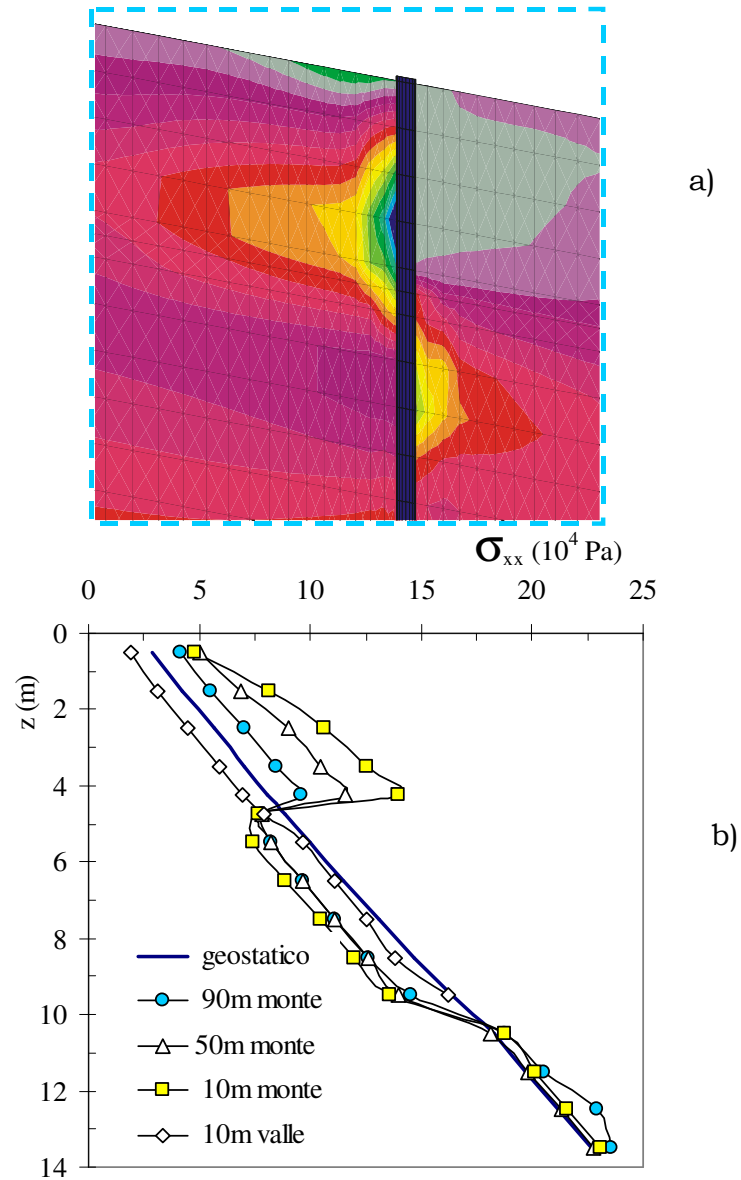


Figura 18 – Incrementi di tensione orizzontale σ_{xx} nel modello: a) particolare dei campi di isoincrementi nella zona intorno ai pali, b) tensione orizzontale in alcune verticali.

In particolare si osserva che tali incrementi diventano praticamente trascurabili ad una distanza di circa 100 m a monte della fila; questo risultato dimostra che le

condizioni al contorno in termini di tensioni applicate al contorno del modello ad una distanza di 150 m dalla fila, sono sufficientemente distanti da non ricadere nella zona di influenza del gruppo di pali.

5.2 Generazione ed evoluzione dell'effetto arco

Nel modello tridimensionale esteso si può osservare chiaramente la formazione dell'effetto arco fra i pali della fila. Nella figura 19a sono riportati gli incrementi di tensione orizzontali nel piano ortogonale all'asse dei pali (piano x-y) in una fase iniziale della simulazione (FASE 1); da queste si vede chiaramente che gli incrementi di tensioni σ_{xx} si trasferiscono ai pali sfruttando proprio il meccanismo ad arco. Fino a quando questo fenomeno riesce a sostenersi, la fila di pali effettivamente rallenta gli spostamenti di un volume di terreno a monte dei pali (fig. 19b), mentre lateralmente ad essi la colata è invece libera di avanzare.

Con l'aumentare degli spostamenti si comincia a formare a monte della fila, nel corpo della colata, una ampia zona in cui il terreno raggiunge le condizioni di rottura per taglio (fig. 20). In queste condizioni, l'interazione fra i pali comincia ad attenuarsi (fig.21a), la fila non riesce più a contenere il movimento del terreno che comincia a refluire fra i due pali esterni trasferendo gli incrementi di tensione orizzontale direttamente al terreno di valle (fig. 21). Naturalmente la rottura del terreno non si verifica contemporaneamente in tutto lo spessore della colata, ma inizia nel primo metro di terreno ed a cavallo della zona di taglio e si propaga poi nell'intera colata (fig. 22). Fino a quando il terreno a monte della fila non si è plasticizzato completamente, la colata continua a caricare il palo; quando si raggiungono le condizioni di rottura in tutto il corpo della colata il terreno refluisce completamente fra i pali e di conseguenza il contributo stabilizzante esercitato dalla fila non può ulteriormente aumentare.

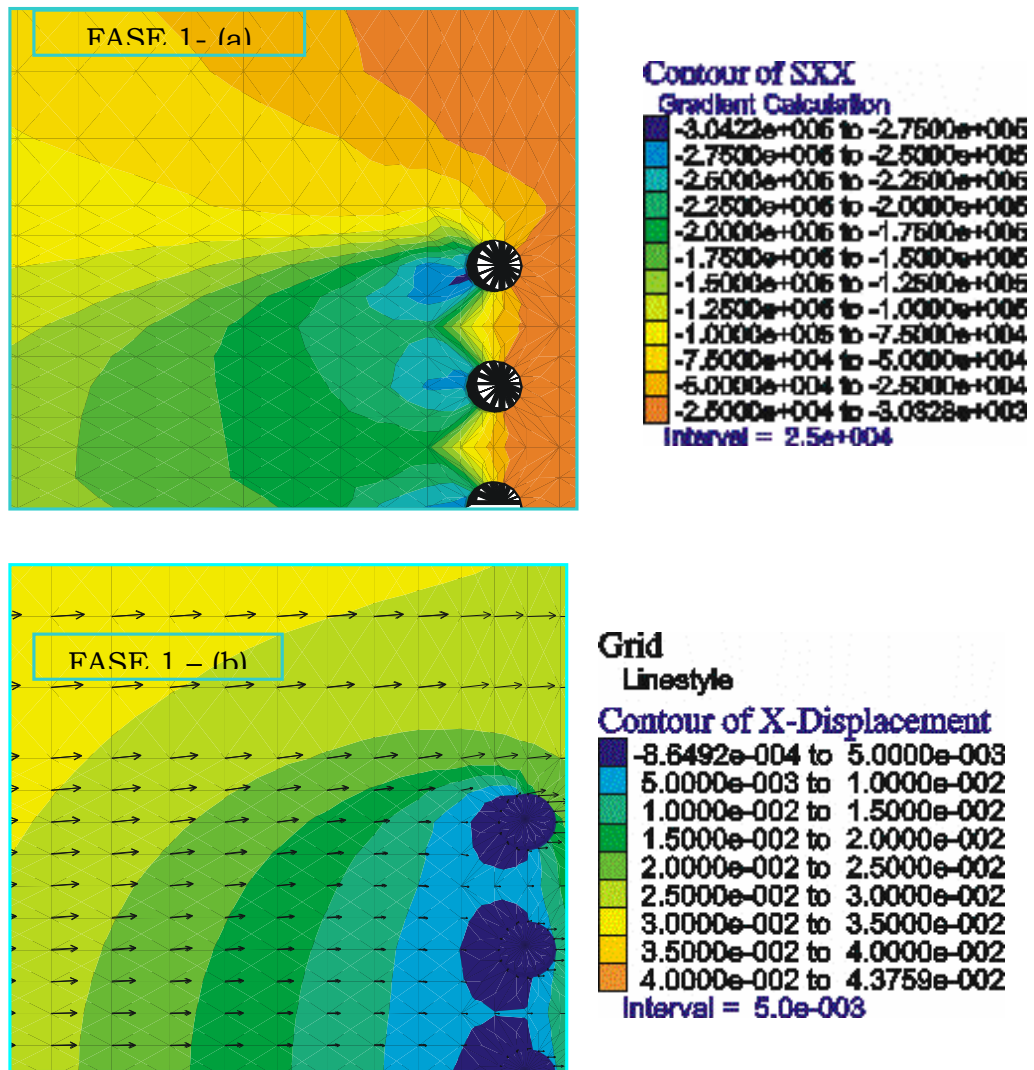


Figura 19 – (a) Incrementi di tensioni orizzontali nel piano xz (1 m di profondità)
 (b) campi di isospostamento in direzione x e vettori spostamento complessivi(1 m di profondità)

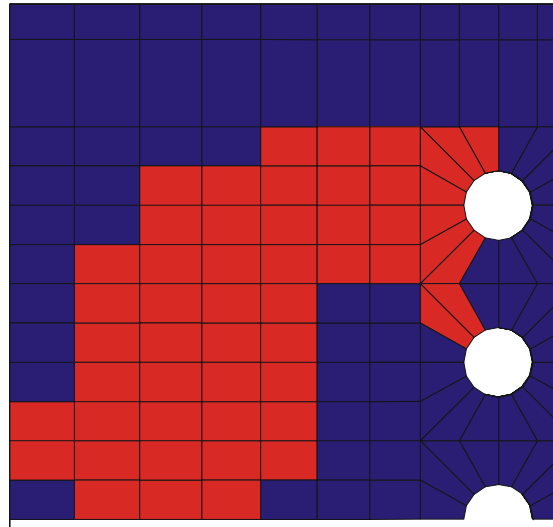


Figura 20 – Zone plasticizzate per taglio nel piano xz ad 1 m di profondità (in rosso)

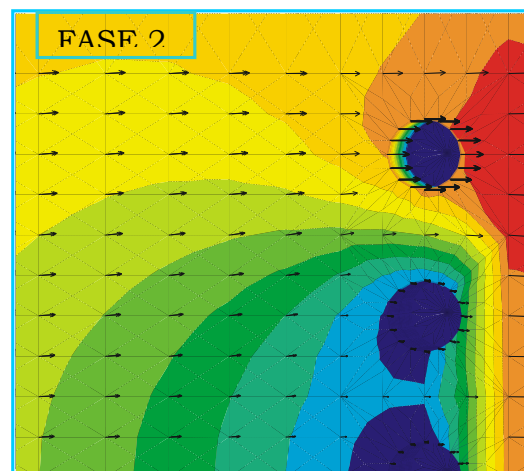


Figura 21 – Campi di isospostamento in direzione x e vettori spostamento complessivi (1 m di profondità).

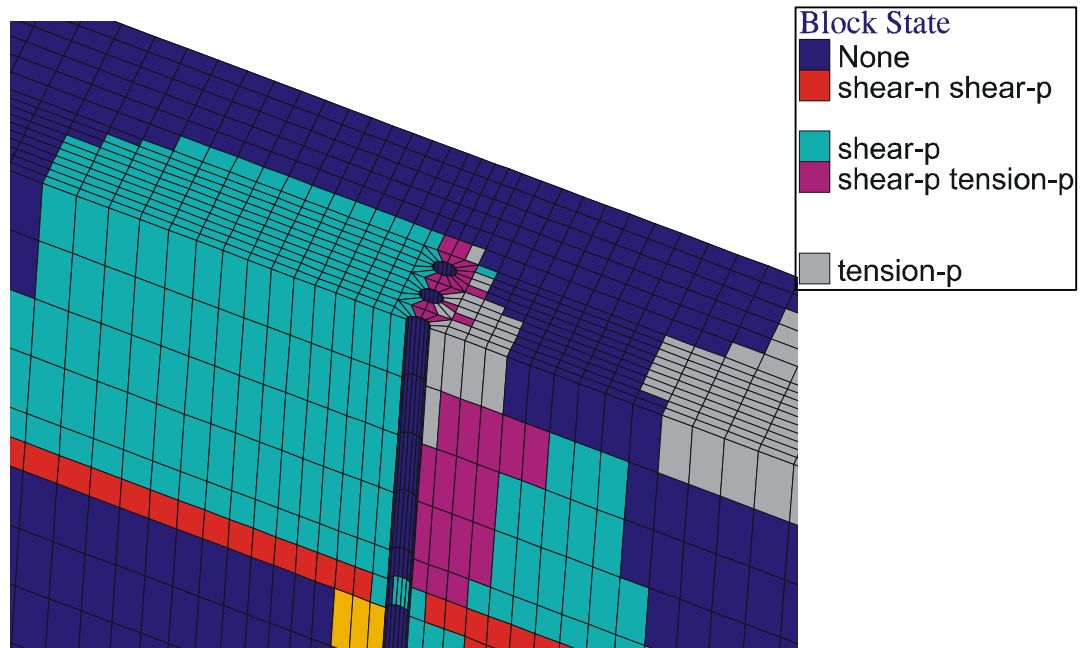


Figura 22 – Zone plasticizzate nel modello

5.3 Spostamenti e carico agente sul palo interno alla fila

Per valutare se il modello numerico riesce a riprodurre le evidenze sperimentali sono stati estrapolati i risultati in termini di deformata del palo interno alla fila e di carico distribuito esercitato dal terreno sui pali per poi confrontarli, nel seguito, con i dati sperimentali ricavati nel campo prova di Frana Marino.

L'evoluzione dello spostamento del palo interno alla fila è riportato in figura 23: il palo raggiunge uno spostamento finale in testa di circa 12 cm e poi si ferma.

Il calcolo della spinta esercitata dal terreno in frana sul palo deve essere effettuato tenendo conto della forma della sezione dell'elemento strutturale. Per un palo a sezione circolare, la spinta dipende dalle azioni normali e dalle azioni tangenziali agenti all'interfaccia palo-terreno. Con riferimento ad una prefissata quota z , è possibile calcolare le tensioni normali e tangenziali agenti all'interfaccia palo-terreno (fig. 24), e di queste calcolare le componenti σ_{nx} e τ_{nx} .

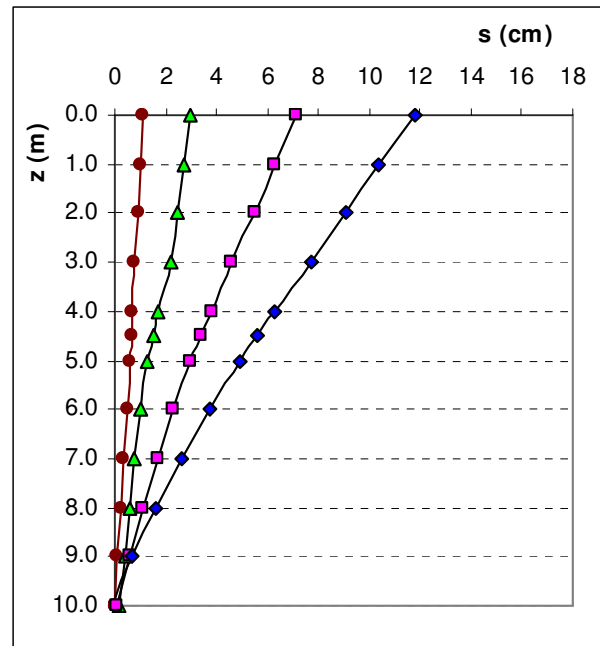


Figura 23 – Spostamento del palo interno alla fila

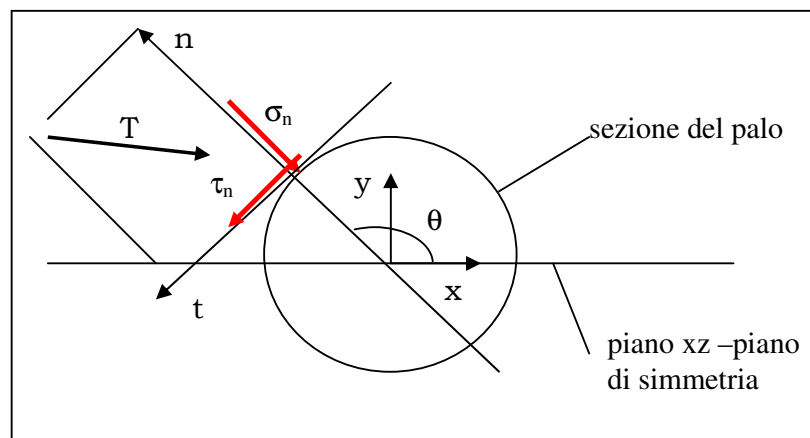


Figura 24 – Decomposizione delle azioni agenti sul palo

Per ricavare dalle analisi svolte le distribuzioni del carico agente su ciascun palo, sono state considerate le componenti di tensione in direzione x (σ_{xx} , τ_{xy} e τ_{xz}) agenti

nei baricentri di tutte le zone della semicirconferenza. Le componenti sono state sommate algebricamente e successivamente mediate per $\theta \in [\pi/2, \pi]$: dette P_σ e P_τ le due medie delle tensioni normali e tangenziali, la loro somma $P=P_\sigma+P_\tau$ rappresenta la pressione che il terreno mobilita sul palo per un dato valore di z .

Moltiplicando P per l'area sulla quale insiste (superficie cilindrica di altezza 0.5 m) e raddoppiando tale valore per tenere conto che si sta operando nell'ambito di un semi-modello, si ottiene la forza relativa ad un intervallo di centro z . Per ricavare, infine, l'andamento della carico lungo l'asse del palo tali forze sono state semplicemente moltiplicate per il diametro del palo.

In figura 25a è riportata l'evoluzione del carico risultante agente sul palo interno alla fila ottenuto dall'analisi numerica all'avanzare della coltre in movimento (cui corrispondono gli spostamenti del palo riportati in fig. 24).

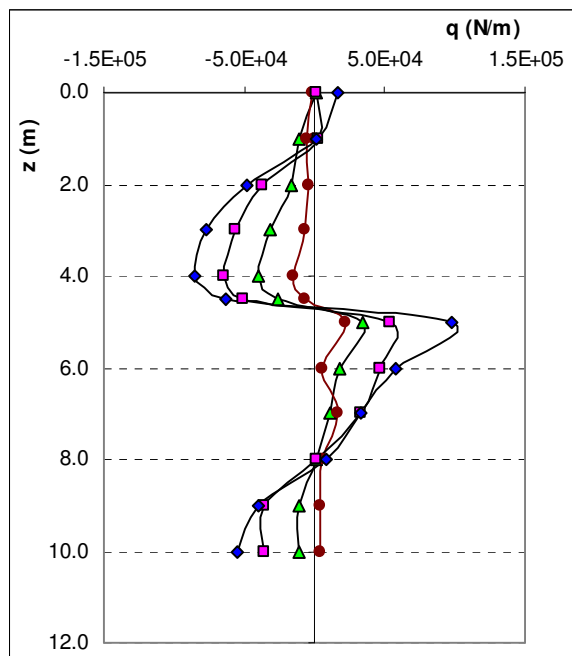


Figura 25a – Evoluzione del carico laterale agente sul palo interno alla fila

Nel seguito i risultati numerici ottenuti, in termini di deformata del palo e di carico risultante, verranno messi a confronto con i dati sperimentali.

Nelle figure 25b e c sono rappresentate le distribuzioni delle sollecitazioni normali agenti all'interfaccia palo (centrale della fila)-terreno in corrispondenza di due fasi successive dell'analisi (rispettivamente per uno spostamento in testa al palo di circa 1 cm e di 11 cm).

In ciascuna figura è inoltre rappresentata, come riferimento, la tensione orizzontale geostatica agente sul palo (tratteggiata) e gli incrementi o i decrementi che si registrano lungo lo sviluppo del palo a due profondità di riferimento (al di sopra ed al di sotto della superficie di scorrimento).

In corrispondenza di piccoli spostamenti del palo (fig. 25 b) si osserva che le tensioni orizzontali, ad entrambe le profondità indagate, si allontanano dalla condizione geostatica. In particolare nella coltre in frana a monte del palo si verifica un incremento di tensioni orizzontali, mentre a valle le condizioni tensionali restano praticamente inalterate. Viceversa, al di sotto della superficie di scorrimento, sia a monte che a valle del palo si genera un incremento delle tensioni orizzontali.

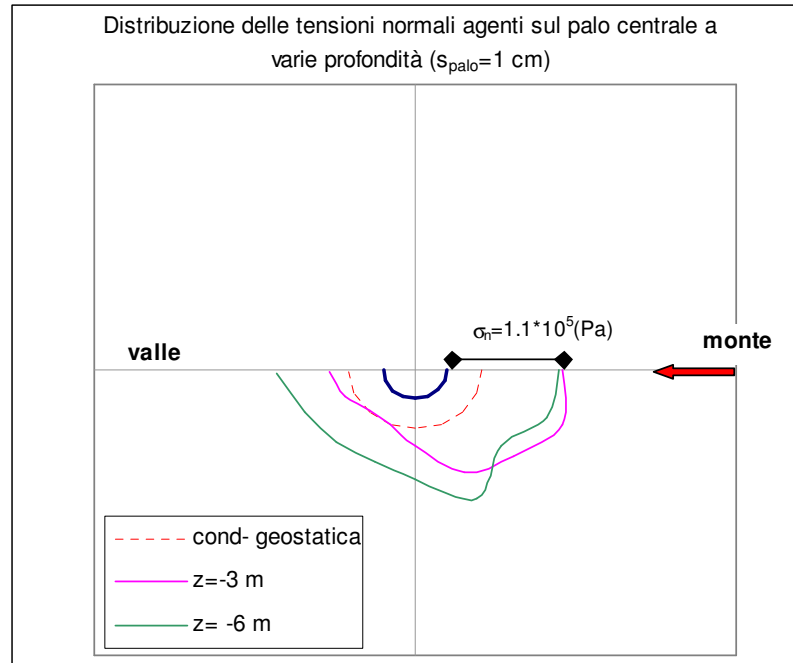


Figura 25b – Distribuzione delle tensioni agenti all'interfaccia palo-terreno

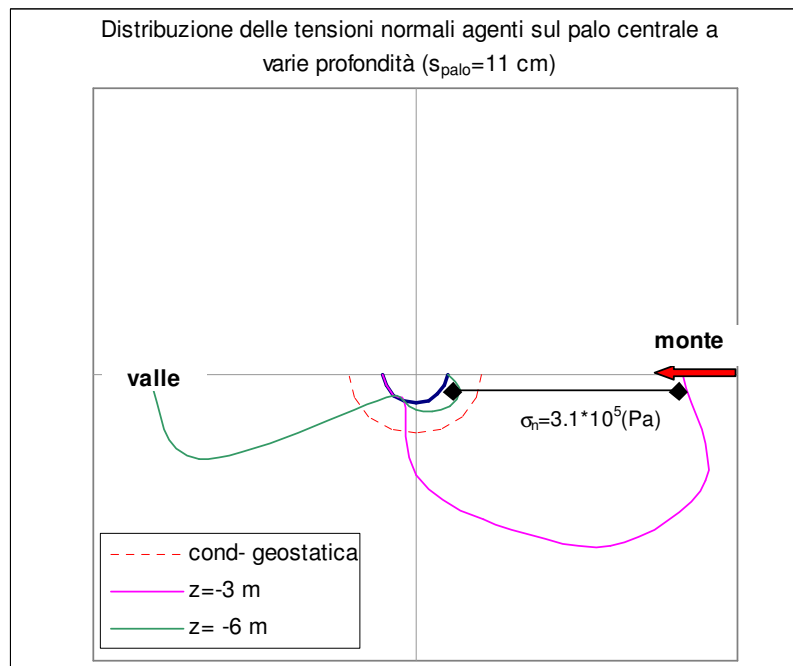


Figura 25c – Distribuzione delle tensioni agenti all'interfaccia palo-terreno

Nella figura 25 d è invece rappresentata la distribuzione delle tensioni normali agenti all'interfaccia del palo esterno della fila, sempre a due profondità (al di sopra ed al di sotto della superficie di scorrimento). Anche in questo caso si osserva una netta differenza tra le due distribuzioni.

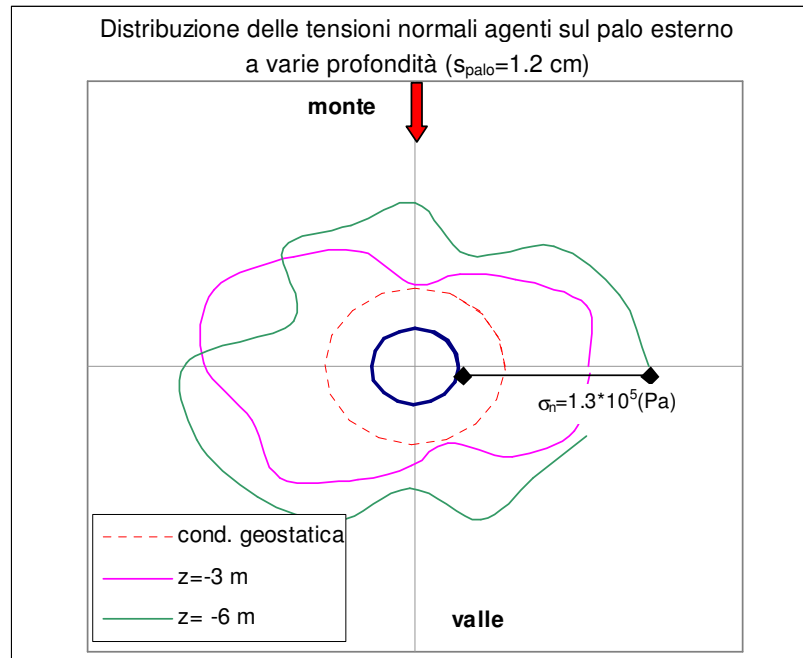


Figura 25d – Distribuzione delle tensioni agenti all'interfaccia palo-terreno

Se si confrontano inoltre le tensioni agenti ad una profondità di 3m in entrambi i pali per uno stesso spostamento in testa (1.2 cm), si può osservare chiaramente che esse risultano alquanto differenti tra loro. Per il palo esterno della fila si può chiaramente notare una distribuzione non simmetrica delle tensioni normali ed in particolare, si hanno tensioni maggiori dal lato sinistro del palo che risente della presenza dell'altro palo della fila (effetto arco).

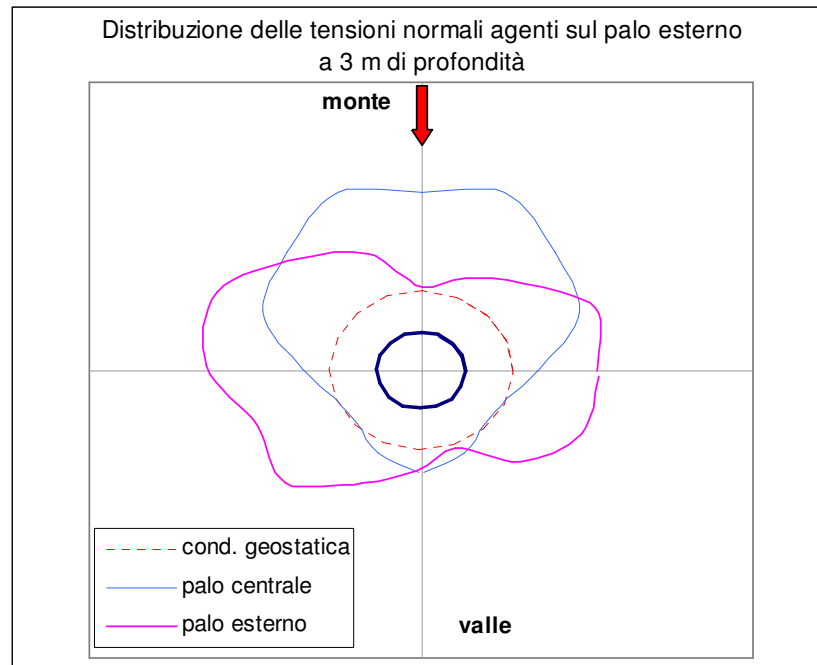


Figura 25d – Distribuzione delle tensioni agenti all'interfaccia palo-terreno

5.4 Influenza della fila di pali sul campo di spostamenti della coltre

La fila di pali esercita una azione di contenimento all'avanzamento della coltre in frana; la presenza di un elemento strutturale più rigido fa sì che i vettori spostamento del terreno si riducono in prossimità della fila ed abbiano anche una componente in direzione verticale (fig.26); questo significa che nella zona d'ombra dei pali si forma una zona di accumulo di terreno.

Nella figura 27 sono riportati i campi di isospostamento in direzione x, in una certa fase dell'analisi nella zona centrale del modello. Si può osservare che la fila esplica una azione di contenimento solo in un certo volume di terreno a monte dei pali mentre, lateralmente alla fila, la colata si continua a muovere con spostamenti superiori a quelli che si osservano nella zona di influenza della fila.

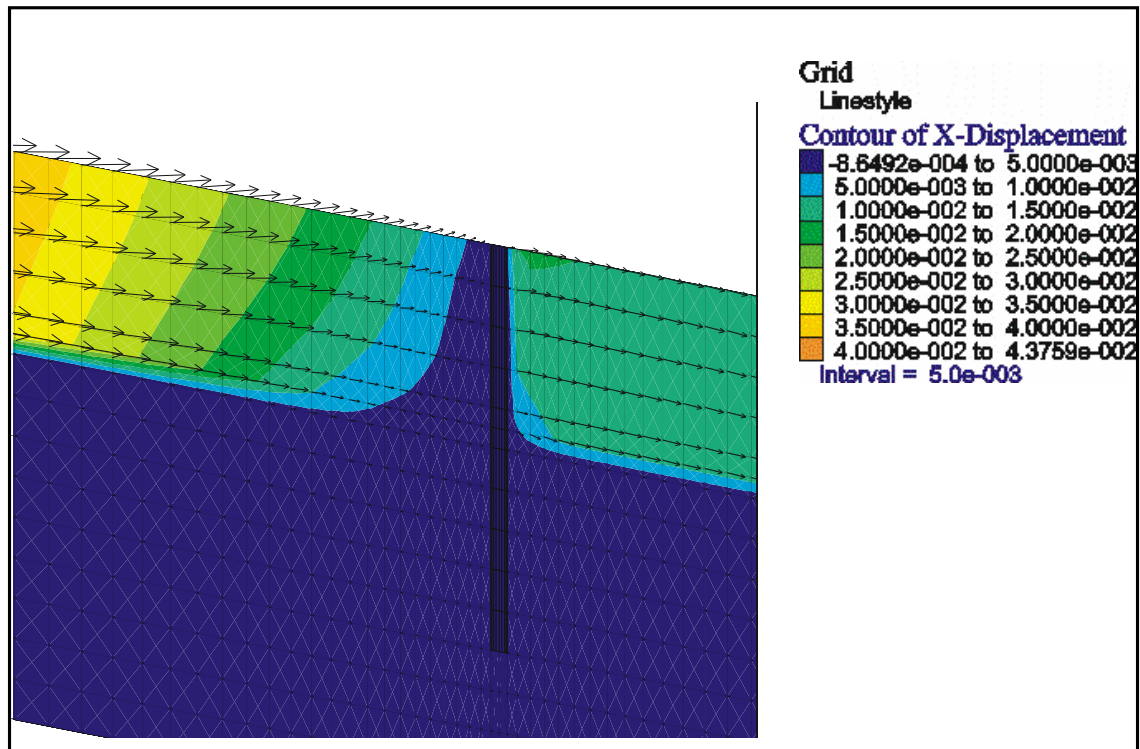


Figura 26–Campi di isospostamenti in direzione x e vettori spostamento complessivi

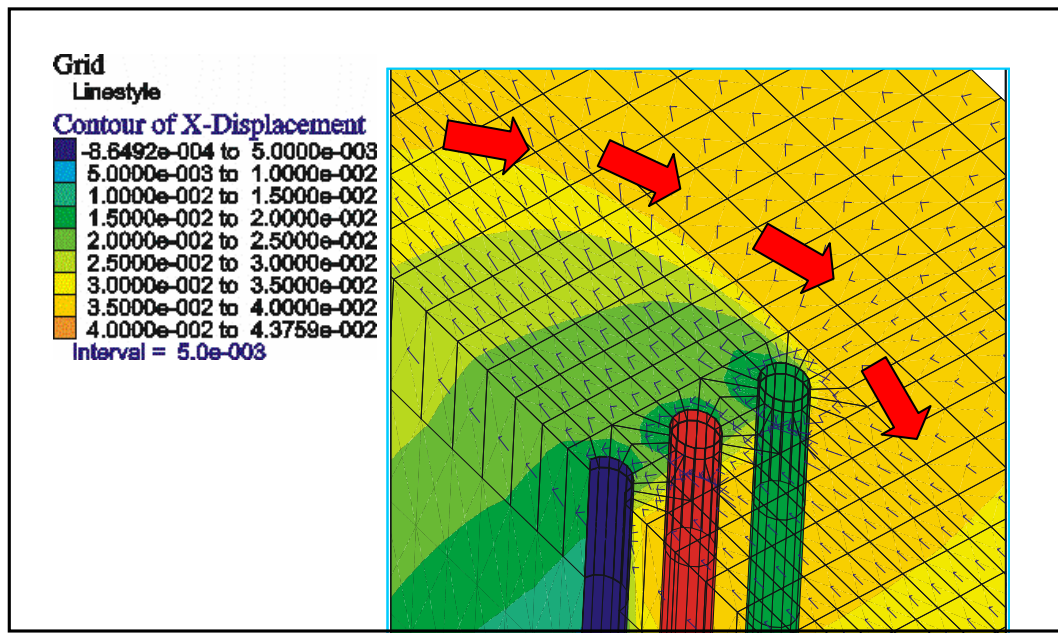


Figura 27–Campi di isospostamenti in direzione x e direzioni principali di tensione

La zona di terreno trattenuta dalla presenza dei pali è ben visibile anche dalla figura 28 dove sono indicate, nel piano xy, i campi di iso-incrementi di deformazione di taglio che si manifestano nel modello (*shear strain increments*). Naturalmente la zona in cui si osservano gli incrementi maggiori è proprio la zona di transizione tra il volume di terreno trattenuto dai pali ed il volume che invece tende a passare lateralmente ad essi. La generazione degli sforzi di taglio tra i due volumi di terreno causa una evidente rotazione delle direzioni principali di tensione nella zona di terreno a monte della fila (fig.27).

Nella figura 28 si può anche individuare chiaramente la dimensione dell'area di influenza della fila dei cinque pali; in particolare risulta che questa si estende a monte del gruppo di pali di circa 5-5.5 m. Naturalmente questo risultato dipende dalle condizioni geometriche riprodotte in questa analisi (pendenza del pendio, lunghezza dei pali, spessore della coltre, interasse fra i pali) e dalle proprietà fisico-meccaniche assegnate ai terreni ed ai pali; di conseguenza appare evidente che un diverso arrangement dei pali può determinare aree di influenza di dimensioni differenti.

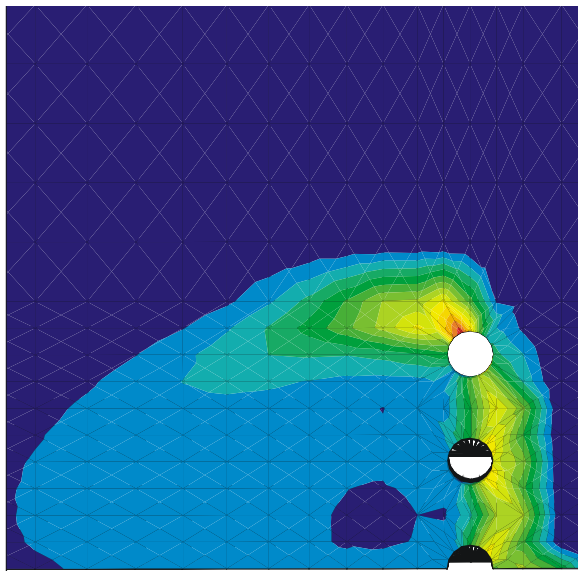


Figura 28 – Campi di iso-incrementi di deformazione di taglio
(*shear strain increments*) - piano xy

Un altro aspetto emerso da questa analisi è che, in presenza della fila di pali, l'innalzamento della falda nel corpo della colata innesca a valle dei pali una nuova superficie di scorrimento (fig. 29) che congiunge la zona di taglio con la zona situata immediatamente a valle della fila che arriva a rottura per trazione (che corrisponde ad un annullamento della tensione minima) nelle prime fasi dell'analisi (fig.30).

A valle dei pali quindi la colata si attiva (nelle fasi iniziali della analisi) con spostamenti maggiori della zona di monte (rallentata dalla presenza della fila); di conseguenza inizialmente il terreno di valle non esercita alcuna reazione allo spostamento del palo. Quando invece quest'ultimo comincia a raggiungere spostamenti rilevanti (circa 7÷8 cm in testa), la zona di valle inizia a esplicare una reazione che diventa anche superiore alle azioni del terreno di monte (nel primo metro della coltre). Quanto detto emerge chiaramente anche dall'ultimo profilo del carico distribuito ottenuto numericamente e riportato in figura 25.

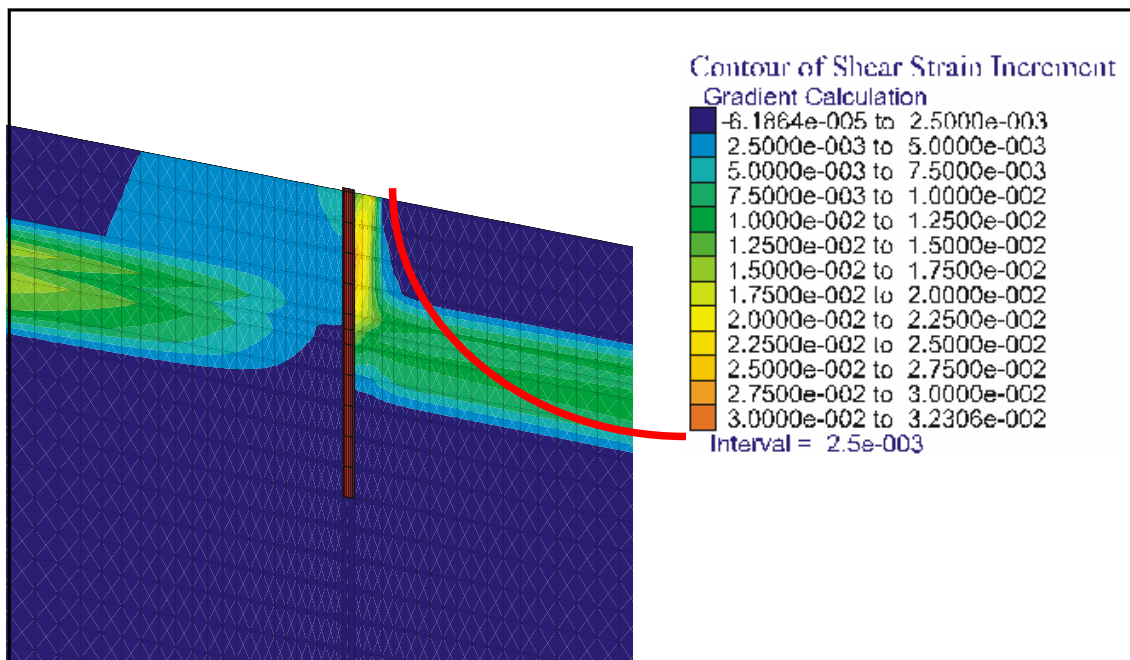


Figura 29 – Campi di iso-incrementi di deformazione di taglio
(shear strain increments) - piano xz

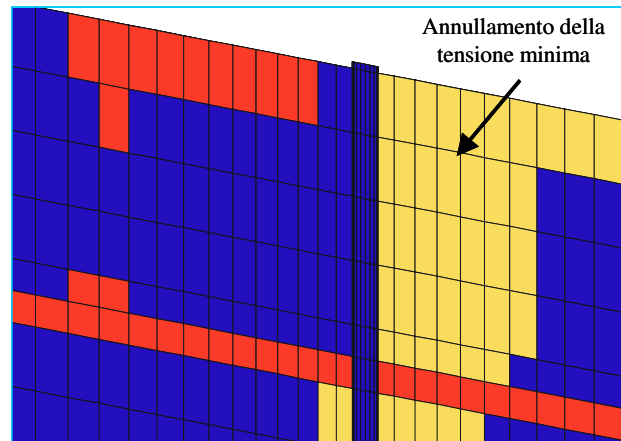


Figura 30 – Zone plasticizzate nel modello

Anche in questo caso si sono ricavati gli spostamenti complessivi della colata, al piano campagna, nelle stesse verticali di misura dell'analisi svolta in assenza dei pali. Gli spostamenti complessivi che conseguono all'innalzamento della falda di 1.5 m risultano:

- di circa 28 cm a 130 m a monte della fila;
- di circa 23 cm a 100 m a monte della fila;
- di circa 17 cm a 50 m a monte della fila;
- di circa 13 cm a circa 1.5 m a monte della fila;
- di circa 14 cm a 70 m a valle della fila.

In figura 31 sono riportate alcune storie degli spostamenti relative alle verticali di misura. Anche in questo caso la presenza della zona di accumulo fa sì che la colata raggiunga una condizione finale di equilibrio statico.

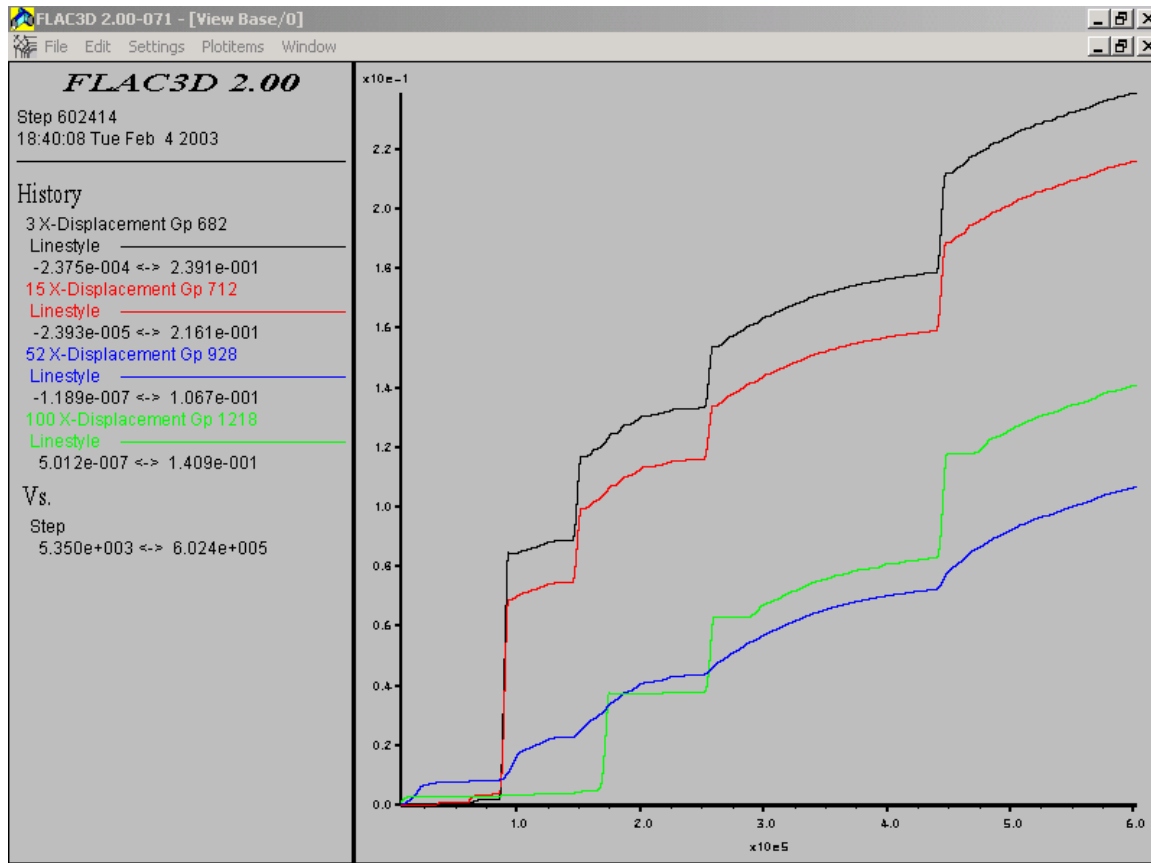


Figura 31 – Storie degli spostamenti in direzione x in alcune verticali del modello

Complessivamente quindi la presenza dei pali determina una riduzione degli spostamenti della coltre nelle varie verticali rispetto al caso mostrato nel paragrafo 4. In realtà è necessario ricordare che la fila di pali non ricopre interamente la larghezza del canale (ma circa $1/3$) e quindi non si può pensare che essa sia in grado di bloccare l'avanzamento dell'intera coltre in frana: quest'ultima infatti ha la possibilità di spostarsi lateralmente alla fila e, di conseguenza, ad un certo punto si individua chiaramente un volume di terreno spingente sulla fila ed un altro che refluire spostandosi lateralmente ad essa. Di conseguenza il contributo di resistenza fornito dalla fila lungo la superficie di scorrimento è in grado di rallentare l'avanzamento solo di un certo volume di terreno a monte della fila; quest'ultimo rappresenta poi a sua volta un ostacolo allo spostamento del resto della colata.

5.5 *Il caso del palo isolato*

Per riprodurre il caso del palo isolato è stato implementato un nuovo modello numerico delle stesse dimensioni di quello del caso della fila di pali ($300 \times 6 \times 20$); il modello ha le stesse caratteristiche geometriche (spessore dei vari strati, lunghezza e diametro del palo) e utilizza le stesse proprietà di rigidità e di resistenza per rappresentare il comportamento meccanico dei terreni e del palo (fig.32).

In figura 33 sono riportati i campi di isospostamento in direzione x che conseguono all'attivazione della colata (innalzamento della falda di 1.5 m); si osserva che naturalmente in questo caso il volume di terreno rallentato dalla presenza del palo è unicamente quello disposto immediatamente a tergo del palo stesso. Per il resto del modello l'avanzamento della colata prosegue verso valle con spostamenti complessivi finali analoghi ricavati nel modello senza pali.

Anche per quanto riguarda la plasticizzazione del terreno, essa avviene solo nel volume di terreno situati nella zona d'ombra del palo (fig. 34).

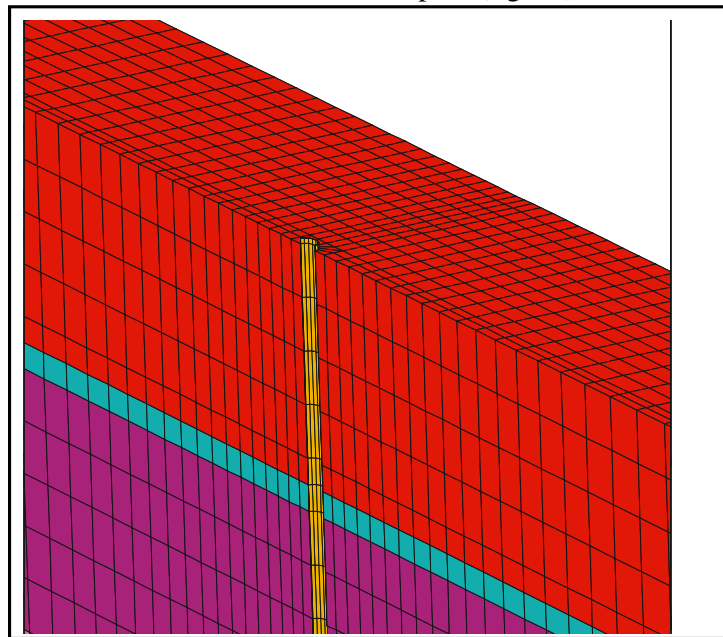
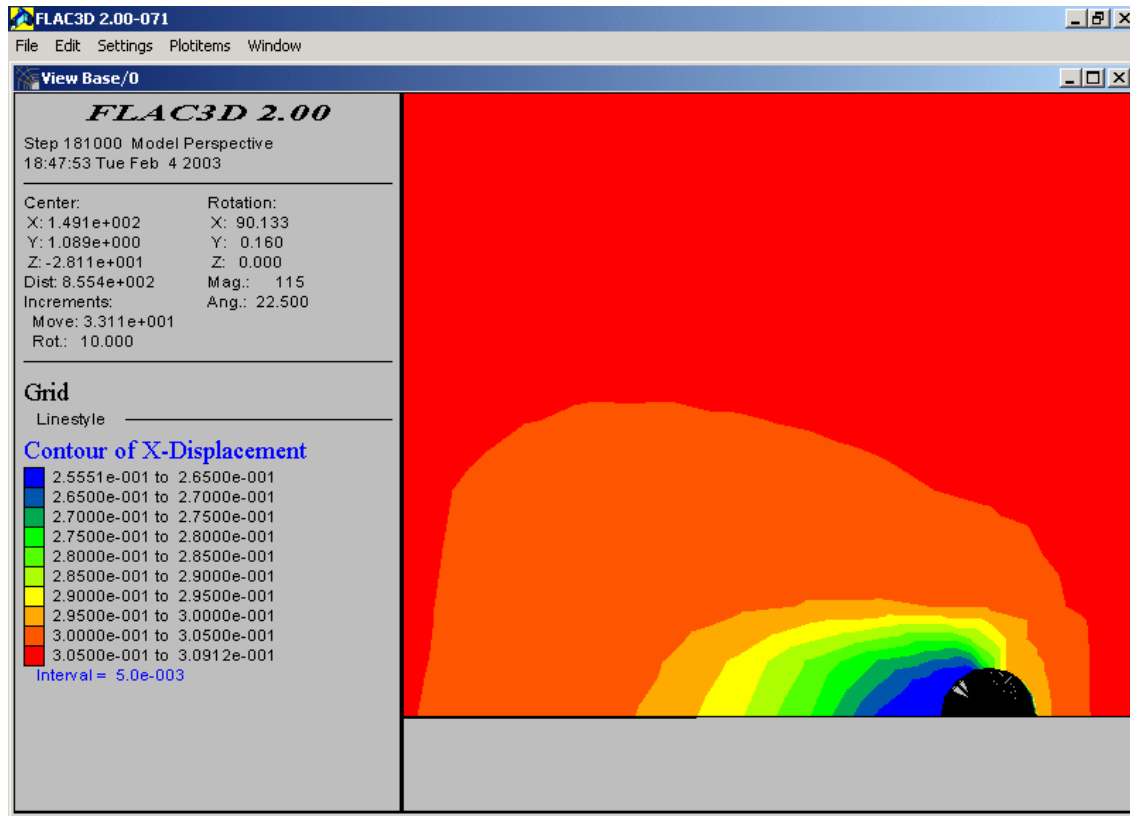


Figura 32 – Geometria del modello numerico per il palo isolato



*Figura 33 – Campi di isospostamento in direzione x
(in una certa fase della simulazione)*

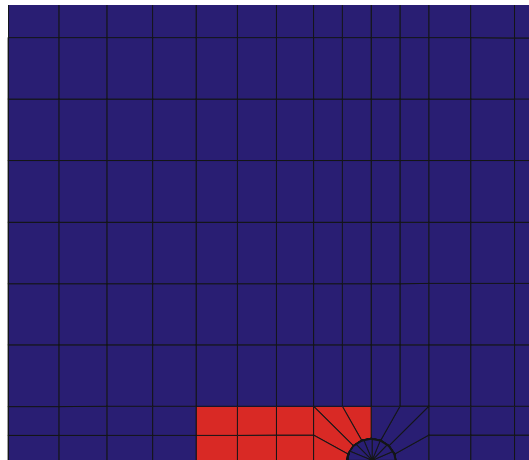


Figura 34 – Zone plasticizzate per taglio a monte del palo isolato (zone in rosso)

Si osserva inoltre che il palo isolato arriva a rottura in corrispondenza di uno spostamento in testa di circa 15 cm, con la formazione di una cerniera plastica ad una profondità di circa 6.5 m. In figura 35 è rappresentata l'evoluzione del taglio massimo (alla profondità della superficie di scorrimento) all'aumentare dello spostamento del palo. Dal grafico emerge che il taglio nel palo cresce con gradienti via via decrescenti fino al raggiungimento di un valore ultimo che si attinge immediatamente dopo la rottura del palo. Dopo la formazione della cerniera plastica i carichi sul palo non hanno ulteriori incrementi ed il palo si continua a spostare rigidamente intorno al punto di rottura.

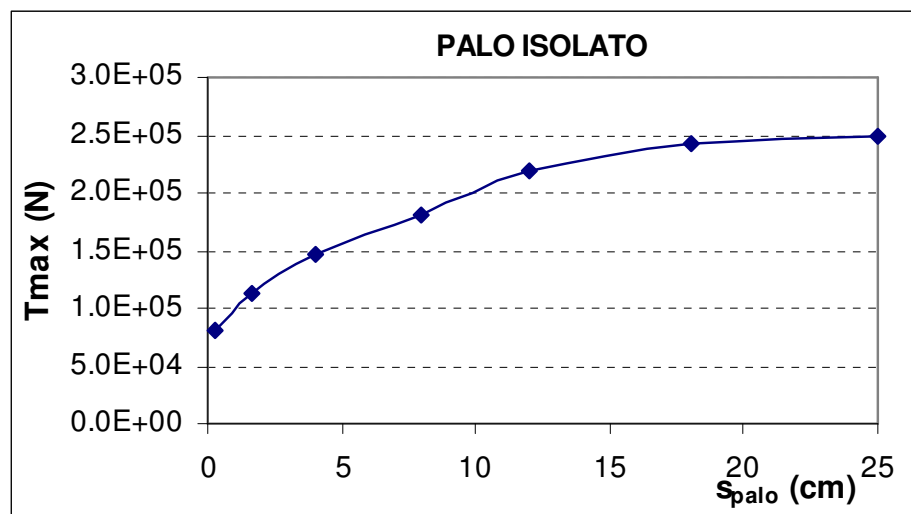


Figura 35– Evoluzione del taglio massimo nel palo in funzione dello spostamento

6. IPOTESI E DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO 2D

La medesima geometria del modello tridimensionale è stata riprodotta anche in un modello bidimensionale realizzato sempre con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC. Come vedremo in seguito FLAC permette, attraverso l'ausilio dell'elemento strutturale *pila* di rappresentare una fila di pali equidistanziati proprio per studiare il problema dei pali caricati dal movimento di una coltre di terreno in frana. Aspetto principale di questi elementi strutturali è la possibilità, attraverso una corretta analisi dei parametri di rigidezza e di resistenza da assegnare alle molle di interfaccia palo-terreno, di rappresentare anche il fenomeno di rifluimento del terreno fra i pali. Questa particolarità fa sì che il modello bidimensionale possa essere considerato, almeno qualitativamente, come un modello pseudo-tridimensionale.

6.1 La geometria del modello e condizioni iniziali

Le dimensioni del modello sono quelle del modello tridimensionale esteso (300×20 m): sono riprodotti gli stessi strati di terreno del modello 3D con le stesse proprietà geometriche, fisiche e meccaniche:

- INSTABILE A1 : da 0 a -1.5 m
(da piano campagna al piano di falda)
- INSTABILE A2 : da -1.5 m a -4.75 m
(dal piano di falda alla parte superiore della zona di taglio)
- ZONA DI TAGLIO : da -4.75 m a -5 m
- STABILE : da -5 m a -20 m
(dalla parte inferiore della zona di taglio alla base del modello)

Le fasi di generazioni del modello seguono la stessa sequenza del modello tridimensionale; anche le condizioni iniziali e le condizioni al contorno in termini di tensioni applicate restano inalterate e l'attivazione della colata viene simulata sempre attraverso la graduale riduzione della resistenza al taglio della zona di taglio.

La grande differenza nella generazione dei due modelli è la fase di introduzione del palo che nel modello bidimensionale è realizzata semplicemente sovrapponendo alla griglia l'elemento strutturale *pile*.

Naturalmente nel modello bidimensionale si può riprodurre solo il caso di una fila di infiniti pali.

6.2 L'elemento strutturale "pile"

Dopo la fase di inizializzazione dello stato tensionale iniziale, viene introdotta una fila di pali rappresentata, come detto, mediante l'ausilio dell'elemento strutturale *pile*.

FLAC^{2D} utilizza questo elemento per rappresentare una struttura con comportamento intermedio fra gli elementi trave (*beam*) e gli elementi ancoraggi (*cable*); i pali sono elementi bidimensionali con tre gradi di libertà (due spostamenti ed una rotazione) in ciascun nodo. I pali interagiscono con la griglia attraverso delle molle tangenziali e delle molle normali; le molle sono dei connettori non-lineari che consentono il trasferimento delle forze e gli spostamenti tra gli elementi del palo e la griglia in corrispondenza dei nodi degli elementi. La presenza delle molle normali permette di simulare l'effetto del rifluimento del terreno fra i pali ed anche il distacco tra palo e terreno (*gap*).

L'introduzione degli elementi pile permette di simulare una fila di infiniti pali equidistanziati in condizioni di deformazione piana; questi elementi non possono essere usati però per rappresentare il caso del palo isolato perché la formulazione di questi elementi strutturali non può essere adattata al caso di geometrie in condizioni di simmetria radiale.

Per definire l'elemento strutturale è necessario fornire al modello i seguenti parametri:

1. area della sezione del palo;
2. momento di inerzia;
3. densità del palo;
4. modulo di elasticità del palo;

5. momento di prima plasticizzazione (se non viene specificato viene considerato infinito);
6. perimetro esposto (lunghezza della superficie del palo a contatto con il mezzo);
7. rigidità delle molle tangenziali e normali;
8. resistenza (attrittiva e coesiva) delle molle tangenziali e normali;

Per rappresentare una fila infinita di pali equidistanziati attraverso un modello 2D è necessario scalare alcune proprietà per l'interasse dei pali:

- il modulo di elasticità degli elementi strutturali;
- il momento di plasticizzazione;
- rigidità delle molle normali e tangenziali;
- resistenza coesiva delle molle normali e tangenziali;
- perimetro esposto del palo

Naturalmente le forze (ed i momenti) forniti dal programma risultano delle forze (e dei momenti) scalati; per avere le sollecitazioni effettive sugli elementi strutturali bisogna moltiplicare i risultati forniti dall'analisi numerica per l'interasse.

Mentre per quanto riguarda le proprietà da assegnare al palo non vi sono difficoltà in quanto si assegnano le effettive proprietà dell'elemento strutturale, per la determinazione delle proprietà delle molle normali e tangenziali (associate all'elemento pile) è stato necessario, anche in questo caso, effettuare alcune considerazioni preliminari.

6.3 Determinazione delle proprietà dell'interfaccia palo-terreno

Il comportamento delle molle tangenziali durante il movimento relativo tra i nodi del palo e la griglia è rappresentato numericamente attraverso la rigidità (cs_{stiff}) della molla tangenziali, cioè:

$$\frac{F_s}{L} = cs_{stiff} (u_p^s - u_m^s) \quad (4)$$

dove:

F_s è la forza tangenziale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno, u_p è lo spostamento assiale del palo, u_m è lo spostamento assiale del mezzo (terreno) e L è il segmento di palo connesso alla molla.

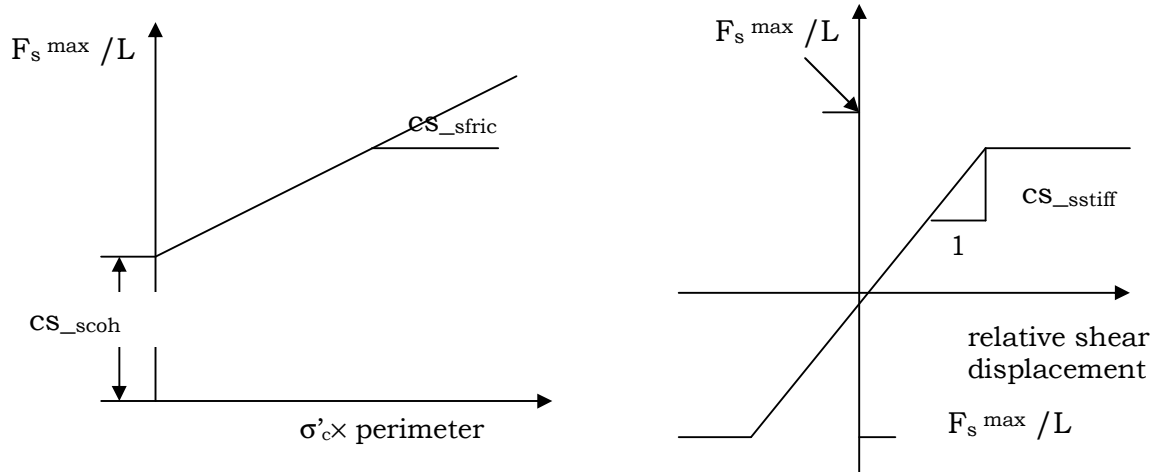


Figura 36 – Legge di comportamento delle molle tangenziali

Il massimo sforzo di taglio per unità di lunghezza di palo che può essere sviluppata lungo l'interfaccia palo terreno è una funzione delle proprietà di resistenza lungo l'interfaccia attraverso la seguente relazione:

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = c_{s_{scoh}} + \sigma'_c \times \tan(c_{s_{sfric}}) \times perimeter \quad (5)$$

dove σ'_c è la tensione media di confinamento effettiva normale al palo, $c_{s_{scoh}}$ e $c_{s_{sfric}}$ sono le proprietà di resistenza delle molle tangenziali e *perimeter* è il perimetro esposto.

Il comportamento normale dell'interfaccia palo-terreno è rappresentato numericamente attraverso delle molle normali lineari con un valore limite della forza normale agente che dipende dalla direzione dello spostamento del nodo del palo. Il comportamento delle molle normali durante il movimento relativo tra i nodi del palo e la griglia è rappresentato numericamente attraverso la rigidezza (cs_{nstiff}) della molla normale attraverso la seguente relazione:

$$\frac{F_n}{L} = cs_{nstiff} (u_p^n - u_m^n) \quad (6)$$

dove:

F_n è la forza normale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno, u_p è lo spostamento del palo normale all'asse, u_m è lo spostamento del mezzo (terreno) normale all'asse del palo e L è il segmento di palo connesso alla molla.

L'introduzione di uno sforzo normale limite permette di simulare il fenomeno locale tridimensionale di rifluimento del terreno fra i pali. Per determinare lo sforzo normale limite per unità di lunghezza del palo si utilizza una relazione analoga alla (5):

$$\frac{F_n^{\max}}{L} = cs_{ncoh} + \sigma'_c \times \tan(cs_{nfric}) \times perimeter \quad (7)$$

dove cs_{ncoh} e cs_{nfric} sono i parametri di resistenza delle molle normali.

Nel caso del fenomeno in studio, le molle normali al pali sono senza alcun dubbio quelle che effettivamente possono influenzare la risposta del modello e, di conseguenza, l'individuazione dei parametri da assegnare è stata effettuata con una serie di analisi preliminari.

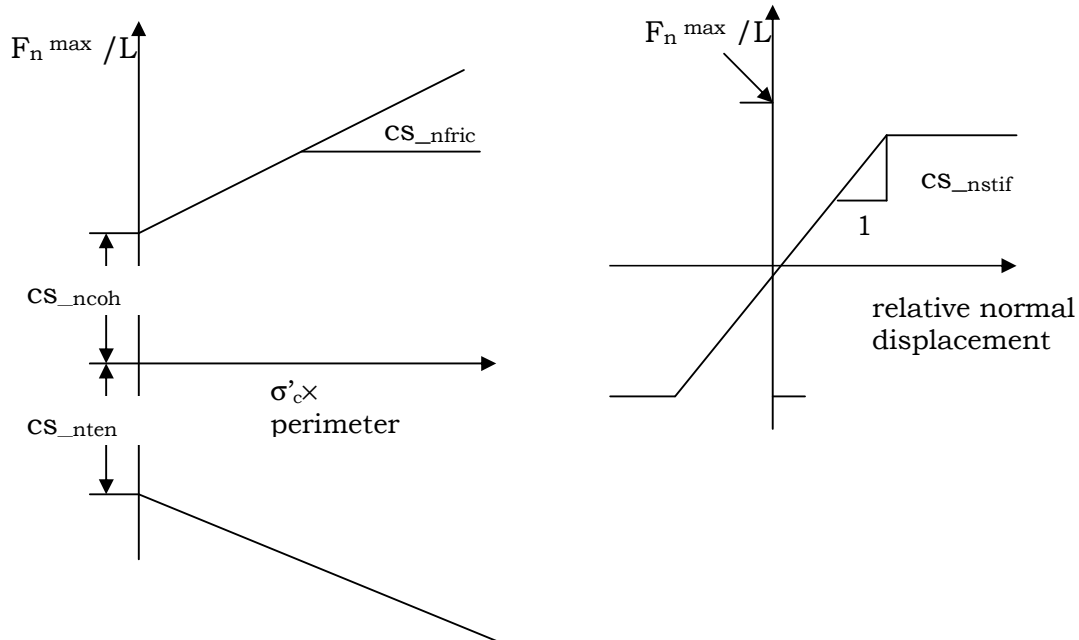


Figura 37 – Legge di comportamento delle molle normali

In figura 38 sono riportati alcuni risultati, in termini di campi di isospostamento in direzione x del terreno, di una analisi 2D in due fasi successive; nella prima fase dell'analisi (a) l'interfaccia ancora non è arrivata a rottura, la fila di pali rappresenta un ostacolo all'avanzamento della coltre. In questa fase la distribuzione degli spostamenti nel corpo della colata diminuisce con la profondità ed i vettori spostamento nella zona di monte sono diretti verso l'alto. Nella seconda fase (b) l'interfaccia arriva a rottura (rappresentata con le croci lungo il fusto del palo), la distribuzione degli spostamenti diventa uniforme con la profondità a significare che oramai si ha il completo rifluimento del terreno fra i pali.

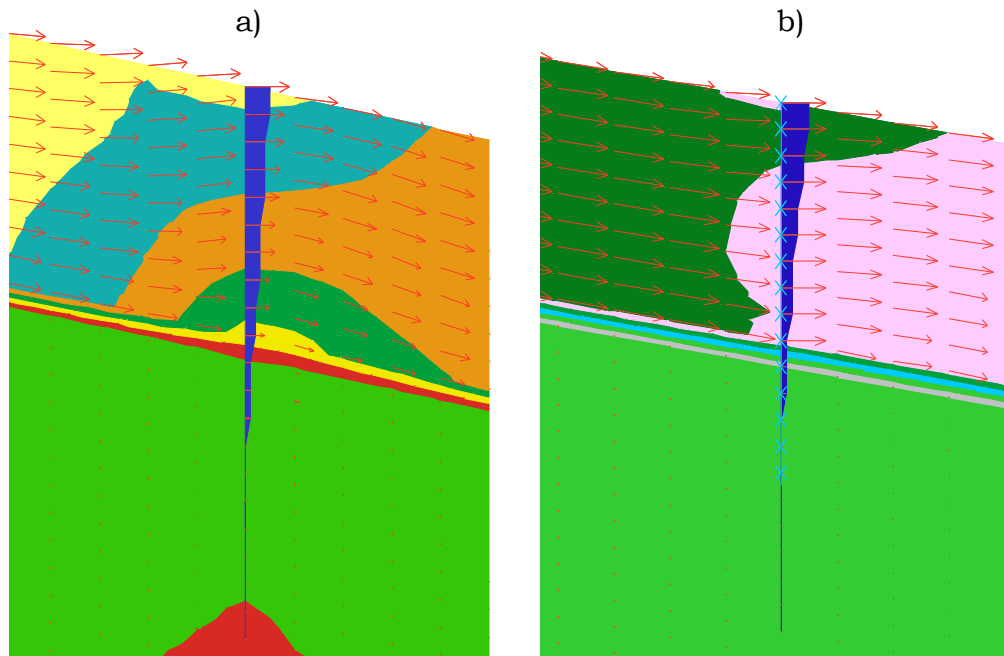


Figura 38 – Campi di isospostamenti in direzione x ; a) interfaccia integra, b) interfaccia rotta

Risulta evidente quindi che la scelta dei parametri di resistenza da assegnare all'interfaccia gioca un ruolo fondamentale nella rappresentazione numerica del fenomeno. Parametri di resistenza bassi ($\varphi_i < 2/3 \varphi_{\text{terreno}}$) causano una rottura più rapida dell'interfaccia e di conseguenza una spinta laterale sulla fila minore rispetto al caso di una interfaccia scabra ($\varphi_i \gg \varphi_{\text{terreno}}$).

6.4 Simulazione in assenza di pali

Analogamente a quanto fatto per le analisi tridimensionali (par. 4), il primo modello 2D riproduce il caso del pendio indefinito in assenza della fila di pali; la colata è stata attivata attraverso un innalzamento della falda di 1.5 m. Anche in questo caso è stata prevista la presenza di una zona di accumulo a valle del modello.

In figura 39 sono riportati alcuni risultati dell’analisi svolta: in particolare sono rappresentate le storie di spostamento al piano campagna in alcune verticali di riferimento (a 50, 100, 150 e 200 m di distanza dall’origine del modello – sezione di monte).

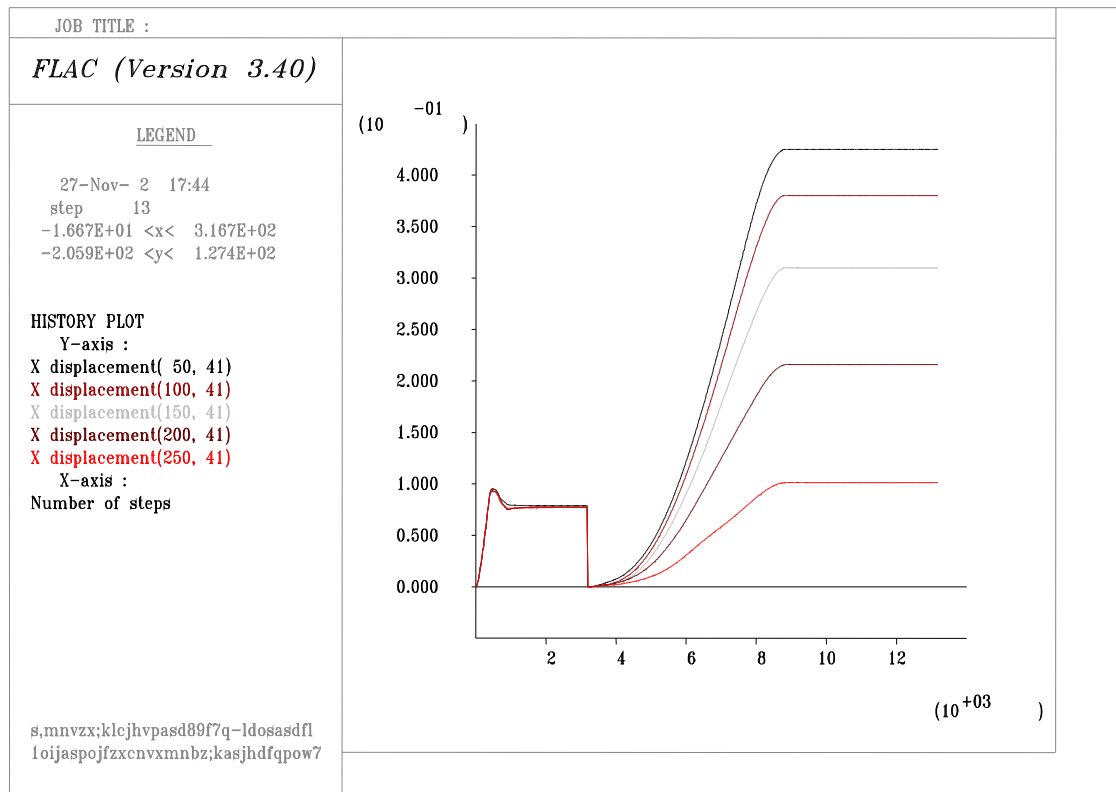


Figura 39 – Storie di spostamento in direzione x (m) al piano campagna in alcune verticali lungo il modello

Come era prevedibile gli spostamenti complessivi del corpo della colata nelle verticali di misura sono confrontabili con quelli ricavati dal modello tridimensionale (vedi paragrafo 4.1):

- circa 40 cm ad una distanza di 50 m dall'origine ;
- circa 35 cm ad una distanza di 100 m dall'origine;
- circa 30 cm ad una distanza di 150 m dall'origine (zona in cui verrà disposta in seguito la fila di pali);
- circa 20 cm ad una distanza di 200 m dall'origine;
- gli spostamenti si arrestano in corrispondenza della zona di accumulo.

7. ANALISI DELLA FRANA ^(2D) IN PRESENZA DI PALI

L'analisi numerica è stata poi estesa anche al caso del pendio indefinito in presenza della fila di pali; in questo caso dopo la fase di inizializzazione dello stato tensionale iniziale, viene definito l'elemento strutturale con la sua esatta posizione, le sue proprietà fisiche e meccaniche, le proprietà delle molle normali e tangenziali e si procede poi alla successiva attivazione della colata.

Le proprietà di rigidità delle molle di interfaccia palo-terreno sono state determinate attraverso una back-analysis per individuare la deformata del palo più prossima a quella misurata sperimentalmente (da questo studio è emerso che è necessario individuare due proprietà distinte a secondo del tratto di palo: quello immerso nel corpo della colata, e quello fissato nella formazione di base).

7.1 Distribuzione degli spostamenti nel corpo della colata

Anche nel modello bidimensionale, come nel tridimensionale, si osserva già nelle prime fasi di analisi, l'attivazione della colata a valle della fila di pali favorita dalla presenza di un volume di terreno immediatamente a tergo della fila che raggiunge la condizione di rottura per trazione (fig.40).

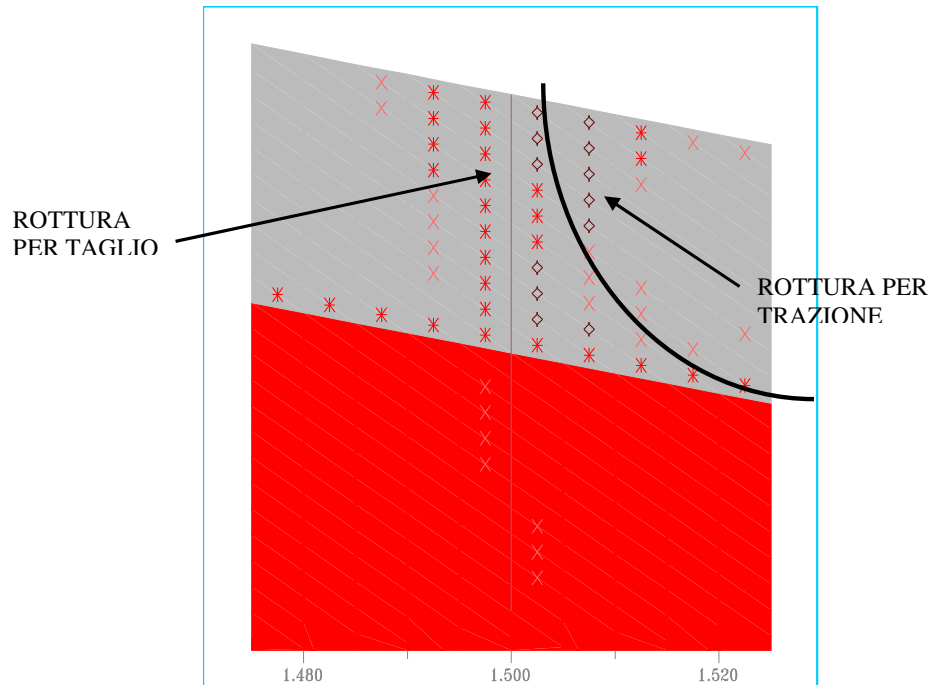


Figura 40– Particolare del modello 2D – individuazione delle zone plasticizzate e formazione di una nuova superficie di scorrimento

Si osserva inoltre che fino a quando non si verifica la rottura dell'interfaccia, i vettori spostamento della coltre in frana nella zona di monte della fila non sono perfettamente diretti nel verso del movimento ma hanno anche una componente verticale diretta verso l'alto (fig.41): questo fenomeno è stato osservato anche nel modello tridimensionale.

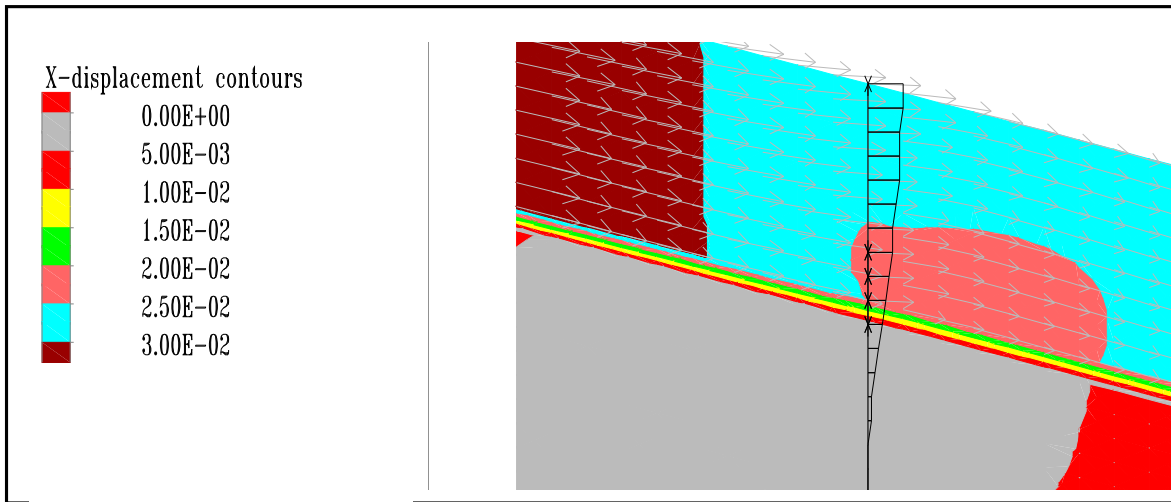


Figura 41– Campi di isospostamenti in direzione x nella zona intorno ai pali e vettori spostamento complessivi

In figura 42 sono rappresentate le storie degli spostamenti superficiali della colata in alcune verticali; naturalmente la presenza della zona di accumulo fa sì, anche in questo modello, che ad un certo punto la colata raggiunge una condizione di equilibrio e si arresta.

Nella simulazione numerica ciò accade dopo che i pali sono giunti a rottura; questo significa che il contributo stabilizzante fornito dalla fila non è in grado di fermare la colata ma solo di ridurne gli spostamenti.

Gli spostamenti complessivi che si ottengono nelle verticali di misura sono:

- circa 25 cm ad una distanza di 50 m dall'origine ;
- circa 20 cm ad una distanza di 100 m dall'origine;
- circa 15 cm ad una distanza di 150 m dall'origine
- circa 8 cm ad una distanza di 200 m dall'origine (50 m a valle della fila).

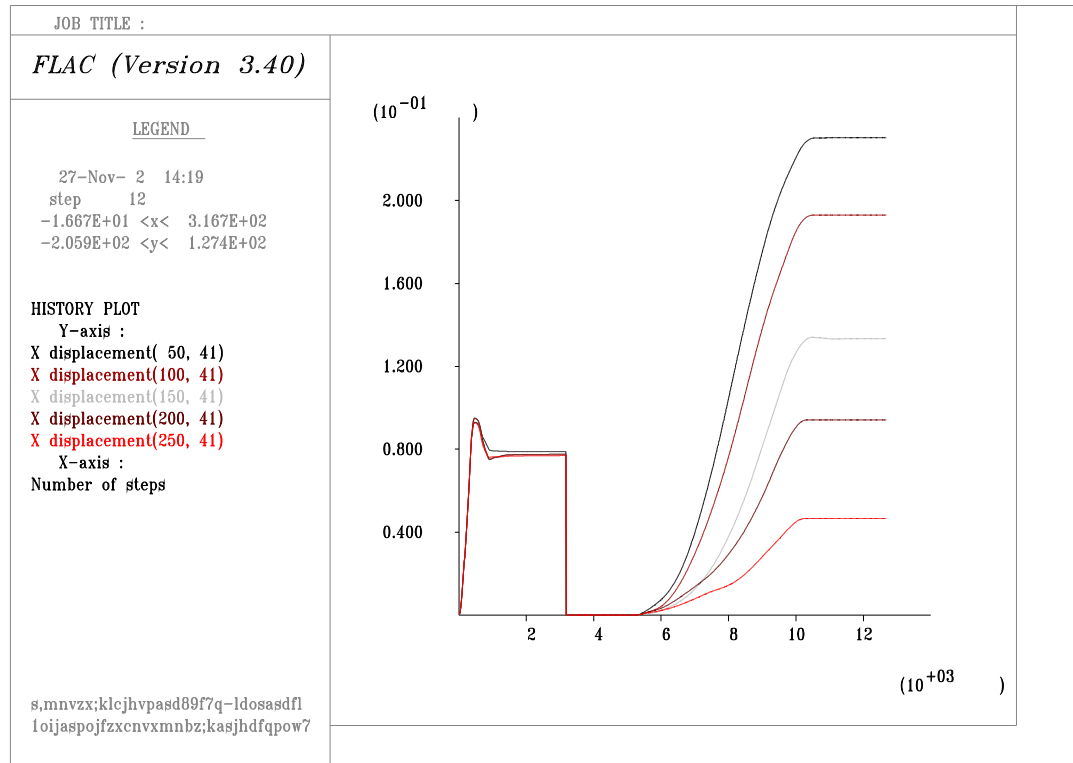


Figura 42– Storie di spostamento in direzione x (m) al piano campagna lungo il modello

7.2 Spostamento del palo e sollecitazioni agenti

In figura 43a sono rappresentati i risultati dell'analisi bidimensionale in termini di spostamento del palo e di distribuzione delle sollecitazioni flettenti.

In questa analisi il palo ha uno spostamento finale in testa di circa 17 cm; in corrispondenza di uno spostamento di circa 12÷13 cm il palo raggiunge però la rottura ad una profondità di circa 6 m dal piano campagna, punto in cui il momento flettente attinge il limite di prima plasticizzazione ($M_p=2 \cdot 10^5$ Nm). Questo risultato si avvicina molto a quanto osservato dall'elaborazione dei dati inclinometrici (Capitolo III).

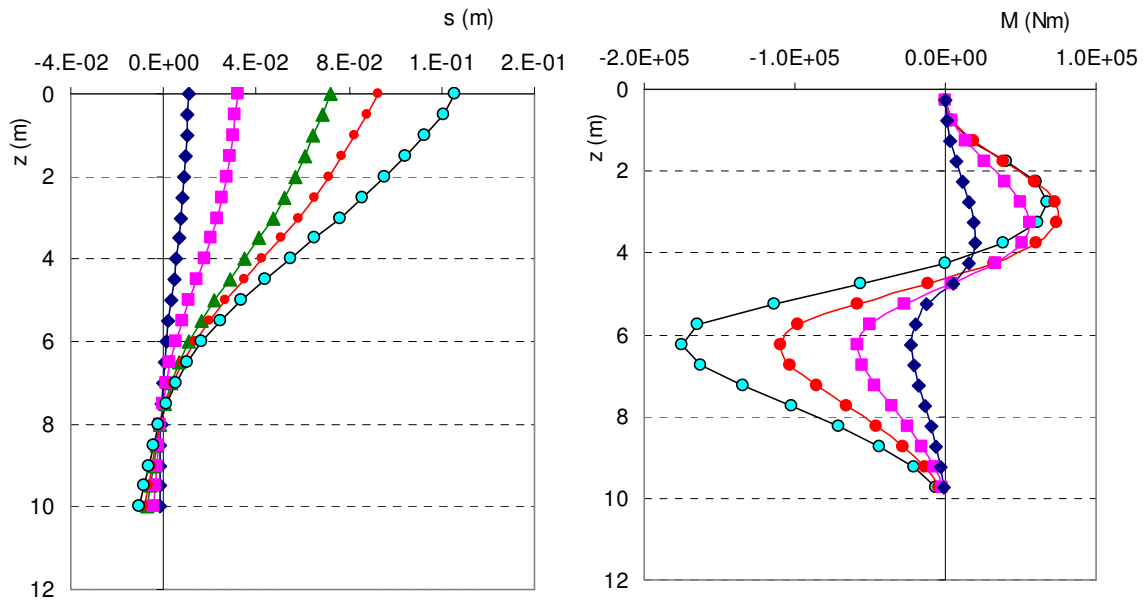


Figura 43a – Spostamento del palo e distribuzione del momento flettente

Il figura 43b sono rappresentati invece i profili di carico ottenuti nell'analisi numerica in corrispondenza delle deformate riportate in figura 43 a. I risultati numerici indicano che nella fase iniziale (fino ad uno spostamento in testa al palo di circa 4-5 cm) a valle della fila il terreno non esercita una reazione all'avanzamento del palo: per quanto detto nel paragrafo precedente infatti, a valle della fila la colata subisce spostamenti anche maggiori del terreno di monte a causa dell'attivazione di una nuova superficie di scorrimento. Nella fase successiva, quando gli spostamenti in testa del palo cominciano a superare i 6-7 cm, il terreno di valle comincia ad esplicare una reazione significativa che determina una evidente controrotazione del profilo della deformata del palo .

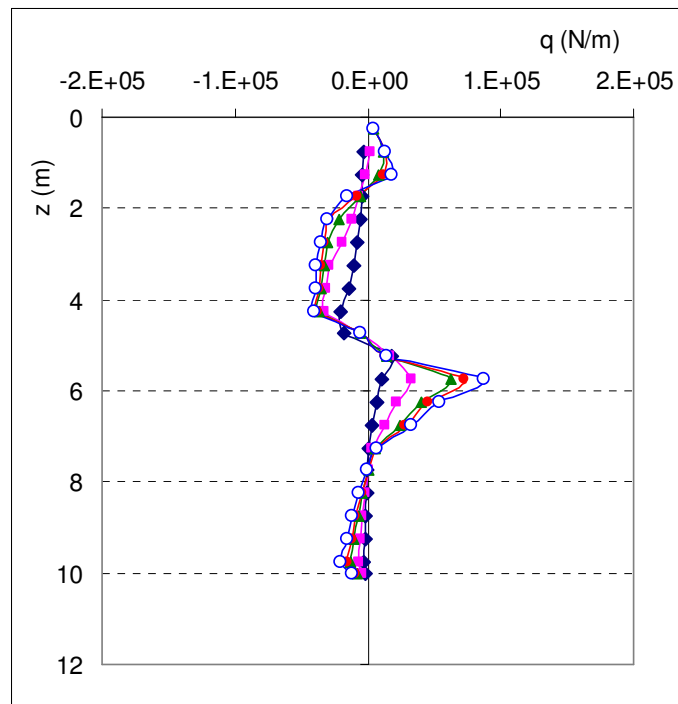


Figura 43b– Carico distribuito agente sul palo della fila

Dall'analisi numerica emerge inoltre che la rottura del palo avviene prima che il rifluimento del terreno (in corrispondenza della rottura dell'interfaccia) avvenga lungo tutto il tratto di pali immerso nella coltre in frana.

8. CONFRONTI TRA I RISULTATI NUMERICI E LE TRATTAZIONI TEORICHE A

ROTTURA

8.1 *Sollecitazioni agenti sui pali*

In figura 45 sono posti a confronto i risultati numerici 2D e 3D in termini spostamento del palo con le misure inclinometriche relative al palo centrale della fila (Capitolo III): si evince chiaramente che entrambi i modelli numerici forniscono un risultato complessivamente in buon accordo con il dato sperimentale, anche se presentano comunque delle lievi differenze.

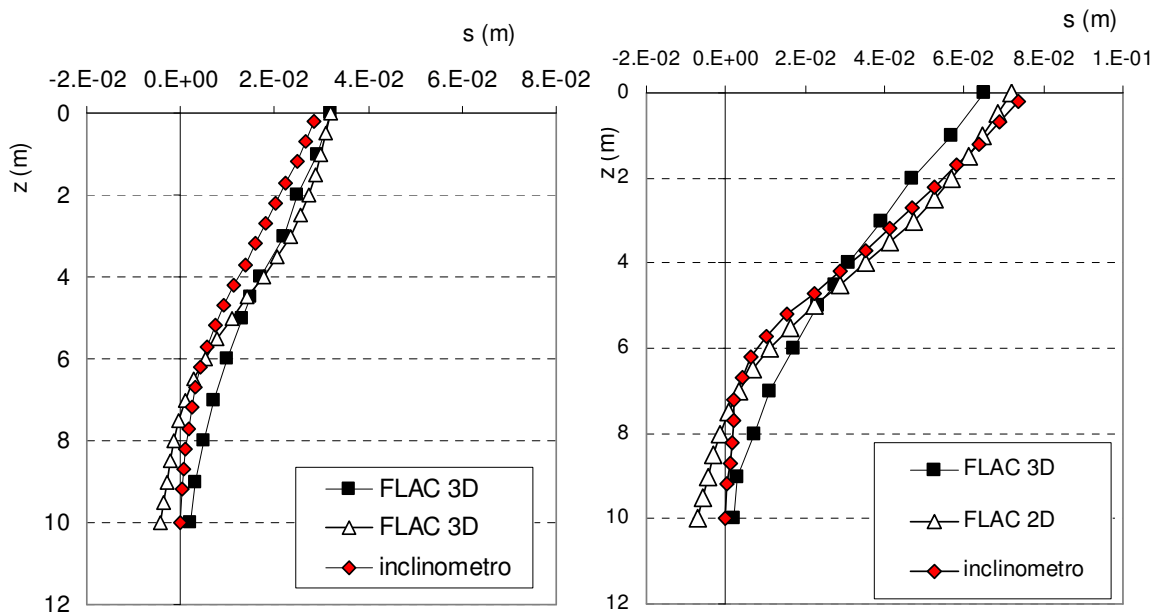


Figura 45– Spostamento del palo: confronto tra le analisi 2D e 3D con i dati inclinometrici

La deformata del palo ottenuta dal modello bidimensionale presenta infatti una curvatura più aderente alla misura sperimentale rispetto ai risultati del modello 3D, anche se il palo nel modello 2D ha uno spostamento al piede che sperimentalmente non è possibile rilevare perché ipotizzato nullo.

Nel modello tridimensionale viceversa il palo centrale resta fermo al piede, mentre la curvatura della deformata non presenta un punto di flesso ben marcato (molto evidente per spostamenti in testa di circa 7 cm) ma si distribuisce in maniera piuttosto uniforme lungo il fusto del palo.

I risultati numerici e sperimentali sono stati confrontati anche in termini di carico distribuito agente sul palo (figura 46). Mentre per le analisi numeriche è possibile ricavare direttamente le pressioni di interazione palo-terreno, sperimentalmente il carico distribuito lungo il fusto del palo è stato ottenuto tramite una elaborazione dei dati inclinometrici: si ricorda infatti che tramite l'equazione della linea elastica, partendo dalla deformata del palo si sono ricavate le distribuzioni delle sollecitazioni agenti per successive derivazioni (vedi Capitolo III). Appare evidente che questo tipo di approccio presenta quindi delle incertezze.

Dal confronto emerge che le distribuzioni dei carichi ricavati dai due modelli numerici, per un determinato spostamento in testa al palo, sono in buon accordo tra loro ed entrambi colgono in maniera soddisfacente l'andamento del carico ricavato tramite l'elaborazione dei dati inclinometrici.

Nello stesso grafico è riportato anche il carico ultimo ottenuto dall'espressione fornita dalle trattazioni a rottura di Ito e Matsui (1975). Quest'ultima (Capitolo II) permette di ricavare analiticamente il valore della pressione ultima che una coltre di terreno in frana può esercitare su di una fila di pali equidistanziati infinitamente rigidi. La trattazione è sviluppata quindi trascurando la deformabilità dei pali e nell'ipotesi che il meccanismo di rottura che si manifesta è quello di rifluimento del terreno fra i pali (comportamento rigido-perfettamente plastico del terreno). Come si può osservare dalla figura 46, sia il modello tridimensionale sia quello bidimensionale forniscono un valore della pressione di interazione inferiore a quanto dedotto dalla formulazione di Ito e Matsui. Questo era naturalmente un risultato prevedibile attesa la deformabilità finita che hanno gli elementi strutturali nelle analisi numeriche.

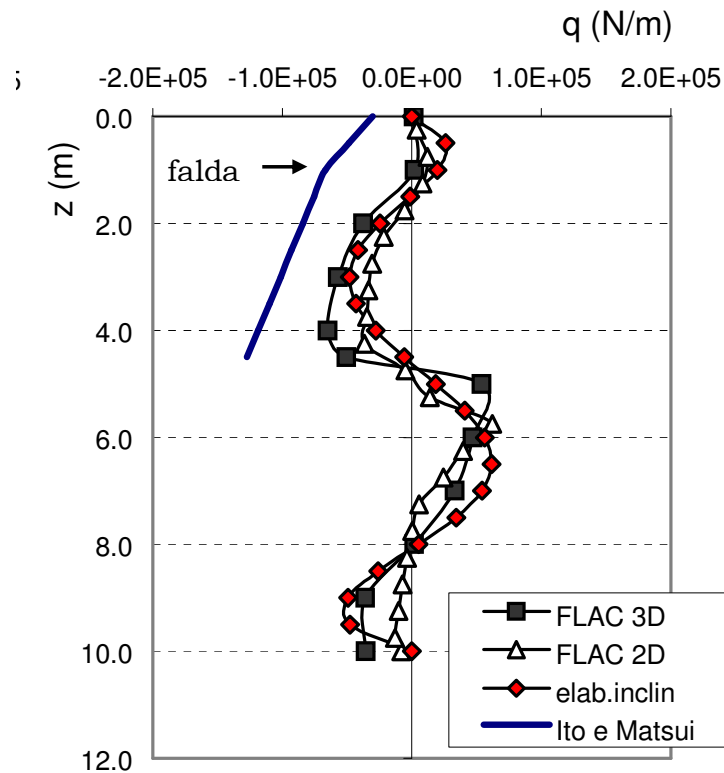


Figura 46– Carico distribuito agente sul palo della fila per uno spostamento in testa al palo di circa 7 cm

8.2 Contributo stabilizzante esercitato dalla fila di pali

Dalle distribuzioni delle sollecitazioni agenti sui pali ottenute numericamente e tramite elaborazione dei dati sperimentali, è possibile ricavare il taglio massimo agente nel palo in corrispondenza della superficie di scorrimento. Questo rappresenta il contributo stabilizzante che ciascun palo fornisce lungo la superficie di scorrimento. Naturalmente tale contributo aumenta all'avanzare della coltre in frana fino ad un valore ultimo che si verifica o in corrispondenza della plasticizzazione del terreno (e successivo rifluimento del terreno fra i pali) o con la rottura dell'elemento strutturale.

Nel diagramma riportato in figura 47 è quindi rappresentata la variazione del taglio massimo in funzione dello spostamento della coltre in una verticale posta a circa 1.5 m a monte della fila. Nel grafico sono riportati i risultati numerici (2D e 3D), i dati sperimentali e anche il dato teorico ricavato dalla trattazione a rottura di Ito e Matsui. Naturalmente l'approccio teorico proposto dagli autori, ipotizzando un modello costitutivo per il terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, non è in grado di rappresentare una evoluzione del contributo stabilizzante fornito dalla fila e di conseguenza, in questa rappresentazione, è un valore costante.

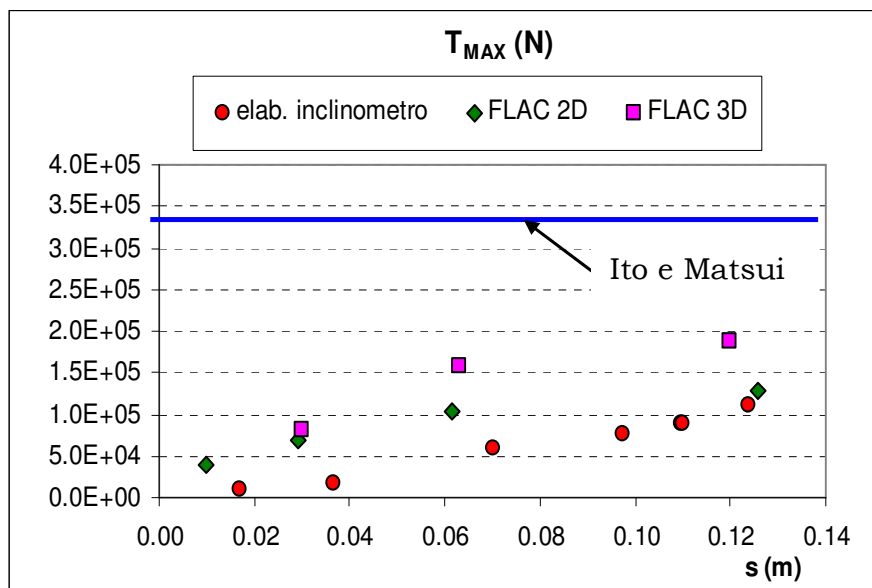


Figura 47– Contributo di resistenza fornito dalla fila di pali in corrispondenza della superficie di scorrimento

Dal confronto riportato in figura 47 emerge chiaramente che il contributo ultimo di resistenza ricavato dalla trattazione di Ito e Matsui è di gran lunga superiore a quanto ottenuto sia dai modelli numerici sia dalle elaborazioni dei dati sperimentali.

Nel caso specifico (pali deformabili e terreno con comportamento elasto- plastico) sia i dati sperimentali che i risultati numerici hanno messo in evidenza che la rottura dell'elemento strutturale (formazione di una cerniera plastica al di sotto della

superficie di scorrimento) avviene prima che il terreno riesca ad esplicitare sul palo la massima spinta.

In questo caso quindi appare evidente che un approccio classico “ a rottura” comporta una sovrastima delle azioni che la coltre esercita sulla fila e di conseguenza del contributo stabilizzante fornito da quest’ultima; si può quindi concludere che nel caso in cui le caratteristiche dei pali e del terreno siano molto lontano da quelle ipotizzate dall’approccio teorico di Ito e Matsui è necessario effettuare una analisi del fenomeno di interazione palo-terreno più rigorosa che riesca a valutare con maggiore precisione l’evoluzione delle spinte agenti sui pali in funzione dell’entità dello spostamento della coltre in frana.

9. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La sperimentazione numerica è stata sviluppata, come detto, con l’obiettivo principale di riprodurre le evidenze sperimentali emerse durante il monitoraggio del campo prova di Frana Marino ed, allo stesso tempo, mettere in luce alcuni aspetti del fenomeno non visibili chiaramente in sito. La riproduzione del campo prova è stata effettuata con un modelli geometricamente semplificati di pendio indefinito osservando numericamente gli spostamenti che si sviluppavano nel corpo della colata e negli elementi strutturali a seguito di un innalzamento della falda di 1.5 m.

La generazione di un modello tridimensionale ha necessitato di una serie di analisi preliminari che hanno avuto il merito di mettere in luce i parametri da calibrare correttamente nella modellazione del fenomeno: le dimensioni del modello, le condizioni al contorno, i parametri di rigidità dell’interfaccia palo-terreno e le modalità di attivazione della colata.

Dai risultati emersi dalla sperimentazione numerica si possono trarre alcune conclusioni sulle potenzialità ed i limiti di un’analisi numerica condotta con semplici modelli costitutivi e modelli geometrici semplificati. Su quest’ultimo aspetto si osserva che le analisi sono state condotte con riferimento sia a schemi 2D sia a schemi 3D, e con pendii molto estesi a monte e valle dei pali; le semplificazioni introdotte, quindi, hanno riguardato solo gli aspetti di cui era eccessivamente

complesso tenere conto (morfologia del versante, larghezza variabile della colata, variazione della profondità della superficie di scorrimento, etc).

Le principali osservazioni che sono emerse dalla modellazione numerica sono le seguenti:

- entrambe le simulazioni effettuate (2D e 3D) sono state in grado di riprodurre con discreta accuratezza i risultati osservati sperimentalmente. In particolare, la deformata del palo appartenente alla fila e la corrispondente distribuzione di carico sono in ottimo accordo con quelle ottenute tramite elaborazione dei dati inclinometrici. Nel corso della ricerca è emerso che una più raffinata modellazione del comportamento costitutivo dei terreni, nonché una più dettagliata discretizzazione della mesh, avrebbero senza dubbio condotto a risultati ancora più aderenti alla realtà. Tuttavia, nello spirito del presente lavoro, in cui si intendeva riprodurre un modello che risultasse rappresentativo dei principali aspetti del fenomeni in studio, i risultati ottenuti sono da ritenersi più che soddisfacenti. E' utile osservare inoltre che l'apparente incongruenza legata al fatto che il modello 2D riesce a cogliere meglio del 3D alcuni aspetti del fenomeno (deformata del palo) dipende essenzialmente dal fatto che la maggior complessità della modellazione tridimensionale rende più difficile il controllo di tutte le variabili coinvolte.
- Con le analisi 3D effettuate è stato possibile investigare alcuni aspetti del fenomeno che non sono chiaramente osservabili in sito. Si sono infatti potute effettuare interessanti valutazioni sui volumi di terreno influenzati direttamente dalla presenza della fila di cinque pali. In secondo luogo, è stato possibile osservare la formazione dell'effetto arco tra i pali e la sua evoluzione fino alla plasticizzazione del terreno a tergo dei pali stessi. In questo modo si comprende con più chiarezza la differenza di comportamento tra i diversi pali di una fila non infinitamente estesa.

- Dalle molte analisi 3D di tentativo effettuate durante la ricerca, è emerso che le proprietà di rigidità da assegnare all'interfaccia palo-terreno influenzano notevolmente il risultato numerico in termini di deformata del palo (in particolare la curvatura); ciò implica che una valutazione errata di tale proprietà può comportare una sottostima delle sollecitazioni flettenti agenti nei pali e quindi condurre a risultati sbagliati in riferimento alla verifica strutturale dei pali stessi.
- La disponibilità di analisi 2D e 3D ha anche permesso di mettere in luce le differenze tra i due modelli. Innanzitutto, è emerso che, come ovvio per sua natura, il modello 2D sarebbe più adatto a simulare il comportamento di una fila infinita di pali, e che quindi esso tende a fornire risultati tanto più distanti dalla realtà quanto maggiore è l'importanza degli effetti tridimensionali. In particolare, esso non è assolutamente adatto a simulare il caso del palo isolato.
- Un'altra differenza importante riguarda l'evoluzione generale del fenomeno: nel modello 2D, infatti, gli spostamenti finali dei pali e del terreno sono in genere maggiori di quelli del caso 3D. Ciò dipende dal fatto che, mentre in quest'ultimo caso il terreno può rifluire lateralmente ai pali riducendo gli incrementi di carico ulteriori su di essi, nel caso 2D ciò è evidentemente impossibile.

Questa sopravvalutazione degli spostamenti finali, unita alla buona stima delle caratteristiche della sollecitazione sui pali da parte del modello 2D, suggeriscono di utilizzare proprio questo modello per l'esecuzione di una indagine parametrica dell'influenza dei pali sul comportamento della frana. In tal modo, infatti, si può procedere in modo speditivo dal punto di vista computazionale, e cautelativo dal punto di vista ingegneristico.

CAPITOLO V– STUDIO PARAMETRICO DEGLI EFFETTI DI UN INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE

1. PREMESSA

Le analisi numeriche descritte nel capitolo precedente sono state svolte con l'obiettivo di riprodurre le evidenze sperimentali emerse dal monitoraggio del campo prova e di approfondire alcuni aspetti non emersi durante la sperimentazione in sito. In questo senso, i risultati ottenuti dalla sperimentazione numerica hanno avuto il merito di porre in evidenza i fattori da calibrare correttamente al fine di riprodurre reali meccanismi di interazione (dimensioni del modello, condizioni al contorno, caratteristiche dell'interfacce). Tale risultato positivo non sarebbe stato possibile senza una stretta interazione tra le attività sperimentali e quelle di modellazione numerica.

Tuttavia, affinché le analisi svolte siano di utilità nella progettazione di opere di questo tipo, è necessario estendere le analisi a diverse condizioni geometriche e meccaniche. Per tale motivo è stato svolto uno studio parametrico teso all'individuazione degli opportuni parametri dimensionali rappresentativi del fenomeno in studio.

Numerosi autori hanno analizzato, attraverso sperimentazioni in scala ridotta e mediante modelli numerici semplificati, il ruolo dei principali fattori che governano la risposta della fila di pali nel complesso meccanismo di interazione con la coltre in frana (Capitolo II).

In realtà questo tipo di analisi risulta alquanto complessa per la quantità dei fattori che governano il fenomeno; nella espressione (1) sono riportati schematicamente i

parametri da cui dipende la pressione di interazione palo-terreno alla generica profondità z :

$$p(z) = p(s, \alpha, i, D, h, L, E_p I_p, c_c, \phi_c, c_b, \phi_b, E_c, E_b, M_p, z, u) \quad (1)$$

dove

- s è lo spostamento della coltre;
- α la pendenza del pendio;
- i l'interasse fra i pali;
- D , L , $E_p I_p$ ed M_p sono rispettivamente diametro, lunghezza, rigidezza flessionale e momento di plasticizzazione del palo;
- h è lo spessore della coltre;
- c , ϕ ed E sono i parametri di resistenza e rigidezza dei terreni;
- u è la pressione neutra.

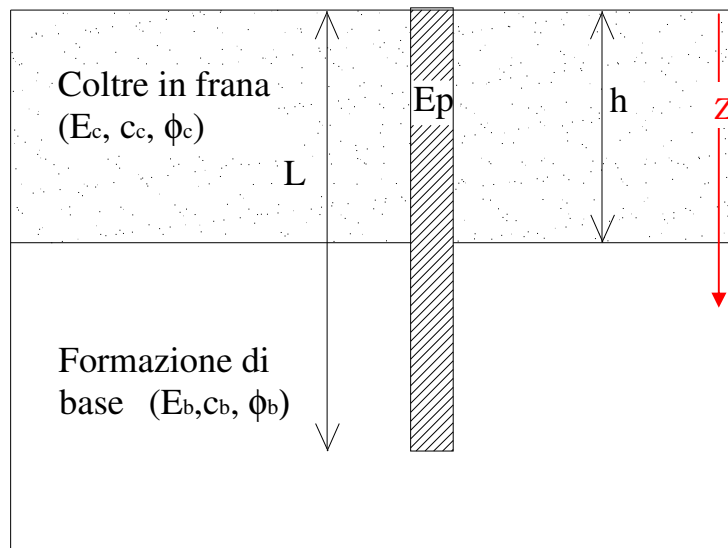


Figura 1 – Schema di riferimento per l'espressione (1)

A seconda della combinazione dei parametri riportati nell'espressione (1) il complesso coltre-elemento strutturale-formazione stabile può comportarsi secondo uno dei meccanismi riportati schematicamente in figura 2.

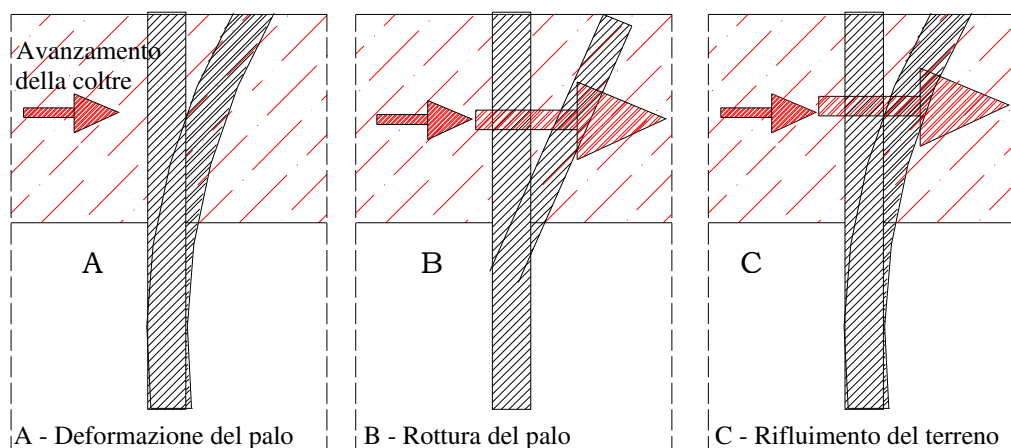


Figura 2 – Schema dei meccanismi di interazione

Sotto la spinta esercitata dalla coltre in movimento, i pali della fila possono spostarsi e, se tra loro si genera un fenomeno di interazione ad arco, essi sono inizialmente in grado di impedire il trasferimento delle spinte a valle e di contenere quindi l'avanzamento della coltre in frana (meccanismo A).

Il meccanismo A può eventualmente evolvere nei meccanismi B o C: nel primo caso può accadere che all'aumentare dei carichi, la resistenza strutturale dei pali sia vinta. In tal caso lungo il fusto del palo, nella sezione di momento massimo, si forma una cerniera plastica che impedisce a quest'ultimo di caricarsi ulteriormente e che fa ruotare il tronco solidalmente al moto della coltre di terreno in frana (meccanismo – B).

Nel secondo caso (meccanismo C) può succedere, invece, che per la configurazione geometrica in esame l'arco resistente che si genera fra i pali della fila sia vinto dalla

spinta proveniente da monte, con un rifluimento del terreno tra i pali , e di conseguenza anche in questo caso il palo non viene ulteriormente caricato. A differenza del meccanismo B, però, il palo in questo caso rimane fermo.

Nel caso in cui si manifesti il meccanismo C, l'intervento di stabilizzazione non riesce a bloccare completamente gli spostamenti della frana ma è in grado solo di ridurli.

E' evidente la difficoltà di individuare il peso che ciascun parametro indicato nella espressione (1) ha nella generazione dell'uno o dell'altro meccanismo di interazione. Sulla base delle conoscenze disponibili è però possibile attribuire ad alcuni di essi una determinante influenza sulla tipologia di meccanismo generato (ad esempio, l'interasse tra i pali o il momento di plasticizzazione del palo), e ad altri una influenza marcata sull'intensità dell'interazione (ad esempio, rigidità dei terreni e del palo). Resta inteso che comunque tutti i parametri concorrono al comportamento generale del complesso fila di pali-coltre in frana.

Uno studio parametrico è stato condotto sia con il modello 3D sia con quello 2D. In particolare il modello tridimensionale è stato utilizzato per analizzare l'influenza del numero di pali e dell'interasse. Attraverso il più semplice modello bidimensionale, è stato invece affrontata una analisi parametrica estesa ad un numero più elevato di parametri ; tale analisi ha permesso di trarre conclusioni più approfondite sull'influenza che hanno alcuni fattori sull'efficienza di un intervento di stabilizzazione con pali.

Lo studio parametrico è stato condotto su modelli estesi longitudinalmente quanto quelli descritti nel Capitolo IV (300 m), con le stesse caratteristiche geometriche e la stessa resistenza al taglio dei terreni. Si tratta quindi di uno schema di pendio indefinito con pendenza di 11° , con una coltre in frana di circa 5 m di spessore, attivata dall'innalzamento della falda di circa 1.5 m (graduale riduzione della resistenza al taglio nella zona di scorrimento posta tra la coltre e la formazione di base). Tale innalzamento della falda è tale da vincere la resistenza al taglio lungo la

superficie di scorrimento in condizioni drenate, rappresentata da un angolo di attrito $\phi'=25^\circ$.

Il modello utilizzato per lo studio parametrico ha quindi mantenuto alcune caratteristiche geometriche e meccaniche del modello descritto nel Capitolo IV che non sono state modificate nell'analisi. In tale modo, si è ridotto notevolmente il numero di parametri da considerare nell'analisi parametrica. E' importante osservare che la riduzione operata non è arbitraria, ma discende da alcune considerazioni legate alle caratteristiche tipiche delle colate lente in argilla in Italia Meridionale. Questo tipo di movimenti franosi, infatti, avviene in materiali che hanno modeste differenze in termini di resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento, e lungo pendii poco acclivi. Ovviamente, per motivi di equilibrio la combinazione di valori di pendenza, resistenza al taglio e spessore della coltre in frana non sono indipendenti, come confermato dalle evidenze sperimentali. I valori prescelti, quindi, sono rappresentativi della realtà locale con sufficiente approssimazione.

Per quanto riguarda i terreni, l'unico parametro che sarà tenuto in conto è la rigidità, perchè invece dall'analisi di casi reali sembra variare in un intervallo più ampio di quello dell'angolo di attrito mobilitato lungo la superficie di scorrimento.

Per i pali, invece, l'analisi parametrica (bidimensionale) ha tenuto conto di tutti i fattori simbolicamente riportati nell'eq. (1), salvo la resistenza meccanica del materiale, sempre considerata pari a quella di un acciaio ($\sigma_y=2.8 \cdot 10^5$ kPa). Il valore del momento di plasticizzazione M_p del palo è quindi variato solo in virtù delle modifiche del diametro e dello spessore della sezione strutturale.

Le condizioni iniziali ed al contorno restano le stesse introdotte nel modello originario. Nella parte centrale del pendio è stata disposta la fila di pali con un certo interasse (i); i terreni sono schematizzati sempre con un modello costitutivo elastico-perfettamente plastico con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Si osserva per inciso che il Flac è in grado di simulare problemi fisici nei quali si raggiungono condizioni di equilibrio stazionario o di flusso plastico. Al fine di

garantire che le condizioni finali di calcolo siano di equilibrio, in tutte le analisi (3D e 2D) si è ipotizzata la presenza di una piccola zona di accumulo al piede del pendio. L'estensione di tale zona è stata determinata sulla base di analisi parametriche preliminari in modo da minimizzare i suoi effetti sul meccanismo di interazione tra i pali e la frana. A tal fine, come si vedrà nel seguito, è stata assegnata al pendio una notevole estensione a valle della fila. Si osserva però che, a causa della maggiore delicatezza delle analisi tridimensionali, per esse non si è riuscito ad evitare l'interazione tra gli effetti della zona di accumulo di valle ed i pali. In altre parole, nelle analisi 3D il contributo stabilizzante dei pali raggiunge un valore massimo dettato, nella maggior parte dei casi analizzati, non dalla capacità di interazione del palo ma dagli effetti stabilizzanti causati dalla zona di accumulo. Questo effetto, evidentemente, non permette di quantificare il massimo contributo dei pali, ma solamente di osservare dal punto di vista qualitativo gli effetti dei diversi parametri geometrici e meccanici coinvolti. La quantificazione dell'interazione è stata delegata alle sole analisi 2D, dove si è verificato che la presenza della zona di accumulo si risente successivamente al raggiungimento del massimo contributo resistente fornito dalla fila.

2. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE

2.1 Influenza del numero di pali

Un primo aspetto che si è voluto approfondire con il modello 3D è l'influenza del numero di pali sul comportamento della colata (a parità di interasse e diametro); appare evidente infatti che l'interazione che nasce fra una coltre in frana ed un palo in essa immerso dipende anche dal numero di pali che occupano la sezione trasversale della colata.

In figura 3 sono riportati schematicamente tre possibilità: il caso di una fila di pali indefinita (fila che occupa interamente il canale della frana), il caso di una fila costituita da un numero esiguo di pali ed infine il caso estremo del palo isolato. Appare evidente che passando dalla fila indefinita di pali al caso del palo isolato l'aspetto tridimensionale del fenomeno di interazione palo-terreno diventa via via più rilevante. Per tale motivo l'unico modo di analizzare l'influenza del numero di pali è attraverso una analisi 3D.

La differenza sostanziale tra i tre casi analizzati è l'area di influenza dell'intervento: nel caso della fila di cinque pali, ed ancora di più nel caso limite del palo isolato, esiste una parte libera della sezione del canale che è poco influenzata dalla presenza dei pali (ciò dipende però da quanto è grande il canale (L_c)) e che quindi rappresenta una via di passaggio per la coltre in movimento.

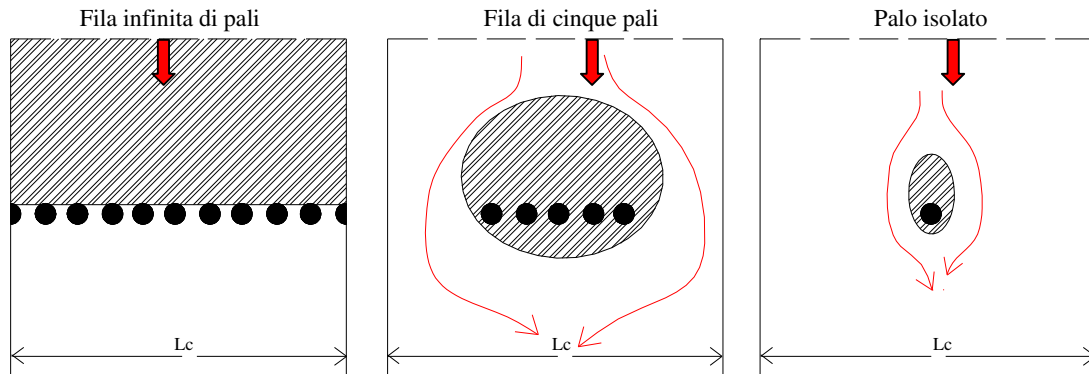


Figura 3 – Zone di influenza dei pali nei tre schemi analizzati: fila infinita, fila di cinque pali e palo isolato

Nel caso del palo singolo la zona influenzata dalla presenza del palo (tratteggiata in fig. 3) è irrilevante, e di conseguenza il campo di spostamenti complessivo della colata non risente in alcun modo della presenza del palo.

In presenza di una fila infinita invece, questa è in grado di esplicare una azione stabilizzante che può risentirsi in una area molto vasta (l'estensione dell'area di influenza dipende poi dai parametri geometrici e meccanici dei materiali in gioco).

Sono stati quindi confrontati i risultati ricavati dalle due analisi condotte nel capitolo precedente (palo isolato e fila di cinque pali) con una nuova analisi svolta con un modello numerico che rappresenta il caso di una fila infinita di pali (fig. 4). In questo caso sono state introdotte le stesse proprietà geometriche, fisiche e meccaniche utilizzate negli altri due modelli. La fascia di scorrimento sottoposta al calcolo è stata indicata con il simbolo L_c è posta pari a 12 m, l'interasse i fra i pali è 0.9 m ed il diametro D è pari a 0.4 m.

Anche in questa analisi è stato simulato un innalzamento della falda di 1.5 m per attivare gli spostamenti della colata (sempre in presenza di una zona di accumulo nella parte terminale del modello).

E' importante sottolineare che L_c rappresenta la porzione di canale che è stata sottoposta al calcolo e non corrisponde alla larghezza effettiva del canale stesso; questo perché lungo le superfici laterali di L_c si ammette solo lo spostamento longitudinale e si considerano nulle le tensioni tangenziali a differenza di quanto avviene sugli effettivi bordi del canale.

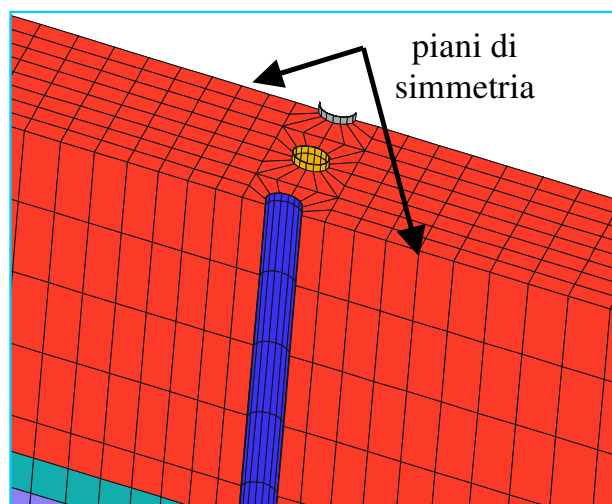
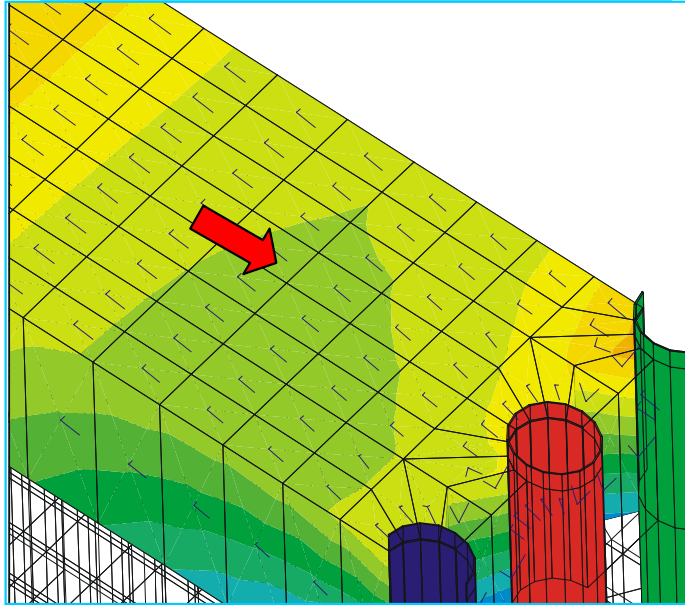
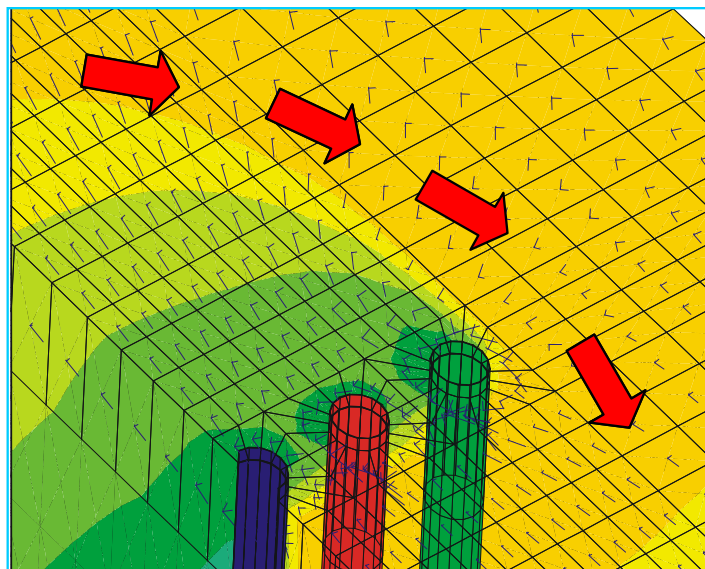


Figura 4– Modello 3D della fila infinita di pali

Nelle figure 5, 6 e 7 sono riportati i campi di isospostamento in direzione x (ortogonale alla fila) e le direzioni principali di tensione nei tre diversi schemi analizzati; si evince che nel caso della fila di cinque pali e del palo isolato, la coltre in movimento tende ad oltrepassare la fila passando lateralmente ad essa. Come detto nel Capitolo IV (par. 5.2), al contatto tra il volume di terreno rallentato posto nella zona di influenza della fila (o del singolo palo) ed il resto della coltre libera di avanzare, nascono degli sforzi di taglio che provocano una evidente rotazione delle direzioni principali di tensione (figg. 6 e 7). Ciò non accade nel caso della fila infinita di pali (fig. 5) che rappresenta uno sbarramento per la coltre: questa può rifluire tra i pali della fila solo quando le spinte sono tali da rompere l'arco resistente che si genera fra i pali.



*Figura 5 – Campi di isospontamenti in direzione x e direzioni principali di tensione:
fila infinita di pali*



*Figura 6 – Campi di isospontamenti in direzione x e direzioni principali di tensione:
fila di cinque pali*

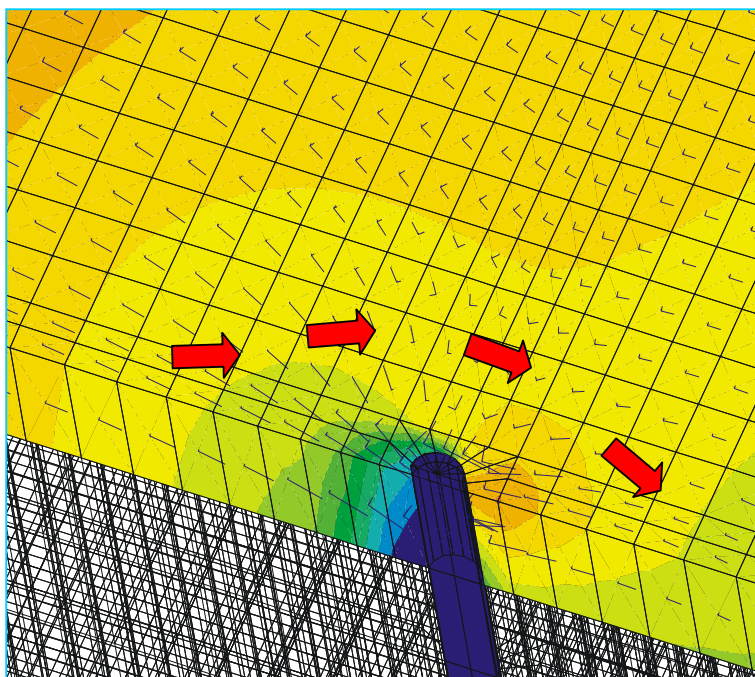


Figura 7 – Campi di isospostamenti in direzione x e direzioni principali di tensione:
palo isolato

Definiamo l'ingombro dei pali L_p (Fig. 8) come il prodotto del numero di pali per l'interasse ($L_p = n \cdot i$), in modo che il rapporto L_p/L_c rappresenti l'aliquota della sezione trasversale di calcolo occupata dai pali. Tale parametro adimensionale varia quindi tra 0 (assenza di pali) ad 1 (fila infinita di pali).

Individuiamo inoltre due punti rappresentativi della coltre in movimento (fig. 8): P1 immediatamente a monte del palo generico della fila e P2 al margine della striscia di scorrimento e quindi, nel caso di $L_p/L_c < 1$ (fila non indefinita), al di fuori dell'area di diretta influenza della fila.

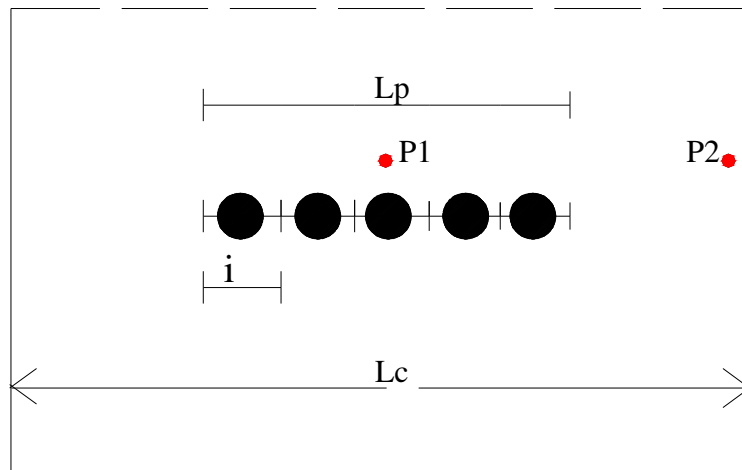


Figura 8 – Definizione dell'ingombro dei pali

Dai risultati delle analisi si può diagrammare (fig. 9) lo spostamento finale dei punti P1 e P2 che si ottiene per la stessa variazione di pressione neutra nel corpo della colata (innalzamento della falda di 1.5 m).

Dalla figura emerge che, come prevedibile, gli spostamenti della colata nei due punti di monitoraggio si riducono all'aumentare del numero di pali (e quindi di L_p/L_c); ciò conferma che se la fila si estende per tutta la dimensione del canale (assimilando in via semplificata L_c con la larghezza del canale) l'efficienza dell'intervento è maggiore. Si osserva inoltre che sia per il caso della fila di cinque pali sia per il palo singolo, gli spostamenti del punto P2 sono sempre maggiori di quelli del punto P1. Tale differenza si riduce passando dal caso del palo isolato ($L_p/L_c = 0.075$) al caso della fila di cinque pali ($L_p/L_c = 0.37$). Dalla figura si evince anche che nel caso del palo isolato, il campo di spostamenti della colata non ha modifiche significative.

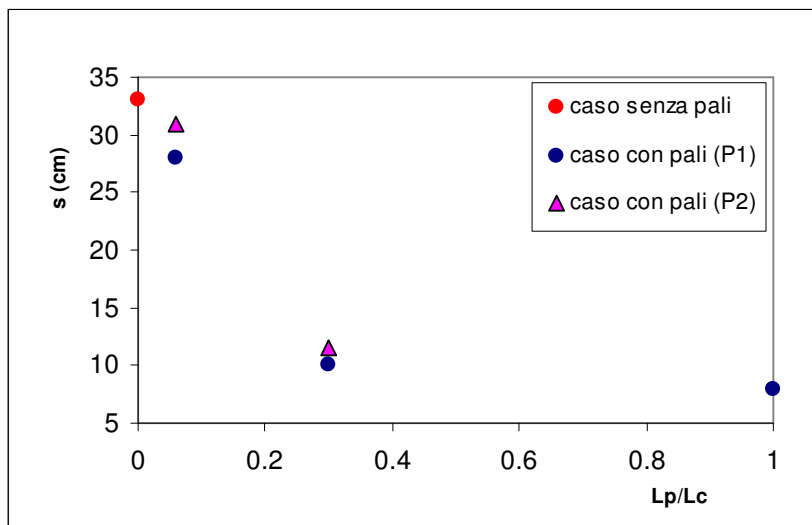


Figura 9 – Variazione degli spostamenti della coltre con la percentuale di ingombro

Nella figura 10 è riportato il valore ultimo del taglio massimo nel palo (che si attinge in corrispondenza della superficie di scorrimento) per i tre casi analizzati. Si può osservare che la sollecitazione tagliante diminuisce passando dal caso di palo isolato alla fila infinita di pali. A tal proposito queste differenze sono imputabili alle diverse inflessioni dei pali nelle varie condizioni (maggiore quella del palo isolato).

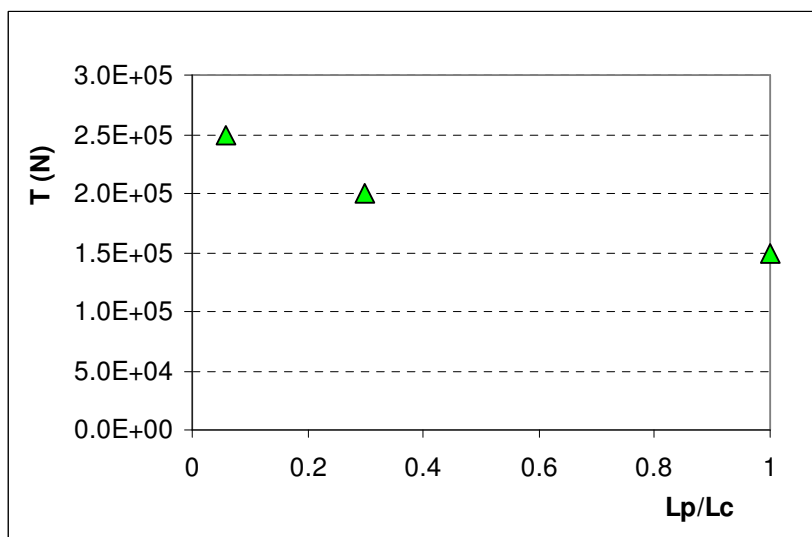


Figura 10 – Variazione del taglio massimo con la percentuale di ingombro

Nel caso in cui si voglia rappresentare il contributo resistente fornito da ciascun palo della fila lungo la superficie di scorrimento bisognerebbe diagrammare il taglio rapportato all'interasse (T/i). Per il caso di palo isolato evidentemente non è possibile definire un interasse; al fine di un confronto con gli altri risultati, tuttavia, si utilizzerà convenzionalmente lo stesso interasse degli altri due casi ($i=0.9$).

Se si vuole ottenere il contributo complessivo della palificata (nT/L_c , con n =numero di pali), sarebbe sbagliato fare riferimento a T/i , perché ci sono parti della frana (nel caso della fila di cinque pali e del palo isolato) non direttamente interagenti con i pali. E' allora necessario più correttamente considerare il contributo complessivo come:

$$\frac{n \cdot T}{L_c} = \frac{n \cdot T \cdot i}{L_c \cdot i} = \frac{T}{i} \cdot \frac{L_p}{L_c} \quad (2)$$

in questo modo il singolo contributo T/i viene ridotto in funzione della percentuale di ingombro della palificata. I risultati sono riportati in figura 11: si osserva, come prevedibile, che il contributo complessivo aumenta all'aumentare di L_p/L_c , nonostante la concomitante riduzione della sollecitazione tagliante nel palo mostrata in figura 10.

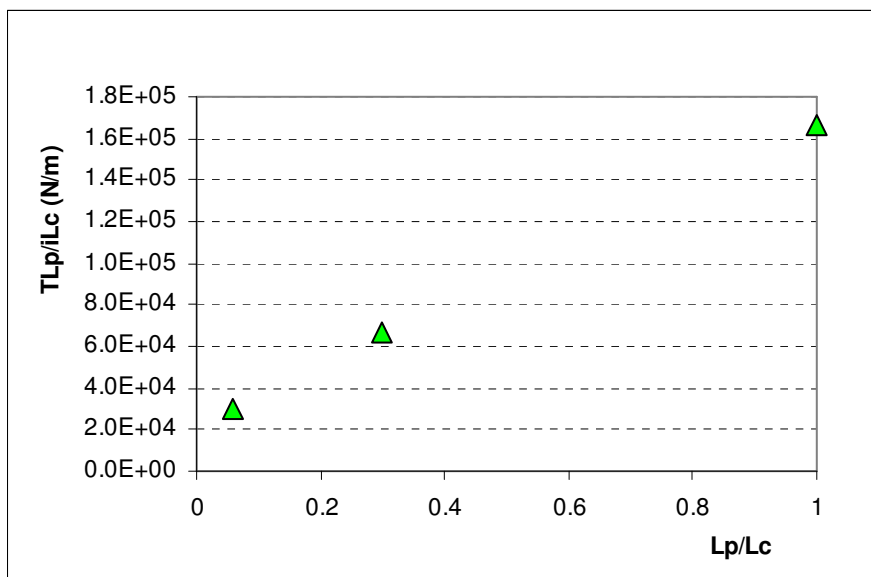


Figura 10 – Variazione del taglio massimo con la percentuale di ingombro

2.2 Influenza dell'interasse

Con riferimento ad una fila di pali che occupi l'intera sezione trasversale della frana (fila infinita), si è anche investigata l'influenza della variazione di interasse tra i pali. Evidentemente, solo le analisi 3D sono in grado di fornire risultati dettagliati sull'influenza che riveste l'interasse nel meccanismo di interazione palo-terreno-palo.

Sono stati generati due modelli numerici variando solo l'interasse e mantenendo quindi invariati tutti gli altri parametri; una analisi è stata condotta con interasse pari a 3 volte il diametro (analisi A1 con $i_1=1.2$ m) e l'altra con interasse pari a 5 volte il diametro (analisi A2 con $i_2=2$ m).

La colata è stata attivata per entrambe le analisi, simulando un innalzamento della falda nella coltre di 1.5m. Come nelle analisi mostrate nel paragrafo precedente, anche in questi modelli è stata introdotta una zona di accumulo nella parte terminale del pendio.

Una prima osservazione che si può fare sui risultati ottenuti dalle due analisi riguarda il meccanismo di interazione che nasce fra i pali della fila. In figura 12 sono riportati i campi di isotensione in direzione x che si hanno ad una profondità di circa 1 m dal piano campagna nelle due analisi A1 e A2 in due fasi successive della simulazione. I campi di colorazione riportati in figura rappresentano naturalmente tensioni σ_{xx} che crescono mano mano che ci si avvicina ai pali.

Dalle immagini riportate qualitativamente nella figura 12 si evince che il meccanismo ad arco che si sviluppa fra i pali è più intenso nel caso di interasse più piccolo. In particolare nell'analisi A2, si osserva chiaramente che l'arco resistente che si genera nella fase iniziale (FASE 1) tende poi a svanire nella fase finale dell'analisi (FASE 2) con un conseguente trasferimento delle spinte verso valle. La rottura dell'arco ed il successivo rifluimento del terreno avvengono in corrispondenza della plasticizzazione del terreno posto a tergo del palo (fig. 12b – zone in rosso). Si osserva inoltre che nell'analisi con interasse maggiore (A2), la plasticizzazione del terreno a monte dei pali si raggiunge praticamente in tutto lo spessore della coltre in frana; nell'analisi A1 la plasticizzazione avviene invece solo nella parte inferiore della coltre più vicina alla superficie di scorrimento.

I risultati numerici indicano inoltre che aumentando l'interasse, i pali della fila si caricano di più e quindi hanno spostamenti maggiori; di conseguenza variando l'interasse si hanno dei margini di sicurezza inferiori rispetto alla rottura dell'elemento strutturale. Viceversa, il contributo di resistenza fornito dalla fila (T/i), come prevedibile, cresce al diminuire dell'interasse (fig. 13).

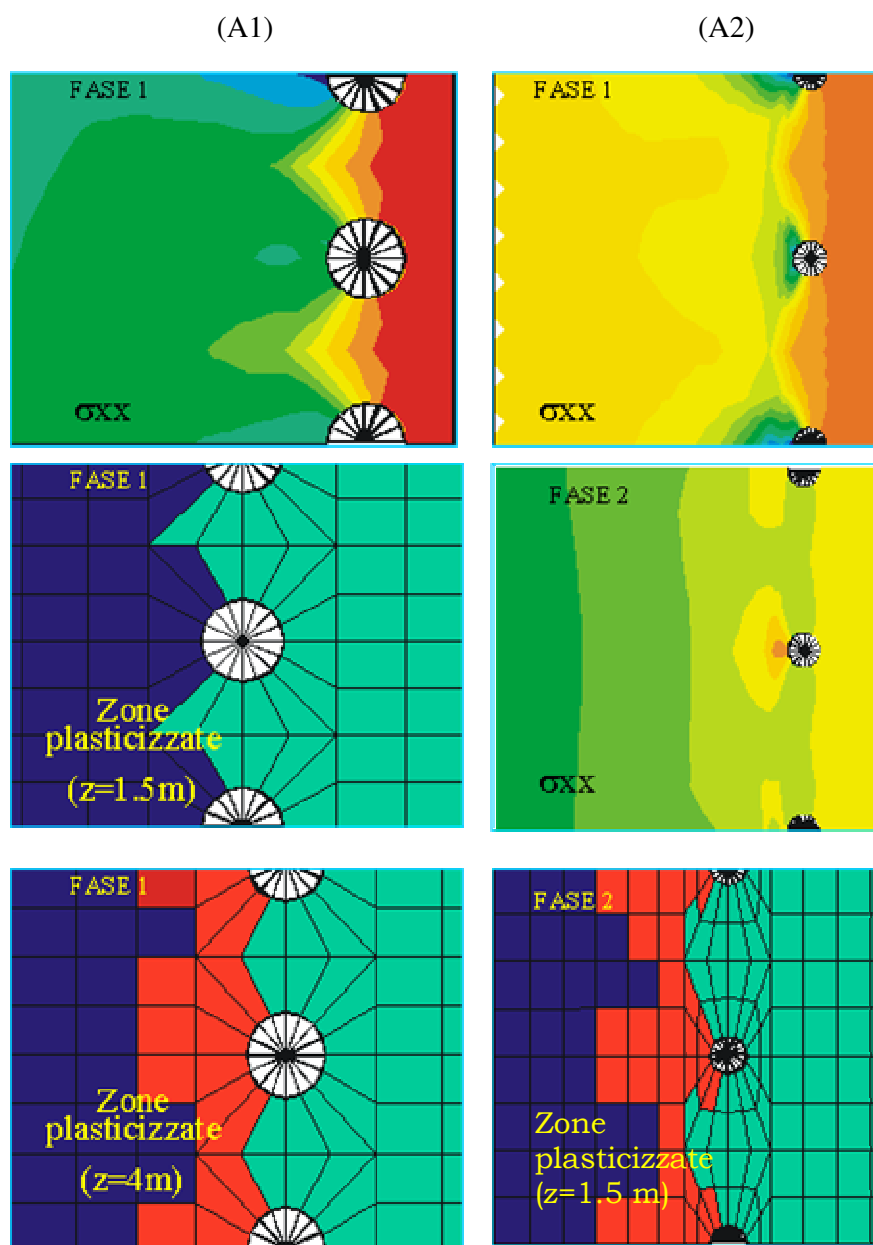


Figura 12 – Campi di isotensioni orizzontali σ_{xx} e zone plasticizzate nei due modelli analizzati: a)analisi A1 con interasse 3D; b)analisi A2 con interasse 5D

In figura 13 è rappresentata la legge con cui il contributo di resistenza fornito dai pali della fila (per entrambi gli interassi analizzati) varia in funzione dello spostamento di un punto P1 posto a 1.5 m a monte dalla fila (fig. 7). Dal grafico si osserva che tale contributo cresce all'aumentare degli spostamenti con un gradiente via via decrescente, fino al raggiungimento di un valore ultimo.

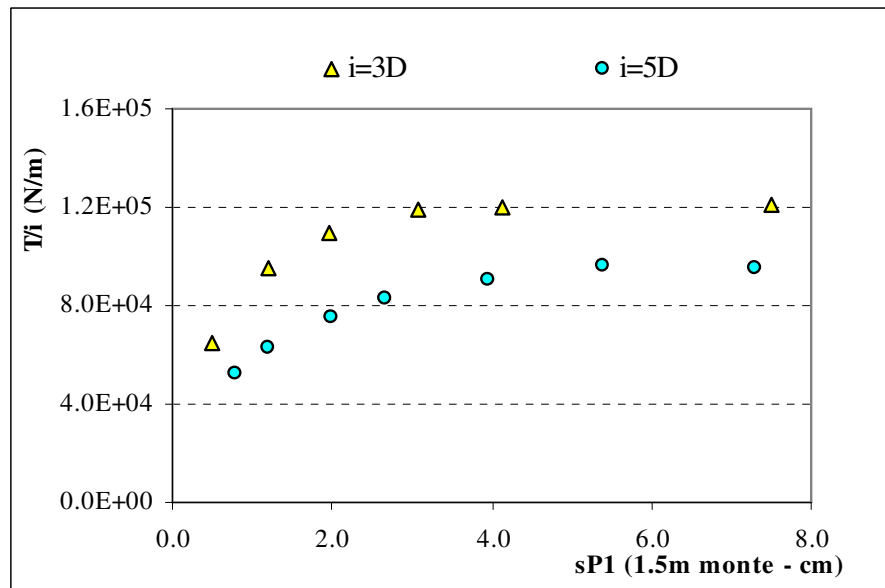


Figura 13 – Contributo resistente fornito dai pali della fila in funzione dello spostamento di un punto P1 per diversi interassi

3. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL MODELLO BIDIMENSIONALE

Lo studio parametrico realizzato con il modello bidimensionale, come detto in precedenza, è stato eseguito considerando la variazione delle grandezze ritenute particolarmente significative per l'effetto che la palificata esercita sulla coltre in frana, che sono rispettivamente:

- l'interasse fra i pali (i);
- il diametro (D);
- la rigidezza del palo (E_p);
- la rigidezza della coltre in frana (E_c) e della formazione di base (E_b);
- la lunghezza dei pali (L).

3.1 *Influenza dell'interasse e del diametro*

Le analisi svolte sono quelle riportate in tabella 1. Sono stati utilizzati tre valori diversi del diametro dei pali (0.4, 0.6 e 0.8 m) ed una serie di interassi; per tutte le analisi svolte sono rimasti invariati la lunghezza ($L=10$ m) e la rigidezza del palo ($E_p = 2.1 \cdot 10^{11}$ Pa), lo spessore della sezione strutturale ($s=0.6$ cm), la rigidezza della coltre ($E_c=2.0 \cdot 10^7$ Pa) e della formazione di base ($E_b=5.0 \cdot 10^7$ Pa). Queste proprietà sono le stesse introdotte nel modello bidimensionale utilizzato nel Capitolo IV per riprodurre le condizioni del campo sperimentale. In tutte le analisi è stato simulato un innalzamento della falda nel corpo di frana di circa 1.5 m.

Tabella 1 – Analisi effettuate

Analisi	D(m)	i (m)	i/D
<i>1a</i>	0.4	0.6	1.5
<i>1b</i>	0.4	0.7	1.8
<i>1c</i>	0.4	0.9	2.3
<i>1d</i>	0.4	1.2	3.0
<i>1e</i>	0.4	2	5.0
<i>2a</i>	0.6	1	1.7
<i>2b</i>	0.6	1.35	2.3
<i>2c</i>	0.6	1.6	2.7
<i>2d</i>	0.6	1.8	3.0
<i>2e</i>	0.6	3	5.0
<i>3a</i>	0.8	1	1.3
<i>3b</i>	0.8	1.8	2.3
<i>3c</i>	0.8	2.4	3.0
<i>3d</i>	0.8	3	3.8
<i>3e</i>	0.8	4	5.0

In tutte le analisi volte si è osservato che il taglio agente nel palo alla profondità della superficie di scorrimento (T) cresce con il progredire degli spostamenti della frana; tale incremento avviene con gradienti decrescenti, fino al manifestarsi di un valore limite T_{ult} , che rapportato all'interasse fra i pali (T_{ult}/i), corrisponde al massimo contributo stabilizzante che la fila è in grado di fornire (esempio in fig.15).

Questo valore ultimo può essere raggiunto o perché lungo il palo si forma una cerniera plastica, o perché l'interazione palo-terreno raggiunge una condizione ultima legata alla plasticizzazione ed al rifluimento del terreno fra i pali, oppure infine perché la colata si arresta a causa dell'azione di contenimento dei pali.

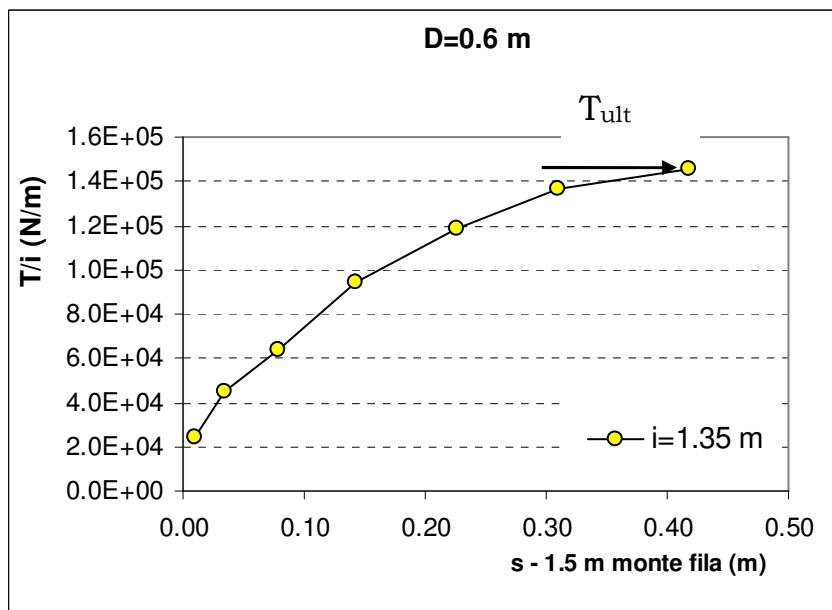


Figura 15– Evoluzione del contributo di resistenza fornito da ciascun palo della fila in funzione dello spostamento della coltre (analisi 2b)

Ai fini del confronto tra i diversi casi analizzati si è quindi fatto riferimento a tale valore ultimo del taglio che nel prosieguo rivestirà il ruolo di parametro rappresentativo della risposta strutturale del palo.

In figura 16 sono riportati i risultati delle analisi elencate nella tabella 1: in particolare nel grafico è rappresentato il valore del taglio ultimo al variare dell'interasse (i) fra i pali, per i tre diametri considerati. Dalla figura emerge che la sollecitazione tagliante massima agente lungo il palo aumenta con l'interasse per tutti i tre diametri considerati. Da un certo valore dell'interasse in poi, a seconda del diametro utilizzato, non si osservano ulteriori incrementi di T_{ult} ; in queste analisi ciò accade per l'insorgere di uno dei due meccanismi B o C indicati in fig. 2 (rottura del palo o rifluimento del terreno).

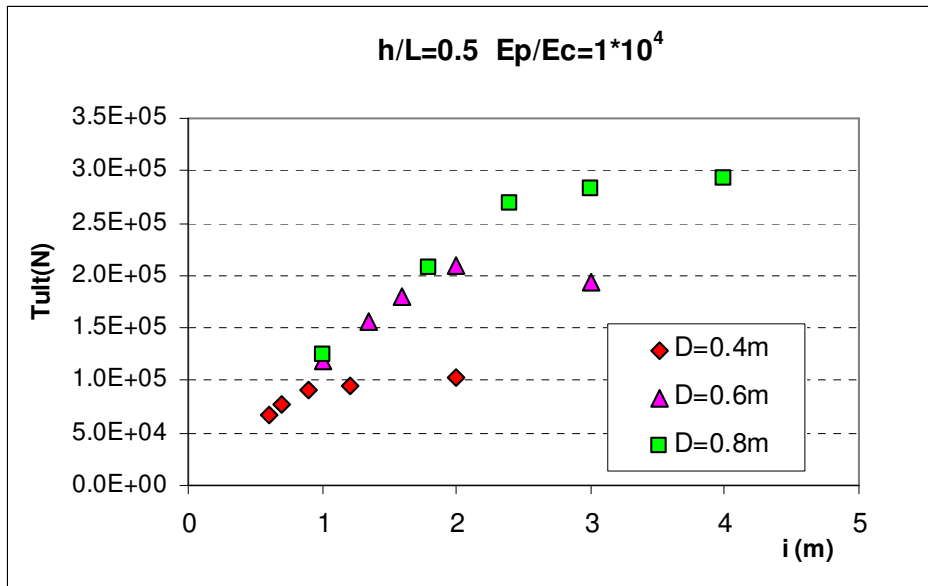


Figura 16– Taglio ultimo nel palo al variare dell'interasse per differenti diametri

Gli stessi dati riportati nel piano $T_{ult}/i - i$ (fig.17), mostrano che naturalmente il contributo resistente di ciascun palo, ottenuto distribuendo il taglio sull'interasse, diminuisce all'aumentare di quest'ultimo. Dal diagramma si osserva inoltre chiaramente, che a parità di interasse, pali con diametri maggiori forniscono un contributo stabilizzante maggiore.

Se normalizziamo il taglio rispetto al valore massimo raggiunto (in tutti i casi analizzati coincidente con la rottura del palo) e l'interasse rispetto al diametro, si ottiene il diagramma riportato in figura 18.

Con le variabili adimensionali utilizzate in figura 18 i risultati numerici ricadono lungo un'unica curva con modesta dispersione. Ciò vuol dire che il grado di mobilitazione della resistenza strutturale del palo dipende in modo preponderante dal rapporto i/D . In particolare, si osserva che per valori di i/D maggiori di $2.2 \div 3.5$, la mobilitazione è massima per tutti i diametri considerati.

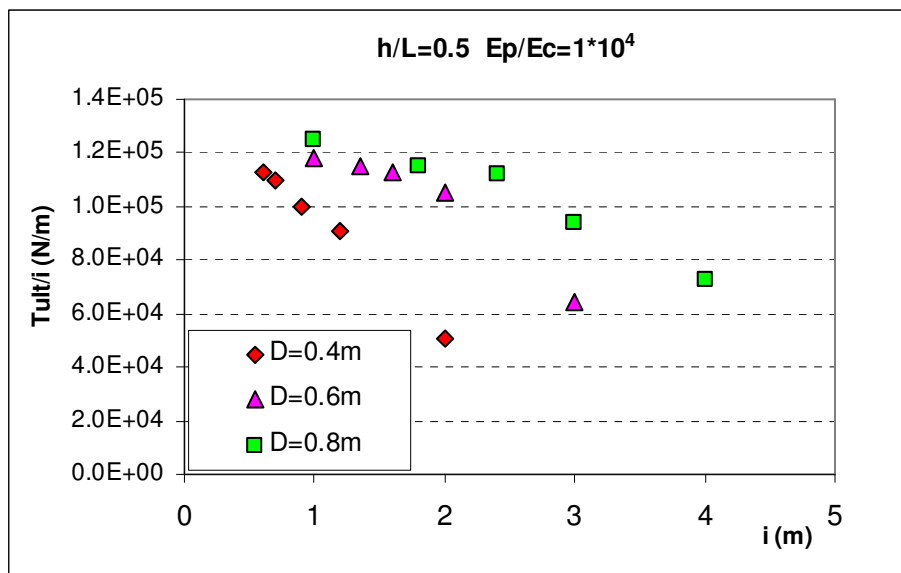


Figura 17– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare dell'interasse per differenti diametri

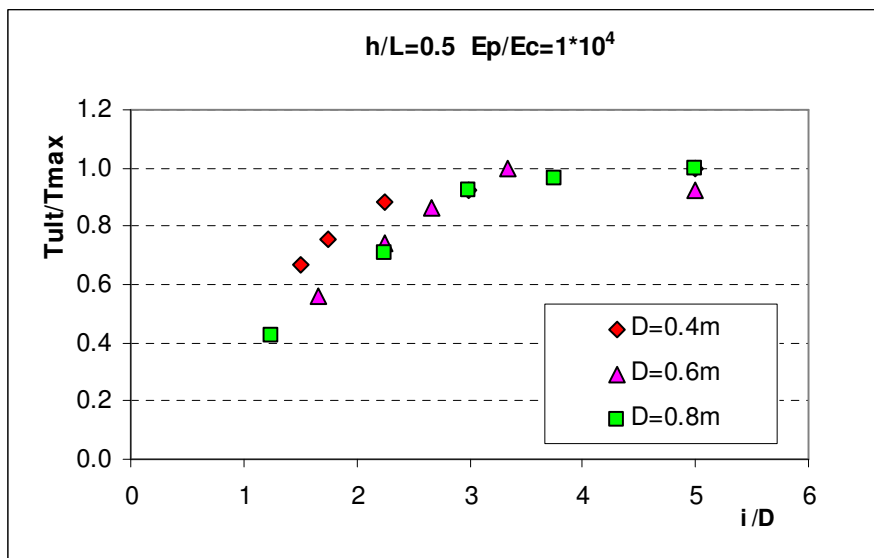


Figura 18– Taglio ultimo normalizzato in funzione del rapporto fra interasse e diametro del palo

Il motivo per cui il taglio raggiunge il valore ultimo dipende dal meccanismo di interazione; al fine di evidenziare quale dei meccanismi si sia manifestato nei diversi casi, conviene associare al diagramma di figura 18 un diagramma che rappresenti la variazione normalizzata M_{ult}/M_p (dove M_{ult} è il momento massimo lungo il palo che si raggiunge in corrispondenza del valore del taglio lungo la superficie di scorrimento T_{ult} ; M_p rappresenta invece il momento di prima plasticizzazione della sezione del palo) in funzione del rapporto i/D (fig.19). In questo modo, infatti, emerge chiaramente in quali analisi si è verificata la rottura del palo ($M_{ult}/M_p=1$). In particolare, dalla figura si osserva che il valore minimo del rapporto $(i/D)^*$ per il quale si attiva tale meccanismo cresce con il diametro. Per valori inferiori a $(i/D)^*$, il raggiungimento del valore massimo del taglio dipende allora necessariamente dal rifluimento del terreno tra i pali o dalla completa stabilizzazione del versante da parte degli stessi. Tale aspetto sarà approfondito nei paragrafi successivi, ai quali si rimanda.

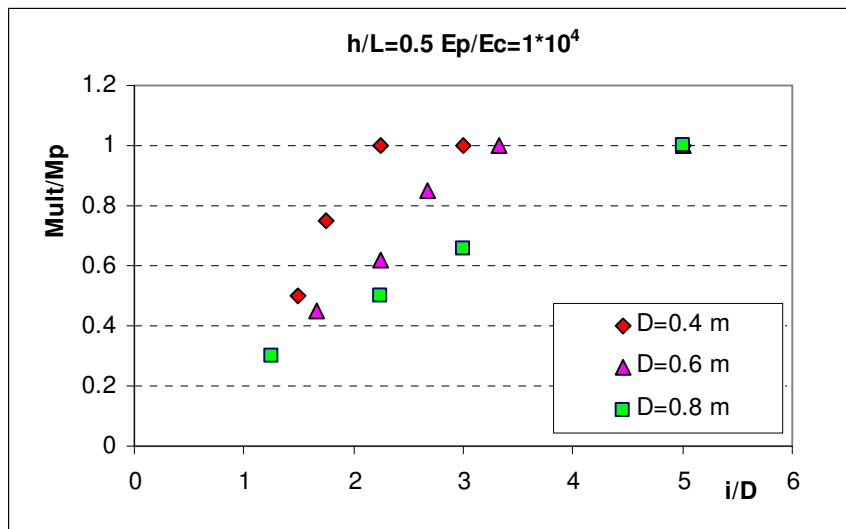


Figura 19– Momento massimo normalizzato in funzione del rapporto fra interasse e diametro del palo

3.2 Influenza della rigidità del palo e dei terreni

Le analisi 2b, 2d e 2e indicate nella tabella 1 sono state riesaminate con un valore della rigidità flessionale del palo ($E_p I_p$) 10 volte maggiore di quella utilizzata in precedenza, al fine di indagare l'influenza che il fattore rigidità ha nel meccanismo di interazione palo-terreno. Tutti gli altri parametri utilizzati nelle analisi sono rimasti inalterati.

In figura 20 sono riportati i risultati delle analisi condotte con i due differenti valori di rigidità in termini di contributo di resistenza ultimo fornito dai pali al variare dell'interasse; analogamente alle altre analisi svolte, la figura mostra chiaramente come tale contributo diminuisca all'aumentare dell'interasse fra i pali. Nella figura emerge inoltre che, come prevedibile, a parità di interasse una fila costituita da elementi strutturali più rigidi è in grado di fornire un contributo stabilizzante maggiore lungo la superficie di scorrimento. L'incremento di resistenza è in valore assoluto praticamente costante, e quindi percentualmente crescente all'aumentare dell'interasse; in particolare, esso passa dal 15% per $i=1.2$ m al 25% per $i=3$ m. L'influenza della rigidità dei pali è quindi ingegneristicamente significativa solo per interassi elevati.

L'analisi 2b (tab.1) è stata svolta inoltre cambiando i valori della rigidità sia della coltre in frana sia della formazione di base (mantenendo invariati tutti gli altri parametri). In particolare, sono state analizzate due valori differenti della rigidità della formazione stabile e sei per la coltre (tab.2); i valori sono stati scelti in modo da ottenere complessivamente tre valori differenti di rapporti tra le due rigidità ($E_c/E_b=0.2,0.4,1$). A queste sei analisi (R1-R6) sono state aggiunte altre due analisi (R7, R8) in cui si è modificata la rigidità flessionale dell'elemento strutturale. In tale modo, è stato possibile verificare l'effetto combinato delle tre rigidità in gioco (E_p, E_c, E_b).

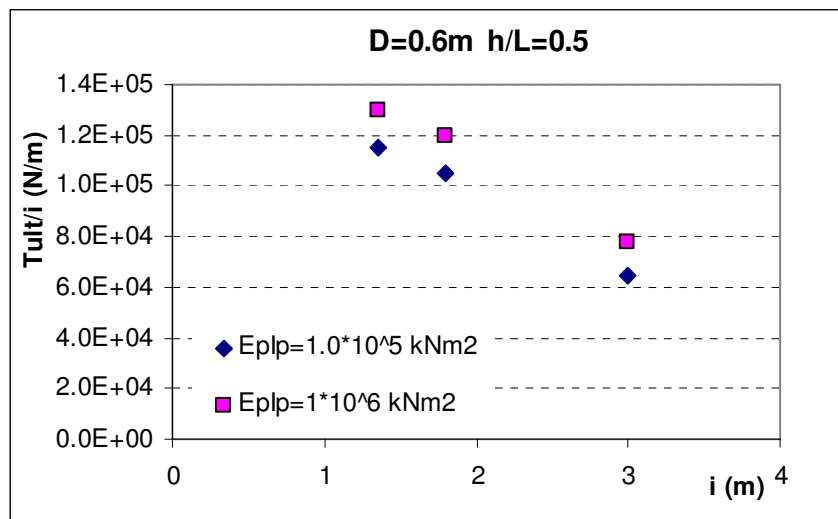


Figura 20 – Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare dell'interasse per diverse rigidzze del palo

Tabella 2 – Anali svolte variando la rigidzza dei terreni

Analisi	E_c (kN/m ²)	E_b (kN/m ²)	E_c/E_b	$E_p I_p$ (kNm ²)
R1 (analisi 2b)	$2 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	0.4	$1.0 \cdot 10^5$
R2	$1 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	0.2	$1.0 \cdot 10^5$
R3	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	1	$1.0 \cdot 10^5$
R4	$3.2 \cdot 10^4$	$8 \cdot 10^4$	0.4	$1.0 \cdot 10^5$
R5	$1.6 \cdot 10^4$	$8 \cdot 10^4$	0.2	$1.0 \cdot 10^5$
R6	$8 \cdot 10^4$	$8 \cdot 10^4$	1	$1.0 \cdot 10^5$
R7	$1 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	0.2	$1.0 \cdot 10^6$
R8	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	1	$1.0 \cdot 10^6$

In figura 21 sono rappresentati i risultati delle analisi elencate in tabella; il contributo resistente fornito dalla fila di pali mostra un lieve incremento all'aumentare della rigidezza della coltre in frana, indipendentemente dalla rigidezza della formazione di base. L'influenza della rigidezza flessionale degli elementi strutturali, già osservata e commentata in precedenza, è minore di quella di E_c . Si osserva infatti che la variazione di un ordine di grandezza di $E_p I_p$ fornisce variazioni percentuali paragonabili a quelle causate da variazioni molto minori di E_c .

Al fine di meglio evidenziare quanto detto, gli stessi risultati sono riportati nel seguito in tre diversi diagrammi (Figg. 22, 23 e 24), aventi per ascisse i tre rapporti tra le rigidezze in gioco. Da queste figure emerge chiaramente il fatto che la variabile più influente nella risposta è il rapporto tra le rigidezze della coltre e della formazione di base.

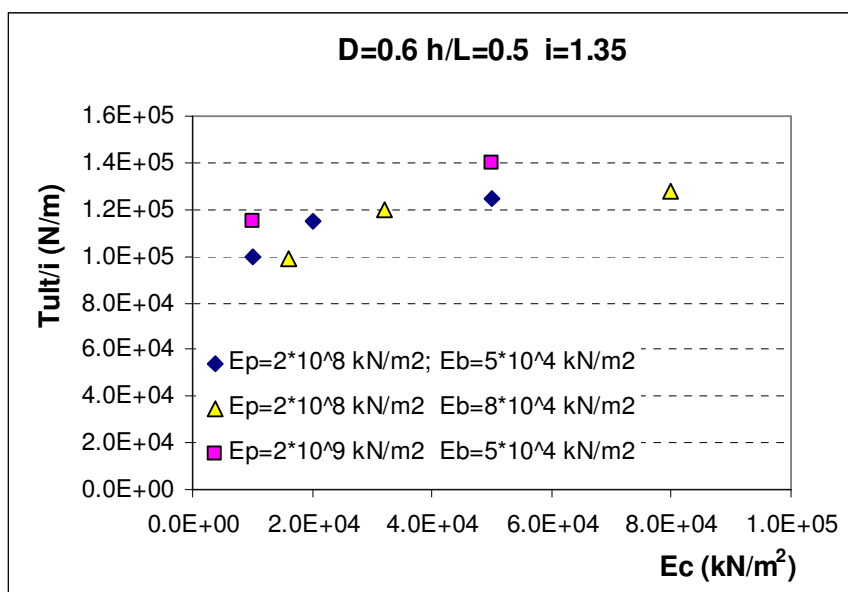


Figura 21– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare dell'interasse per diverse rigidezze della coltre in frana

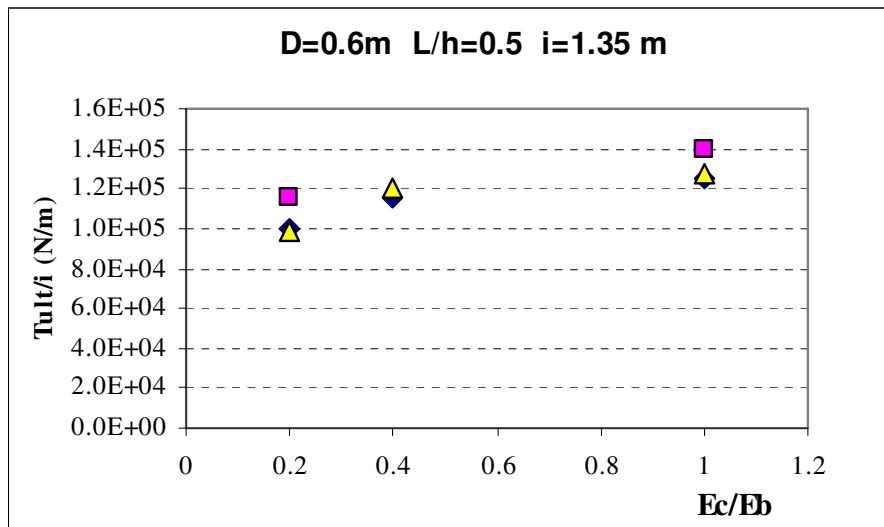


Figura 22– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare della rigidità relativa coltre-formazione di base

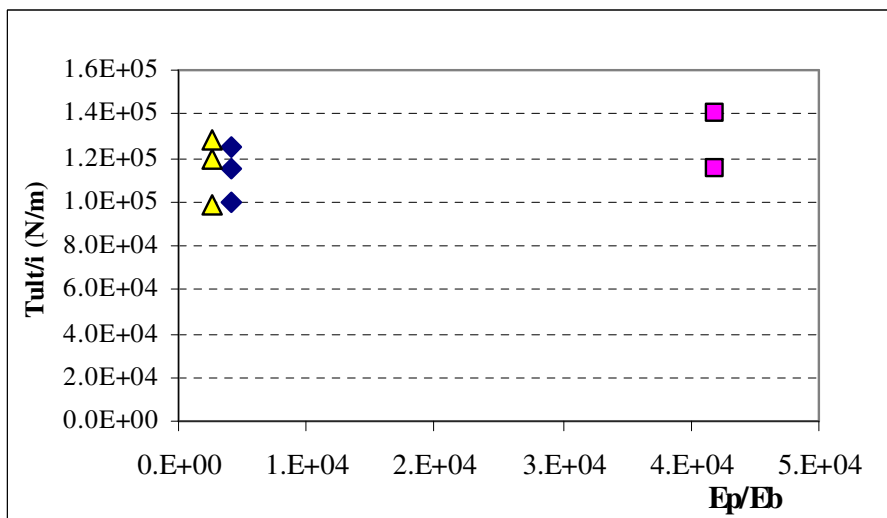


Figura 23– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare della rigidità relativa palo-formazione di base

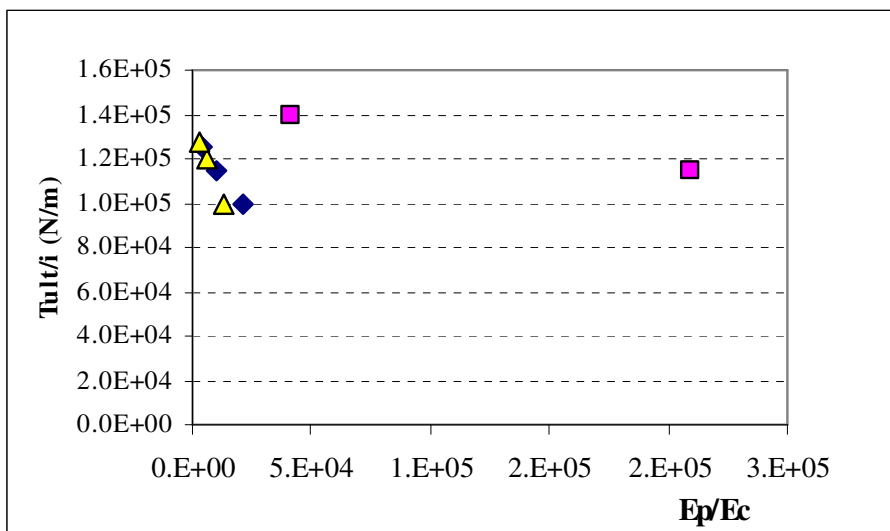


Figura 24– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare della rigidezza relativa palo-coltre in frana

3.3 Influenza della lunghezza del palo

Le analisi *1c*, *1d* e *1e* indicate nella tabella 1 sono state anche riesaminate con tre diversi valori della lunghezza del palo. In particolare, si sono utilizzate le lunghezze $L=8, 10$ e 12 m, che per $h=5$ m corrispondono rispettivamente a valori di h/L pari a $0.6, 0.5$ e 0.4 .

Tale scelta è stata dettata da considerazioni relative al meccanismo di interazione tra i pali e la frana: per determinate proprietà meccaniche della formazione di base, della coltre in frana e del palo, si osserva infatti che esiste una lunghezza minima di quest'ultimo al di sotto della quale il palo viene completamente trascinato dalla frana, senza il manifestarsi di una cerniera plastica. Questo perché la modesta lunghezza attestata nella formazione di base non consente di sviluppare tensioni di interazione sufficienti per resistere alle forze instabilizzanti.

Dalle indicazioni di letteratura (Chen et al, 1997; Poulos, 1999) e dalle numerose analisi numeriche di primo tentativo effettuate nel corso di questo lavoro, si ricava che tale lunghezza minima dipende da molti fattori quali lo spessore della coltre in

frana, la rigidezza e la resistenza del terreno, la rigidezza flessionale del palo e la sua resistenza. Per i valori tipici delle variabili in gioco si può assumere indicativamente che il limite superiore di h/L affinché l'intervento sia ben dimensionato sia pari a 0.6. Evidentemente, al variare della rigidezza flessionale relativa palo-terreno la lunghezza del palo critica per la quale si innesca questo meccanismo tende a modificarsi.

D'altra parte, se il palo ha lunghezza maggiore, esso tende ad allontanarsi da questo meccanismo critico e non desiderato. Tuttavia, al di sopra di certe lunghezze si osserva che la parte terminale del palo stesso non contribuisce al meccanismo di interazione, ed è quindi superflua. Un intervento così progettato sarebbe quindi inutilmente costoso. Anche in questo caso, sia la letteratura che le analisi effettuate indicano che bastano modesti approfondimenti al di là del valore $h/L=0.4$ per ricadere in questo tipo di meccanismo. Per tutto quanto detto, i tre valori di riferimento di L intendono investigare il ristretto intervallo di lunghezze per le quali l'intervento, nel caso in questione, è ben progettato.

In figura 25 sono riportati i risultati delle analisi, sempre in termini di contributo stabilizzante fornito dalla fila all'aumentare dell'interasse .

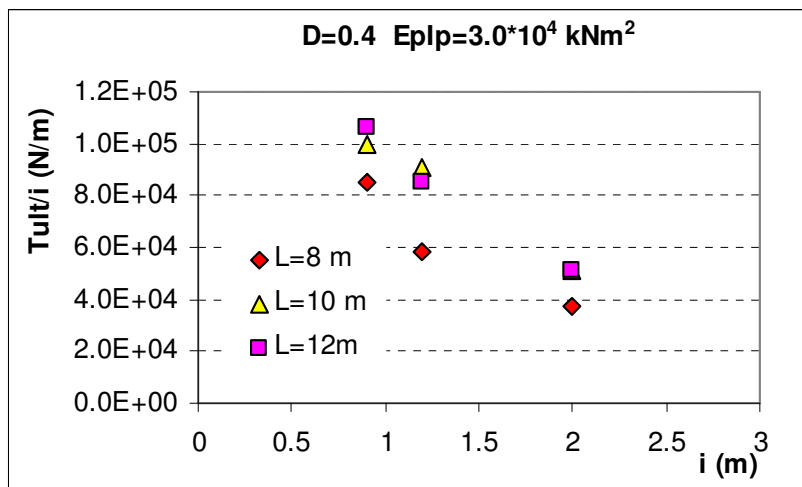


Figura 25– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare dell'interasse per diverse lunghezze del palo

Dalla figura emerge che rispetto all’analisi di riferimento (L=10 m), aumentare la lunghezza del palo di altri 2 m non altera i carichi che la coltre esercita sul palo, e di conseguenza il contributo di resistenza resta invariato, a conferma di quanto prima osservato rispetto ai meccanismi di interazione.

Nel caso in cui invece il tratto di palo immerso nella formazione stabile sia ridotto di 2 m (L=8 m), l’interazione palo-terreno si modifica in maniera evidente, a conferma del fatto che, come detto, ci si avvicina alla lunghezza critica per la quale il terreno nella formazione di base si plasticizza lungo tutto il fusto del palo.

Nel caso invece delle analisi 2b, 2d e 2e (D=0.6 m), la variazione della lunghezza del palo non ha comportato sostanziali modifiche dei risultati in termini di contributo resistente offerto dalla fila al variare dell’interasse (fig. 26); evidentemente, per quanto detto in precedenza, in queste analisi la rigidità flessionale del palo (maggiore di quella delle analisi precedenti) è tale da richiedere lunghezze ancora inferiori di palo per modificare il meccanismo di interazione terreno-palo.

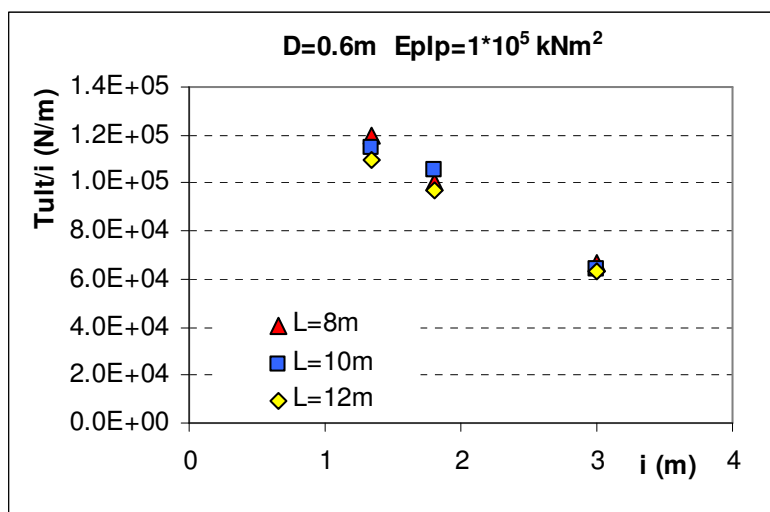


Figura 26– Contributo di resistenza fornito da ciascun palo al variare dell’interasse per diverse lunghezze del palo

A conferma di ciò si osserva che la variazione di diametro comporta una modifica della snellezza L/D significativa a parità di lunghezza del palo. In particolare, per $D=0.6$ m la snellezza massima ($L=12$ m, $L/D=20$) coincide con la minima snellezza analizzata per il caso di $D=0.4$ m.

Questo significa che l'influenza della lunghezza del palo andrebbe più correttamente considerata congiuntamente a quella del diametro.

4. VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DELL'INTERVENTO

4.1 *Definizione delle variabili di riferimento*

Nei paragrafi precedenti del presente capitolo si è analizzata l'influenza dei diversi fattori che governano il meccanismo di interazione sul taglio nel palo alla profondità della superficie di scorrimento (T_{max}). La scelta di eseguire questa prima analisi parametrica su tale caratteristica della sollecitazione discende dalla ovvia considerazione che il contributo resistente offerto dai pali si quantifica proprio attraverso tale valore del taglio, come d'altronde confermato da analoghe sperimentazioni numeriche effettuate in letteratura (Poulos, 1999). I confronti sono stati eseguiti preliminarmente rispetto alle variabili dimensionali.

La scelta di opportune variabili adimensionali indipendenti viene a valle di tale confronto, e si avvale sia dei risultati ottenuti, sia delle indicazioni di letteratura. Senza nessuna pretesa di completezza, e non prendendo in considerazione le variabili di resistenza al taglio dei terreni né la pendenza del pendio, in questa sede si è fatto riferimento alle variabili adimensionali che governano il fenomeno di interazione in modo predominante, le più immediate delle quali sono (vedi fig.1):

- i/D (3)
- E_p/E_c (4)
- L/h (5)

Evidentemente, questi primi parametri adimensionali non sono sufficienti a tenere in conto tutti gli aspetti dell'interazione. Basti pensare, ad esempio, che il diametro non esaurisce la sua influenza solo in rapporto all'interasse, con il quale esso governa in modo fondamentale lo sviluppo dell'effetto arco tra i pali. L'influenza del diametro, infatti, si manifesta anche attraverso l'inerzia I del palo, e la snellezza D/L dello stesso, che contribuiscono in modo determinante al manifestarsi di uno dei possibili meccanismi di interazione schematizzati nel paragrafo introduttivo. Una possibilità

di tenere in conto queste diverse influenze è indicata da Chen e Poulos (1997), che suggerisce di sostituire il parametro adimensionale (4) con il più completo:

- $k = E_p I / E_c L^4$ (6)

In questa sede, ci si limiterà all'uso delle variabili indipendenti i/D , E_p/E_c e k .

Per quanto riguarda la risposta del palo, lo sforzo di taglio T alla quota della superficie di scorrimento verrà adimensionalizzata rispetto alla resistenza al taglio disponibile, espressa in termini di forza T_{res} agente sulla striscia di superficie di scorrimento di dimensioni $i \cdot d$, per cui risulterà $T_{res} = \tau_{res} \cdot i \cdot D$. La variabile adimensionale che esprime la risposta del palo all'interazione diventa quindi:

- $T / (\tau_{res} \cdot i \cdot D)$ (7)

4.2 Definizione dell'efficienza

Le variabili definite nel paragrafo precedente consentono di rappresentare in modo sufficientemente sintetico i risultati di un'analisi parametrica.

Come ampiamente commentato nel Capitolo II, i pali assolvono innanzitutto alla funzione di aumentare il valore delle forze resistenti al fine di incrementare il valore del coefficiente di sicurezza del pendio. Tali forze resistenti modificano il campo di spostamenti della colata: è quindi importante valutare l'efficacia che ha un determinato intervento anche in termini di effetti sugli spostamenti complessivi della colata. E' evidente che esista uno stretto legame tra i due aspetti.

Per valutare gli effetti in termini di spostamento, sono stati confrontati i risultati di analisi eseguite con e senza pali (fig. 27). Il confronto è effettuato sulla base della risposta del modello adottato nelle analisi e del codice di calcolo utilizzato. Si fa subito presente che il tempo t riportato in ascissa del diagramma non è un tempo reale ma è un tempo di calcolo del codice di calcolo Flac e che corrisponde al

numero di passi di calcolo (*step*) trascorsi a partire dall'innalzamento ipotizzato della falda.

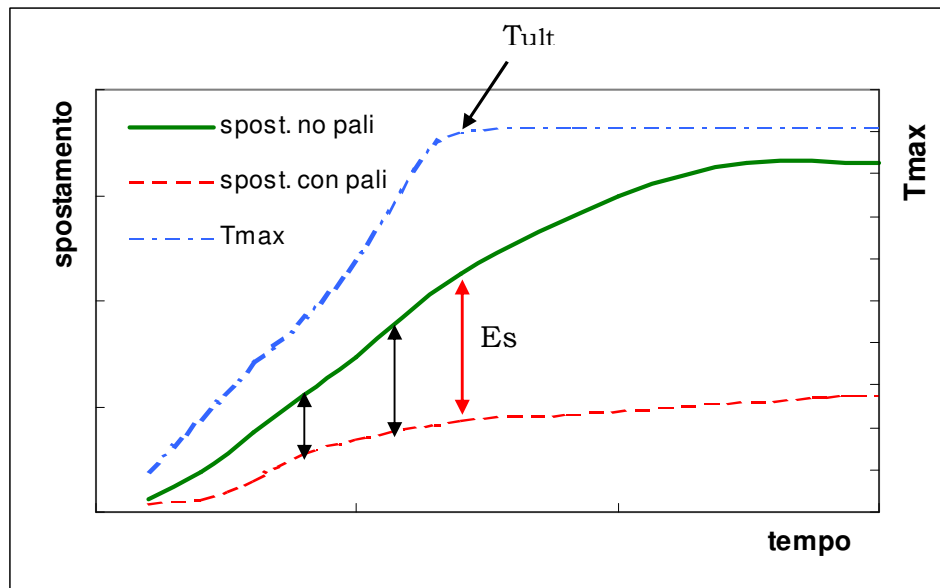


Figura 27– Definizione di efficienza in termini di spostamento (in riferimento ad una generica sezione a monte della fila di pali)

Nella figura 27, per una generica verticale posta a monte della fila di pali (all'interno della zona di influenza di quest'ultima) sono riportate due diverse distribuzioni di spostamento al piano campagna in funzione del tempo: una relativa al caso di pendio senza pali e l'altra ad uno dei possibili casi con pali. Evidentemente, l'effetto benefico della palificata risiede nel fatto che, al generico istante t , lo spostamento in presenza di pali sarà minore; in entrambi i casi naturalmente lo spostamento aumenta al trascorrere del tempo, ferme restando le cause instabilizzanti (riduzione della resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento). Per entrambi i casi, gli spostamenti cresceranno con gradienti inizialmente crescenti e poi decrescenti, fino al raggiungimento della condizione ultima di equilibrio garantita, nel caso del pendio privo di pali dalla sola presenza di una piccola zona di accumulo a valle. Nel caso del pendio in presenza di pali questa condizione si può attingere o

grazie all'effetto stabilizzante dei pali o, anche in questo caso (nel caso si manifesti o la rottura del palo o il rifluimento del terreno) per la presenza della zona di accumulo.

Prima del raggiungimento di questa condizione di equilibrio, le due curve (con e senza pali) si discosteranno gradualmente, e contemporaneamente il carico sul palo – e quindi il taglio Tmax in corrispondenza della superficie di scorrimento - continuerà a crescere fino ad un valore ultimo. Al generico istante t, l'effetto del palo potrà essere individuato attraverso un'efficienza in termini di spostamento $E(t)_s$, per la verticale di riferimento considerata, attraverso la:

$$E(t)_s = \frac{s_{sp} - s_{cp}}{s_{sp}} \quad (8)$$

Dove il pedice sp (senza pali) indica lo spostamento s in assenza di pali, mentre quello cp (con pali) in loro presenza. L'efficienza così definita varia tra un valore $E(t)_s=0$ per $s_{sp}=s_{cp}$ (effetto nullo dei pali) ed un valore $E(t)_s=1$ per $s_{cp}=0$ (effetto massimo dei pali). E' appena il caso di osservare che in ogni istante il valore dell'efficienza in termini di spostamenti varierà a seconda della verticale presa a riferimento, con valori decrescenti mano a mano che la verticale si sposta verso monte allontanandosi dai pali.

Al crescere del carico T sul palo, il suo effetto benefico si risente con un valore di $E(t)_s$ crescente. Dopo il raggiungimento di Tult, gli spostamenti della colata a monte della fila possono arrestarsi o continuare ad aumentare a causa del possibile rifluimento del terreno fino a quando non si risente della presenza della zona di accumulo.

Si è quindi definita l'efficienza dell'intervento in termini di spostamento (E_s) come il valore di $E(t)_s$ che si attinge in corrispondenza delle condizioni ultime (cioè quando si attinge Tult - fig. 27).

Attraverso l'impiego combinato di Es ed Tult è possibile quindi tenere in conto in modo completo e sintetico gli effetti che i pali hanno sulla frana per la generica verticale di riferimento. In questo modo infatti si ha una visione completa dell'esito dell'intervento di stabilizzazione in analisi, in termini sia di spostamento sia di sollecitazioni sul palo.

E' il caso di ribadire che l'efficienza così definita dipende fortemente dalla posizione della verticale di riferimento considerata. Ebbene, ciò non sembra tanto un limite della definizione fornita quanto una dimostrazione della complessità del fenomeno in esame. Per una generica verifica degli effetti di un intervento, si potrà prendere una verticale immediatamente a monte dei pali. Alternativamente, si potranno calcolare le efficienze lungo diverse verticali a monte dell'intervento (con valori decrescenti all'aumentare della distanza dai pali) per valutare l'estensione della zona di influenza dell'intervento. In tale modo, in dipendenza dello scopo dell'intervento di stabilizzazione, si potranno operare diverse scelte progettuali, quali ad esempio la modifica dello schema della palificata oppure l'inserimento di più file, la cui distanza lungo il pendio potrà essere opportunamente scelta proprio in virtù del valore di efficienza che si vuole ottenere.

4.3 Influenza del rapporto i/D

I risultati delle analisi elencate in tabella 1 sono stati quindi analizzati anche in termini di efficienza Es. In particolare, si è assunta come verticale di riferimento (in cui valutare la riduzione degli spostamenti rispetto al caso in assenza di pali) quella posta 5 m a monte della fila di pali. Di conseguenza, in tutti i diagrammi riportati nel seguito l'efficienza dell'intervento di stabilizzazione sarà quantificata in riferimento a questa sezione.

In figura 28, 29 sono rappresentati i risultati delle analisi utilizzando le variabili adimensionali introdotte nel paragrafo precedente. Il contributo di resistenza fornito dalla fila, come già evidenziato nella figura 4, diminuisce all'aumentare del rapporto i/D indipendentemente dal diametro utilizzato.

In particolare, attraverso l'ausilio di queste variabili, si osserva che per interassi maggiori di circa 3 volte il diametro, le differenze fra le analisi con differenti diametri tendono ad attenuarsi notevolmente. Per rapporti di i/D pari a 5, tutti i risultati convergono ad un unico valore.

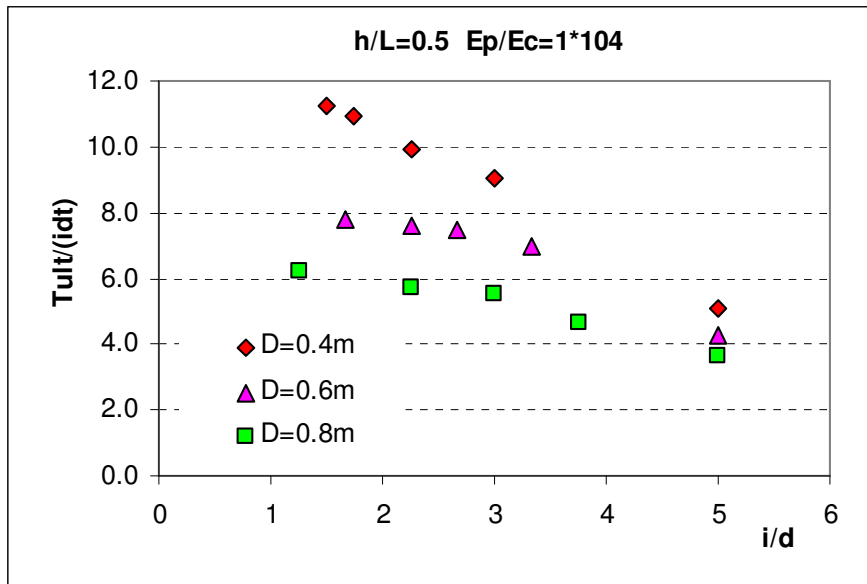


Figura 28 – Contributo di resistenza adimensionale fornito dalla fila in funzione del rapporto tra interasse e diametro

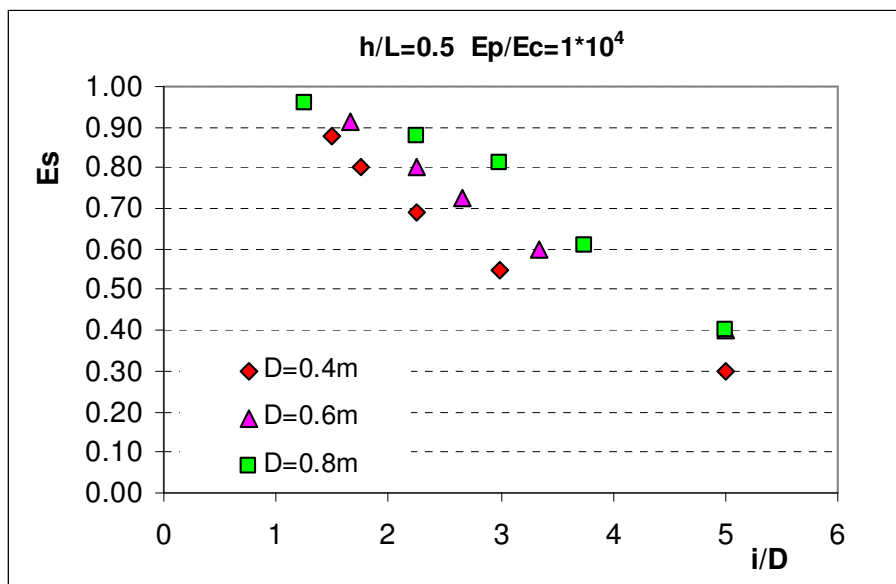


Figura 29 – Efficienza in termini di spostamento in funzione del rapporto tra interasse e diametro

Per quanto riguarda l'efficienza in termini di spostamento, dalla figura 29 emerge che E_s diminuisce all'aumentare del rapporto tra interasse e diametro; a parità di i/D invece, si osserva che pali di diametro maggiore risultano, come prevedibile, più efficienti.

4.4 Influenza della rigidezza relativa palo-terreno

Il rapporto tra la rigidezza dell'elemento strutturale e la rigidezza della coltre in frana influenza il meccanismo di interazione palo-terreno e quindi anche il valore del contributo stabilizzante fornito dalla fila. Nel diagramma adimensionale di fig. 30 si conferma quanto osservato in precedenza (par. 3.2), e cioè che la variazione di rigidezza relativa è meno influente di quella del parametro geometrico i/D .

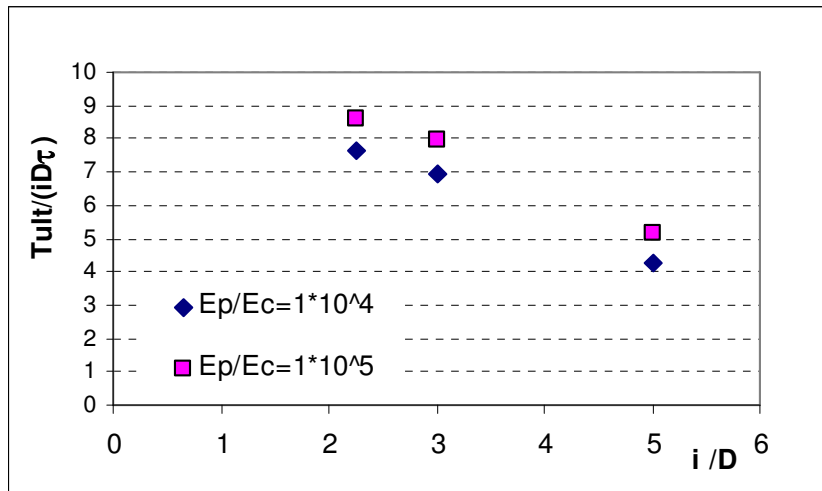


Figura 30 – Contributo di resistenza adimensionale fornito dalla fila in funzione del rapporto tra interasse e diametro

Nelle fig. 31 è riportato l'effetto delle variazioni di E_p/E_c in termini di efficienze E_s . Come anticipato nel paragrafo 3.2, si osserva che al modesto effetto in termini tensionali si aggiunge una modifica sostanziale del campo di spostamenti con incrementi di efficienza fino al 70%.

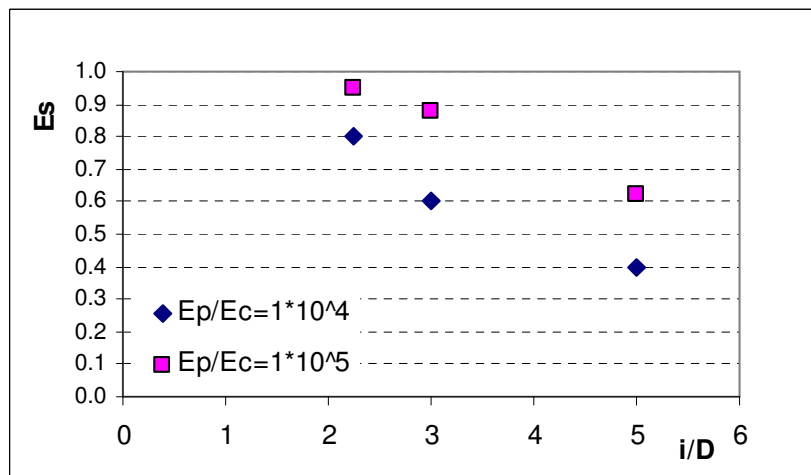


Figura 31 – Efficienza in termini di spostamento in funzione del rapporto tra interasse e diametro

4.5 Effetto combinato delle variabili coinvolte

Nei paragrafi precedenti sono state analizzati separatamente i diversi fattori adimensionali influenti sul problema. Sarebbe di grande utilità una rappresentazione dei risultati ottenuti in diagrammi che compendino tali variabili in modo sintetico. Ciò anche perché, come visto in precedenza, non è possibile ad esempio distinguere l'effetto della lunghezza del palo da quello delle altre variabili geometriche coinvolte (D , h) e da quelle meccaniche dei materiali coinvolto. A tal fine, fermo restando il fatto che le analisi sono state svolte per un pendio con pendenza e spessore della coltre in frana costanti, sembra conveniente fare ricorso al parametro k suggerito da Chen e Poulos (1997) e citato in precedenza:

$$k = \frac{E_p I_p}{E_c L^4} = \alpha \frac{E_p}{E_c} \left(\frac{D}{L} \right)^4 \quad (9)$$

Esso permette infatti di legare la lunghezza del palo ad E_c , D e E_p . Si osserva che tale parametro, per motivi di adimensionalizzazione, ipotizza un'influenza del rapporto L/D molto maggiore di quello di E_p/E_c . Bisogna però osservare che la (10), pur permettendo una rappresentazione sintetica dei risultati, non tiene in conto l'influenza del rapporto L/h . Siccome è stato osservato in precedenza che tale rapporto determina diversi tipi di comportamento del palo, l'uso della (10) è corretto a patto di confrontare in ogni abaco risultati omogenei da questo punto di vista. Più precisamente, andrebbero a rigore tracciati tanti abachi per diversi valori di L/h . Siccome in questo caso non si è variato lo spessore della coltre h , si è fatto riferimento per semplicità ad un unico valore di $L/h=2$.

In figura 32 e 33 sono quindi rappresentati i risultati in termini di contributo di resistenza adimensionale e di efficienza dell'intervento E_s al variare di i/D , per differenti valori di k . Si osserva che a parità di i/D , E_s cresce al crescere di k .

Tale risultato, in accordo con le singole osservazioni riportate in precedenza, permette di compendiare in modo sintetico l'influenza di tre possibile cause: aumento della rigidezza relativa palo-coltre (E_p/E_c), aumento della rigidezza flessionale del palo ($E_p I_p$), diminuzione della snellezza del palo L/D .

E' interessante osservare che per $i/D > 3$ i risultati tendono a convergere. Per $i/D=5$, essi sono praticamente coincidenti. Anche se le analisi sono state svolte con un programma bidimensionale, che come detto è in grado di rappresentare solo file infinite di pali, questo risultato è congruente con il fatto che, all'aumentare di i/D , l'interazione tra i pali tende a ridursi ed il loro comportamento si avvicina a quello del palo isolato.

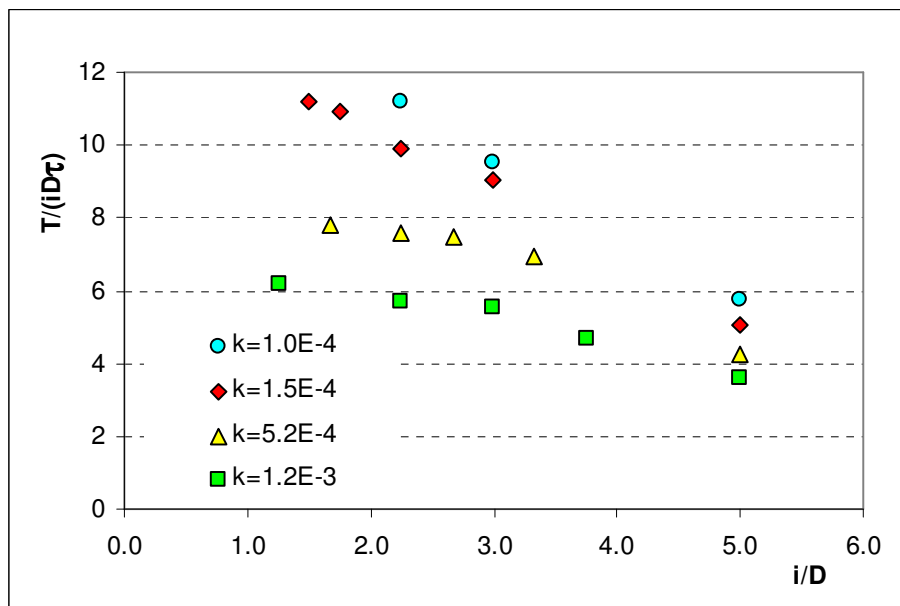


Figura 32 – Contributo di resistenza adimensionale in funzione del rapporto tra interasse e diametro per diversi valori di k

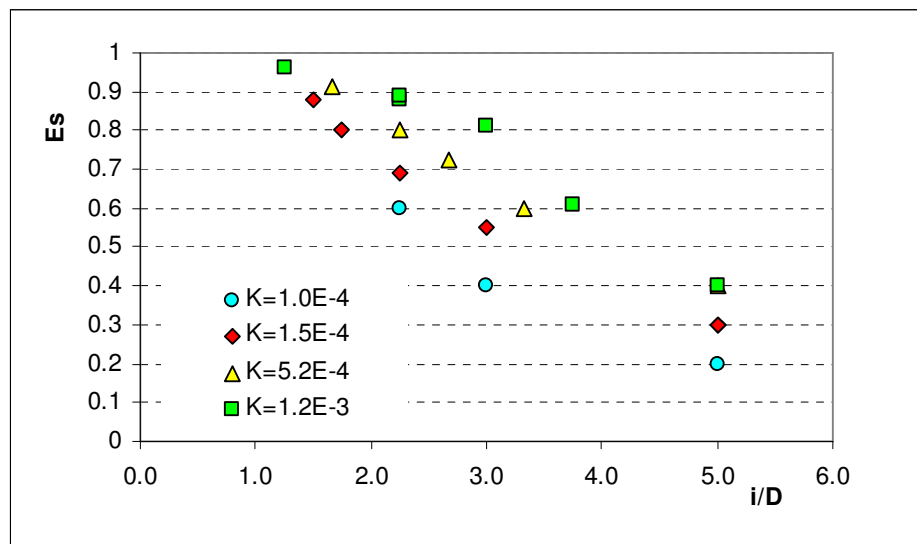


Figura 33 – Efficienza in termini di spostamento in funzione del rapporto tra interasse e diametro per diversi valori di k

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In questo Capitolo sono state svolte analisi parametriche con lo scopo di estendere i risultati ottenuti in precedenza (Capitolo IV) simulando il caso reale del campo sperimentale. Lo studio parametrico è stato svolto prima con alcune analisi 3D e successivamente con un numero molto maggiore di analisi 2D. E' stato già osservato che la lunghezza dei tempi di calcolo delle analisi tridimensionali ha reso impossibile l'esecuzione di una più ampia indagini parametrica, ma che comunque l'uso delle analisi 2D si riflette in genere in una stima cautelativa sia degli spostamenti del terreno sia delle sollecitazioni sui pali.

Attraverso il modello tridimensionale è stato possibile mettere in luce in che modo la disposizione dei pali (fila infinita, gruppo di palo e palo singolo) può determinare un diverso comportamento della colata, che interagisce completamente con i pali solo nel caso di fila infinita (fila che occupa interamente la larghezza del canale). Questa differenza di comportamento si riflette in diverse estensioni della zona di influenza dei pali a monte degli stessi; si è infatti osservato che tale estensione si riduce

drasticamente al diminuire del numero di pali. Analisi di questo tipo possono dare utili informazioni nel caso in cui l' intervento di stabilizzazione abbia l'obiettivo di bloccare (o anche rallentare) solo una parte di una colata senza necessariamente stabilizzare l'intero corpo in frana. In tal caso la determinazione dell'area di influenza di un determinato intervento risulta di primaria importanza. Appare evidente che questo tipo di informazione si può ottenere solo attraverso una analisi tridimensionale che può riprodurre effettivamente il caso di un gruppo di pali che non occupa interamente il canale della colata.

Il modello bidimensionale, che è in grado di riprodurre solo il caso di una fila di infiniti pali, è stato utilizzato per estendere lo studio parametrico. Obiettivo principale di tale studio è stato quello di approfondire il ruolo che alcuni fattori (diametro e lunghezza dei pali, interasse, rigidezza dei pali e dei terreni) rivestono nei meccanismi di interazione fra la coltre in frana ed una fila di infiniti pali. Le analisi svolte non hanno ricoperto interamente i campi di variabilità dei fattori indagati, ma hanno comunque fornito un insieme sufficientemente esaustivo di risultati. Con l'introduzione di un parametro di efficienza (E_s), è stato possibile inoltre quantificare l'effetto dei pali in termini di modifiche dello spostamento della colata a monte dei pali stessi. L'uso di questo parametro ha anche consentito di evidenziare con più chiarezza il diverso meccanismo di interazione dei pali al variare delle variabile coinvolte.

CAPITOLO VI – CONCLUSIONI E SVILUPPI DELLA RICERCA

L'attività di ricerca svolta nel corso dei tre anni del Dottorato è stata finalizzata all'approfondimento di una particolare tecnica di stabilizzazione dei versanti in precarie condizioni di equilibrio, che consiste nel disporre una o più file di pali che attraversano la coltre in frana e si attestano nella formazione stabile. L'aspetto delicato della progettazione di un intervento di questo tipo è senza dubbio l'analisi delle pressioni di interazione che la coltre in movimento esercita sugli elementi strutturali, così come testimoniato dal fatto che su di essa si è concentrata la letteratura prodotta al riguardo.

Il meccanismo di interazione fra la coltre in movimento ed i pali dipende ovviamente dalle proprietà dei materiali (terreno e palo) e dai rapporti geometrici tra dimensione dell'ostacolo, interasse fra i pali e spessore della massa in movimento. E' evidente quindi che a causa della complessità del fenomeno non è possibile tenere in conto tutti gli aspetti che regolano il meccanismo di interazione palo-terreno; ben si comprende quindi la necessità, evidenziata anche dagli autori che hanno affrontato tale studio, di introdurre delle ipotesi semplificative. Uno degli aspetti trascurati dalle trattazioni presenti in letteratura è ad esempio la reale natura tridimensionale del problema, di cui solo pochi autori tengono conto in modo semplificato.

Data quindi la complessità del fenomeno, per giungere ad una sua più approfondita comprensione risultano di grande utilità le osservazioni condotte su modelli in scala ridotta e, in particolar modo, le sperimentazioni in vera grandezza (Capitolo II). Queste ultime infatti permettono una osservazione diretta del meccanismo di interazione palo-terreno senza introdurre come ulteriore variabile il fattore scala.

Per tale motivo la ricerca oggetto del presente lavoro è iniziata con la realizzazione di un campo prova in vera grandezza situato in una colata in argilla in provincia di Potenza. Come detto nel Capitolo III, la scelta di questo sito (colata di Frana Marino – località di Brindisi di Montagna) è stata dettata dall'esigenza di realizzare il campo prova in una colata le cui caratteristiche fisiche, meccaniche e cinematiche fossero già ampiamente note. Il campo sperimentale è stato realizzato con l'obiettivo di osservare il comportamento di una fila di cinque pali tubolari di acciaio e di un palo isolato immersi in una colata in frana che subisce spostamenti annuali variabili dalla decina dei centimetri al metro. La strumentazione installata nel palo centrale della fila ed nel palo singolo è stata scelta con l'obiettivo di monitorare il comportamento dei pali dai bassi livelli di deformazione fino alla rottura.

Il monitoraggio del campo sperimentale è stato effettuato con continuità e regolarità al fine di permettere in seguito una chiara interpretazione delle misure sperimentali; ciò ha richiesto quindi un grande dispendio di energie durante la ricerca sia per la lontananza del sito sia per le numerose problematiche emerse durante il monitoraggio in sito.

La sperimentazione in vera grandezza ha rivestito un ruolo fondamentale nella ricerca: i dati sperimentali raccolti nei tre anni di monitoraggio rappresentano innanzitutto un contributo originale sull'argomento, utile soprattutto per la scarsità di informazioni analoghe disponibili in letteratura. L'elaborazione dei dati sperimentali ha consentito di verificare l'influenza della fila sul campo degli spostamenti della colata e di quantificare le sollecitazioni agenti sui pali fino alla rottura di quest'ultimi. Confrontando i carichi agenti sui pali ottenuti sperimentalmente con quelli ricavati dalle trattazioni teoriche *a rottura* (Capitolo II), è stato possibile quantificare inoltre la sovrastima che si compie utilizzando un approccio di tipo rigido-perfettamente plastico. Vale la pena osservare che tale sovrastima è cautelativa per il dimensionamento strutturale del palo, ma certamente a svantaggio di sicurezza nel calcolo del contributo stabilizzante fornito dalla fila alla colata in frana.

Come ampiamente descritto nel Capitolo III, le problematiche emerse durante la realizzazione e la gestione del campo prova sono servite anche a mettere in luce una serie di aspetti importanti ai fini del successo del monitoraggio in sito. Innanzitutto, la fase di installazione della strumentazione è certamente delicata e critica perché, se male effettuata, può inficiare l'affidabilità delle misure sperimentali (come accaduto per alcuni estensimetri a corda vibrante). Inoltre, alcuni limiti del sistema di monitoraggio si manifestano solo nel corso della sperimentazione: ad esempio, in questo caso la strumentazione installata nel terreno (inclinometri e picchetti topografici) non è stata sufficiente per individuare l'estensione dell'area di influenza della fila e l'eventuale fenomeno di rifluimento del terreno fra i pali.

L'esperienza accumulata è stata comunque fondamentale nelle fase successiva di ampliamento del campo prova; durante il secondo anno di ricerca infatti è stato realizzato un nuovo palo isolato strumentato, sono stati installati quattro nuovi inclinometri nel terreno e si è proceduto a riempire i pali della fila (arrivati oramai a rottura) con calcestruzzo. I nuovi inclinometri permetteranno in futuro di monitorare con maggiore dettaglio il campo di spostamenti della colata nell'intorno dei pali e di individuare il volume di terreno effettivamente rallentato dalla fila.

La colata nell'ultimo anno di ricerca non ha subito alcuna fase di riattivazione e non ha permesso quindi di approfondire la sperimentazione; nel prossimo futuro si spera di ricavare nuove informazioni inerenti il meccanismo di interazione sia fra palo e terreno sia fra i pali che costituiscono la fila. La sperimentazione in vera grandezza è quindi ancora in atto.

I dati sperimentali raccolti durante il monitoraggio del campo prova hanno permesso inoltre di tarare un modello numerico tridimensionale realizzato con il codice di calcolo FLAC. L'obiettivo della modellazione numerica è stato quello di riuscire a riprodurre le evidenze sperimentali e di estendere poi l'analisi a condizioni geometriche e meccaniche differenti da quelle del campo prova.

La corretta modellazione numerica tridimensionale dei fenomeni osservati in sito ha richiesto un elevato numero di analisi di primo tentativo per approfondire le variabili

da calibrare correttamente nella simulazione numerica (proprietà delle interfaccia, dimensione del modello, condizioni al contorno). Il modello realizzato, pur con le dovute semplificazioni (inerenti alla morfologia del pendio, al modello costitutivo utilizzato per rappresentare il comportamento dei terreni, al meccanismo di attivazione della colata), è stato in grado di fornire risultati in ottimo accordo con le evidenze sperimentali sia per quanto attiene al campo di deformazioni lungo il pendio sia in termini di sollecitazioni agenti sui pali. Dalle analisi svolte è stato possibile osservare chiaramente la formazione dell'effetto arco fra i pali e valutare l'effettiva area di influenza della fila. I risultati numerici hanno quindi consentito di completare il quadro delle informazioni emerse dal monitoraggio del campo prova e di approfondire alcuni aspetti non emersi chiaramente dalla sperimentazione in sito. I lunghi tempi di calcolo necessari per lo svolgimento delle analisi numeriche 3D hanno messo in luce l'esigenza di verificare anche la possibilità di riprodurre lo stesso modello con la versione bidimensionale del codice Flac. Tale versione infatti permette, attraverso l'ausilio dell'elemento strutturale *pile* di rappresentare, in maniera evidentemente semplificata, una fila indefinita di pali equidistanziati. Dal confronto dei risultati ottenuti dal modello 3D e da quello 2D è emerso che il modello bidimensionale, se tarato sui risultati di un più completo modello tridimensionale, riesce a rappresentare in maniera più che soddisfacente il fenomeno in studio.

Per tale motivo, nella parte finale della tesi si è svolta un'analisi parametrica più ampia utilizzando il modello 2D. Per quanto appena detto, lo scopo principale di questa analisi è stato quello di verificare l'influenza reciproca di alcuni parametri geometrici e meccanici e non di fornire abachi di progetto.

Dallo studio parametrico è emerso con chiarezza che l'analisi delle sole pressioni di interazione non fornisce informazioni sufficienti per definire completamente l'efficacia di un intervento. Si ricorda infatti che molto spesso questo tipo di interventi ha lo scopo di ridurre e non eliminare gli spostamenti; pertanto, non è possibile valutare l'efficacia dell'intervento senza tenere conto anche della modifica del campo di spostamenti. Per tale motivo, nella parte finale della tesi si è tentato di

affiancare all'analisi delle sollecitazioni agenti sui pali della fila una quantificazione il più oggettiva possibile degli effetti in termini di spostamenti. I risultati ottenuti hanno permesso di evidenziare tipologie di comportamento diverse, e di fornire indicazioni sull'influenza relativa di alcuni dei parametri più influenti.

Al fine di compendiare tali risultati per l'elaborazione di semplici abachi di progetto, sarà necessario estendere in futuro in modo più completo le analisi parametriche anche alle variabili non considerate nella presente tesi (ad esempio, lo spessore della colata e la pendenza del pendio). Il ruolo che in questa fase si potrà assegnare alle più laboriose analisi tridimensionali sarà quello di verifica dei risultati ottenuti in modo più rapido con il modello bidimensionale.

I risultati ottenuti nel corso del presente lavoro potranno certamente tornare utili anche per una revisione critica più approfondita delle trattazioni teoriche disponibili sull'interazione palo-terreno. In tal senso, si potranno colmare alcune delle lacune esistenti in letteratura.

A tutta questa attività numerica ed analitica non può non associarsi una continua ricerca di nuovi dati sperimentali, sia nel sito già investigato sia in nuovi siti, per la intrinseca necessità del settore di confrontarsi con i problemi della realtà fisica.

BIBLIOGRAFIA

- H.G. POULOS (1973)
Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 391-405 – May 1973
- F. ESU, B. D'ELIA (1974)
Interazione Terreno-Struttura in un palo sollecitato da una frana di tipo "colata". Rivista Italiana di Geotecnica – 1974
- T. ITO, T. MATSUI (1975)
Methods to Estimate Lateral Force acting on Stabilizing Piles. Soils and Foundations, Vol. 15, N° 4 - Dec. 1975
- G. BAGUELIN, R. FRANK, Y. GUEGAN (1976)
Calcul sur ordinateur des Pieux sollicitée horizontalement ou subissant des Poussées Parasites. Bulletin Liaison Laboratoire des Pontes et Chaussée, N°84 – Juil.-aout. 1976
- G. BIGOT, F. BOURGES, R. FRANK, Y. GUEGAN (1977)
Action du Déplacement Latéral du Sol sur un Pieu. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session No. 10, Tokyo 1977
- T. ITO, T. MATSUI (1977)
The Effects of Piles in a Row on the Slope Stability. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session No. 10, Tokyo – 1977
- E. DE BEER, R. CARPENTIER (1977)
Discussion on the contribution: "Methods to Estimate Lateral Force acting on Stabilizing Piles" by Prof. Ito and Prof. T. Matsui. Soils and Foundations, Vol. 16, N°1 - March 1977
- M.BEOMONTE, R. CAVALLO (1977)
Measuring the Landslide Pressures on a Pier Foundation. Proceedings of the International Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri (Italy) - 1977

- A. MUSSO (1977).
Lateral Forces on Piles in a Sloping Ground. Proceedings of the International Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri (Italy)- 1977
- H. SOMMER (1977)
Creeping Slope in a Stiff Clay. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session No. 10, Tokyo - 1977
- E. DE BEER (1977)
Piles Subjected to Static Lateral Loads. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session No. 10, Tokyo – 1977
- H. SOMMER (1979)
Stabilisation of a creeping slope in clay with stiff elements. VII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol.3, 269-274 – 1979
- R. FRANK, M. KUTNIAK (1981)
Etude de pieux soumis à des poussées latérales par la méthode du module de réaction. Rapport de recherche LPC N° 107 - 1981
- C. VIGGIANI (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 – 1981
- G. BIGOT, F. BOUEGES, R. FRANK (1982)
E'tude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol. Revue Francaise de Geotechnique, n° 18 - Fevrier 1982
- T. ITO, T. MATSUI, W.P. HONG (1982)
Extended Design Method for Multi-Row Stabilizing Piles against Landslide. Soils and Foundations, Vol. 22, N°1 - Mar. 1982
- T. ITO, T. MATSUI, W.P. HONG (1982)
Earth Pressures on Piles in a Row due to Lateral Soil Movements. Soils and Foundations, Vol. 22, N°2 - June 1982

- H. WINTER, W. SCHWARZ, G. GUDEHUS (1983)
Stabilization of Clay Slopes by Piles. Proceedings of VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki – 1983
- B. BROMS (1983)
Discussion on Earth Pressures on Piles in a Row due to Lateral Soil Movements. Soils and Foundations, Vol. 23, N°3 – Sept. 1983
- A. MUSSO (1984)
Spinte sui pali immersi in un terreno sede di creep stazionario. Giornale del Genio Civile - 1984
- P. POUGET, G. CARTIER, G. PILOT (1985).
Comportement de remblais construits sur un versant instable. XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2345-2348 - 1985
- G. CARTIER (1986)
La Stabilisation des Pentes Instables par Clouage. Bulletin Liaison Laboratoire des Pontes et Chaussée, N°141 - Janv. Fèvr 1986
- J.P. MAGNAN, I. LEPIDAS, R. FRANK (1987)
Soil-Pile interaction next to embankments on compressible soils: numerical analysis and design charts. International Conference on Interaction Soils-Structure, Paris – May 1987
- G. PRICE, I.F. WARDLE, R. FRANK, J.F. JEZEQUEL (1987)
Monitoring the below ground performance of laterally loaded piles. Ground Engineering practice – July 1987
- G. COVIELLO (1988)
Spinte su pali immersi in un terreno in frana.. Tesi di laurea non pubblicata – Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Università degli studi di Napoli
- P. CARRUBBA, M. MAUGERI, E. MOTTA (1989)
Esperienze in vera grandezza sul comportamento di pali per la stabilizzazione di un pendio. XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Taormina - Aprile 1989

- R. MERIGGI (1989)
Alcune osservazioni sul comportamento dei Pali soggetti a movimento laterale del suolo. XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Taormina – Aprile 1989
- C.Y. LEE, H.G. POULOS, T.S. HULL (1991)
Effect of Seafloor instability on Offshore Pile Foundations. Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, 729-736 – 1991
- M. F. RANDOLPH, S:M: SPRINGMAN (1992)
Analysis of Pile Response due to External Loads and Soil Movement. Research Report of the Department of Civil Environmental Engineering , University of Western Australia – March 1991
- M.V. NICOTERA(1993)
Tecniche di rinforzo dei terreni per la stabilizzazione dei pendii. Tesi di laurea non pubblicata, Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Università degli studi di Napoli Federico II
- N. KALTEZIOTIS, H. ZERVOGIANNIS, R. FRANK, G. SÈVE, J.C. BERCHE (1993) *Experimental study of Landslide Stabilization by Large Diameter Piles.* Proceedings of International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Vol.2, Atene, 1115-1124 – 1993
- R. FRANK, D. SHIELDS, L. DOMASCHUK (1994)
The effects of creep on laterally loaded piles. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India – 1994
- E. EVANGELISTA (1994)
Strutture di Sostegno di Pendii Instabili: analisi dei meccanismi di interazione col terreno e cenni sul proporzionamento Corso di aggiornamento sugli interventi di stabilizzazione dei pendii, Udine 1994
- H.G. POULOS (1995)
Design of Reinforcing Piles to increase Slope Stability. Canadian Geotechnical Journal, n° 32, 808-818 – 1995

- H. G. POULOS, L. T. CHEN, T. S. HULL (1995)
Model Test on Single Piles Subjected to Lateral Soil Movement. Soils and Foundations Vol. 35, No. 4, 85-92 - Dec. 1995
- C.Y. LEE, T.S. HULL, H.G. POULOS (1995)
Simplified Pile-Slope Stability Analysis. Computers and Geotechnics, Vol. 17, 1-16 - 1995
- F. CASTELLI, M. MAUGERI, E. MOTTA (1995)
Analisi non lineare dello spostamento di un palo soggetto a forze orizzontali.. Rivista Italiana di Geotecnica, Vol.4, 289-303 – Ottobre Dicembre 1995
- G. GUERRIERO (1995)
Modellazione sperimentale del comportamento meccanico di terreni in colata.. Tesi di dottorato non pubblicata, Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Università degli studi di Napoli – febbraio 1995
- G. SEVE, R. FRANK, H. ZERVOGIANNIS, J. C. BERCHE, P. PAPON (1996).
Etude Expérimentale de la Stabilisation d'un Glissement de Terrain par des Pieux de Gros Diamètre. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées –204- JUILLET-AOUT, 1996
- Y. K. CHOW (1996)
Analysis of Piles used for Slope Stabilitation. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 20 – 1996
- V. VARRA' (1997)
La stabilizzazione dei pendii con l'utilizzo di pali.. Tesi di laurea non pubblicata, Corso di Laurea in Ingegneria Civile- Indirizzo Geotecnica, Università degli studi della Calabria – febbraio 1995
- H. G. POULOS, L. T. CHEN, T. S. HULL (1997)
Model Test on Pile Groups Subjected to Lateral Soil Movement. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 1, 1-12 - Mar. 1997
- L. T. CHEN, H.G. POULOS, (1997)
Piles Subjected to Lateral Soil Movements. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 1, 1-12 - Mar. 1997

- S. HASSIOTIS, J.L. CHAMEAU, M. GUNARATNE (1997)
Design Method for Stabilization of Slopes with Piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - April 1997
- A.T.C. GOH, C.I. TEH, K.S. WONG (1997)
Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 792-801 - Sep. 1997
- C. RUSSO (1995)
Caratteri evolutivi dei movimenti traslativi e loro interpretazione meccanica attraverso l'analisi numerica.. Tesi di dottorato non pubblicata, Dipartimento di Ingegneria Geotecnica, Università degli studi di Napoli – febbraio 1997
- D. REMAUD, J. GARNIER, R. FRANK (1998)
Pieux sous charges latérales: étude de l'effet de groupe. V^{èmes} Journées Nationales, Génie Civil, Toulon - May 1998
- H. G. POULOS, (1998)
The Effects of ground movements on Pile Foundations. International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, 237-254 - October 1998
- G. URCIUOLI, (1998)
Pore Pressures in Unstable Slopes constituted by fissured Clay Shales. Proceedings of the II International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks, Naples (Italy) – October 1998
- H.G. POULOS (1999)
Design of Slope Stabilizing Piles. Slope Stability Engineering, Yagi, Yamagami & Jiang – 1999 Balkema, Rotterdam
- P. FORAY, E. FLAVIGNY, Y. GUERPILLON, L. BOUTONNIER, O. GAY (1999)
Modélisation physique et numérique de l'interaction d'un obstacle et d'un glissement d'épaisseur limitée. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barends et al. - 1999 Balkema, Rotterdam

- L. C. REESE, W. VAN IMPE (1999)
Piles Under Lateral Loading: Numerical methods for the solution of problem where single piles and groups of piles must sustain loading of a variety of types. Documento personale - 1999
- F. CAI, K. UGAI (2000)
Numerical analysis of the Stability of a Slope Reinforced with Piles. Soils and Foundations, Vol. 40, 73-84, - Feb. 2000
- O. Gay (2000)
Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art. Tesi di dottorato non pubblicata, Università di Grenoble, Labotatoire Sols, Solides, Structures - Feb. 2000
- D. VELOSO, L.G. DE MELLO, W. BILFINGER (2001)
Piles subjected to horizontal loads due to asymmetrical surcharges on the surface: a review of design methods. Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. II, Istanbul - August 2000
- C.T. ANAGNOSTOPOULOS, M.K. GEORGIADIS (2002)
Use of dowel piles to stabilize a landslide in Greece: Comparison of two analysis and design approaches. Proceedings of the 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Vol. II, Istanbul - September 2002
- S. ZENG, R. LIANG (2002)
Stability analysis of drilled shafts reinforced slope. Soils and Foundations, Vol. 42, 93-102, - Apr. 2002
- S. ZENG, R. LIANG (2002)
Numerical Study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. Soils and Foundations, Vol. 42, 83-92, - Apr. 2002