



## **Università degli Studi di Padova**

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

### **Scuola di Dottorato di Ricerca**

**in Scienze dell'Ingegneria Civile e Ambientale**

XXVII Ciclo

# **L'ANCORAGGIO FLOTTANTE SIRIVE® PER LA STABILIZZAZIONE DI MOVIMENTI FRANOSI**

**SIRIVE® FLOATING ANCHOR FOR LANDSLIDE STABILIZATION**

*Direttore della Scuola: Ch.mo Prof. Stefano Lanzoni*

*Supervisore: Ch.ma Prof.ssa Simonetta Cola*

*Controrelatore: Ch.mo Prof. Antonio Federico*

*Dottorando: Dott. Ing. Alberto Bisson*

*“Non pretendiamo che le cose cambino se continuiamo a farle nello stesso modo. La crisi può essere una vera benedizione per ogni persona e per ogni nazione, perché è proprio la crisi a portare progresso. La creatività nasce dall’angoscia, come il giorno nasce dalla notte oscura. È nella crisi che nascono l’inventiva, le scoperte e le grandi strategie.*

*Chi supera la crisi supera sé stesso senza essere superato. Chi attribuisce le proprie sconfitte e i propri errori alla crisi, violenta il proprio talento e mostra maggior interesse per i problemi piuttosto che per le soluzioni. La vera crisi è l’incompetenza.*

*Il più grande difetto delle persone e delle nazioni è la pigrizia nel trovare soluzioni. Senza crisi non ci sono sfide, senza sfide la vita è routine, una lenta agonia. Senza crisi non ci sono meriti. È nella crisi che il meglio di ognuno di noi affiora; senza crisi qualsiasi vento diventa una brezza leggera.*

*Parlare di crisi significa promuoverla; non parlarne significa esaltare il conformismo. Cerchiamo di lavorare sodo, invece. Smettiamola, una volta per tutte, l’unica crisi minacciosa è la tragedia di non voler lottare per superarla”.*

*Albert Einstein - Come io vedo il mondo*



# INDICE

<b>Indice.....</b>	<b>1</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>5</b>
<b>1 Introduzione.....</b>	<b>9</b>
<b>2 Rischio idrogeologico e tecniche di rinforzo .....</b>	<b>15</b>
2.1 Frane: definizioni e principali tipologie.....	15
2.2 Il rischio idrogeologico connesso alle frane in Italia e nella Provincia di Vicenza .....	30
2.3 Interventi di rinforzo: approcci tradizionali e innovativi.....	46
2.4 Comparazione tra interventi di rinforzo e analisi dei costi .....	51
<b>3 L'ancoraggio flottante Sirive®.....</b>	<b>55</b>
3.1 Idea dell'ancoraggio flottante e campi di applicazione .....	55
3.2 Ancoraggio autoperforante .....	60
3.3 Ancoraggio composito .....	63
3.4 Prove sperimentali di trazione su barre semplici e composite.....	66
3.5 La piastra di ancoraggio esterna.....	73
3.6 Interazione tra ancoraggi flottanti ravvicinati: le Cinture Flottanti Sirive®.....	74
<b>4 Sperimentazione su modello fisico delle piastre flottanti .....</b>	<b>77</b>
4.1 Descrizione del modello fisico.....	78
4.1.1 Geometria e struttura.....	78

4.1.2	Sabbia .....	85
4.1.3	Barre di ancoraggio ed estrattore .....	87
4.1.4	Piastre flottanti .....	88
4.1.5	Celle di carico e acquisizione dati .....	90
4.1.6	Fotocamera digitale .....	91
4.2	Modalità di prova .....	91
4.2.1	Modalità A: prove in posizione laterale .....	94
4.2.2	Modalità B: prove in posizione centrale .....	96
4.3	Software utilizzati .....	97
4.3.1	DLSR Remote Pro .....	97
4.3.2	GeoPIV .....	97
4.3.3	NI Labview .....	102
4.4	Risultati sperimentali .....	104
4.4.1	Modalità A: prove in posizione laterale .....	105
4.4.2	Modalità B: prove in posizione centrale .....	147
4.5	Capacità portante sperimentale delle piastre flottanti .....	154
4.5.1	Calcolo secondo la teoria di Teng (1962) .....	156
4.5.2	Calcolo secondo la teoria di Ovesen & Stromann (1972) .....	158
4.5.3	Calcolo secondo la teoria di Meyerhof (1973) .....	161
4.5.4	Calcolo secondo la teoria di Neely et al. (1973) .....	162
4.5.5	Calcolo secondo la teoria di Das (1975) .....	165
4.5.6	Confronto tra i risultati teorici e sperimentali .....	166
4.6	Stima sperimentale dei volumi di terreno mobilitati .....	169
<b>5</b>	<b>Analisi numerica del comportamento delle piastre flottanti .....</b>	<b>175</b>
5.1	Software utilizzato .....	175
5.2	Caratteristiche del modello numerico .....	176

---

5.3	Condizioni di carico .....	178
5.4	Analisi .....	180
5.5	Validazione del modello FEM .....	181
5.6	Stima numerica dei volumi di terreno mobilitati .....	184
5.7	Variazione delle tensioni di compressione sul fondo.....	191
<b>6</b>	<b>Schemi di calcolo per interventi con ancoraggi flottanti Sirive® .....</b>	<b>197</b>
6.1	Schema di calcolo A: approccio “statico” a breve termine.....	198
6.1.1	Resistenza a trazione della barra .....	200
6.1.2	Resistenza allo sfilamento.....	209
6.1.3	Capacità portante della piastra flottante a breve termine .....	211
6.1.4	Stabilità globale a breve termine.....	214
6.2	Schema di calcolo B: approccio “viscoso non lineare” .....	214
6.2.1	Stabilità globale a lungo termine .....	215
6.2.2	Capacità portante della piastra flottante a lungo termine.....	217
6.2.3	Creep Test .....	221
6.3	Osservazioni sull’effetto arco tra ancoraggi ravvicinati .....	222
6.4	Osservazioni generali.....	226
6.4.1	Sollecitazioni a flessione e taglio nei rinforzi .....	226
6.4.2	Impiego del metodo osservazionale .....	227
6.4.3	Impatto ambientale e rinverdimento del pendio .....	227
6.4.4	Durabilità e corrosione.....	228
<b>7</b>	<b>Casi studio e monitoraggio in sito .....</b>	<b>229</b>
7.1	Frana in località Gisbenti, Valli del Pasubio (VI).....	230
7.1.1	Geologia dell’area .....	231
7.1.2	Analisi FEM: back-analysis e verifica di stabilità .....	233

7.1.3	Esecuzione dell’intervento con cintura flottante .....	235
7.2	Frana in località Via Monte, Cornedo Vicentino (VI).....	238
7.2.1	Geologia dell’area.....	238
7.2.2	Verifiche di stabilità e opere eseguite.....	240
7.3	Frana in località Val Maso, Valli del Pasubio (VI) .....	245
7.3.1	Idrogeologia dell’area e cause d’innesco.....	246
7.3.2	Modello geologico .....	248
7.3.3	Intervento di stabilizzazione con ancoraggi flottanti.....	255
7.3.4	Monitoraggio post-intervento .....	260
7.4	Frana in località Cischele, Recoaro Terme (VI).....	266
7.4.1	Geologia dell’area e indagini eseguite.....	267
7.4.2	Intervento con ancoraggi flottanti.....	271
7.4.3	Sistema di monitoraggio .....	274
<b>8</b>	<b>Conclusioni .....</b>	<b>281</b>
	<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>287</b>
	<b>Bibliografia.....</b>	<b>289</b>

## ABSTRACT

Il territorio italiano è soggetto per sua conformazione ad una diffusa presenza di fenomeni franosi. La ricerca di soluzioni e tecnologie innovative ed economicamente vantaggiose per la stabilizzazione dei movimenti franosi si rivela quindi un problema di grande attualità scientifica. Il presente Dottorato di Ricerca si inserisce in questo contesto con l'obiettivo di studiare e sviluppare dal punto di vista teorico e applicativo una tecnica innovativa per la stabilizzazione di movimenti franosi, denominata “*ancoraggio flottante*”. La tecnica prevede l'installazione di ancoraggi passivi nel corpo di frana, cementati al terreno e con adeguata fondazione nel terreno stabile profondo, posizionati secondo una geometria discontinua senza un rivestimento continuo del versante, ma con la sola applicazione di una piastra (l'elemento flottante) di ridotte dimensioni collegata alla testa di ciascuna barra. I rinforzi assorbono per attrito parte degli sforzi tangenziali indotti dal movimento franoso, rallentandone il processo evolutivo fino al completo arresto. Si tratta di una tecnica modulare e flessibile in quanto il sistema si adatta alle deformazioni del versante senza perdere di funzionalità.

Il lavoro svolto nel corso del Dottorato di Ricerca ha consentito un'analisi delle varie componenti del sistema al fine di valutarne il comportamento geotecnico e strutturale. Un confronto iniziale con le tecniche di stabilizzazione di frane comunemente utilizzate evidenzia i principali vantaggi degli ancoraggi flottanti in termini di efficienza e di costo. Una parte importante della ricerca ha riguardato l'analisi sperimentale in modello fisico in scala 1g del comportamento delle piastre flottanti in funzione della loro geometria, e ha consentito di determinare un'equazione per il calcolo della capacità portante della piastra flottante con l'introduzione di specifici fattori di forma e di volume. Con analisi FEM è stato calibrato un modello numerico sulla base dei risultati sperimentali per poter meglio evidenziare l'influenza della piastra sullo stato tenso-deformativo del terreno. Si sono inoltre proposte delle specifiche linee guida per la progettazione degli interventi con ancoraggi flottanti secondo due schemi fisico-matematici: un approccio “statico” a breve termine e un approccio a lungo termine nell'ipotesi di comportamento viscoso non lineare del terreno. Completa la ricerca una parte applicativa, con lo sviluppo di una particolare

barra di ancoraggio potenziata (ancoraggio composito), e con la progettazione ed esecuzione di alcuni interventi con ancoraggi flottanti in quattro frane reali attivate in provincia di Vicenza in concomitanza con le piogge eccezionali che hanno colpito tutto il nord-est italiano e in particolare la regione Veneto nell’autunno 2010. Il monitoraggio degli interventi appare comprovare la validità e l’efficacia tecnica del metodo.

*Italy is a country susceptible to various and numerous natural disasters; landslide hazard is certainly one of the most important topics here, so the research for innovative and cost-effective solutions for landslide stabilization has great scientific and socio-economic relevance. This PhD fits the context by studying and developing a new technique for the stabilization of landslides, called “floating anchor”, both in theoretical and applied aspects. The technique involves the installation of passive nails in the landslide body, cemented along the entire profile with a sufficient foundation in the deep stable soil. The anchors fit the slope according to a discontinuous geometry without a continuous facing. Each anchor head connects only to a small concrete plate (the “floating” element), which may be bored in the soil. The reinforcements absorb by frictional contact a portion of the shear stress induced by the moving landslide, slowing down its evolution process until it completely stops. It is a modular and flexible technique; the system fits the soil deformations without losing effectiveness.*

*The PhD work analyses all the components of the system in order to assess the geotechnical and structural behaviour. A comparison with the techniques commonly used for landslide stabilization highlights the main advantages of the floating anchors, both in efficiency and cost terms. An important part of the research focuses on the experimental analysis in a 1g scale physical model of the behaviour of floating plates as a function of their shape. An equation for the calculation of the bearing capacity of the floating plate with the introduction of specific shape and volume factors has been determined. A FEM analysis provides a numerical model calibration based on the experimental results and highlights the influence of the plate on the soil stress-strain state. Specific guidelines for the design of floating anchors are proposed according to two physical-mathematical*

*configurations: one “static” short-term approach and one long-term approach, assuming a non-linear viscous behaviour of the soil. At last, some applications complete the research: the development of a particular enhanced anchor bar (the “composite anchor”), and the design and execution of some stabilization works with floating anchors in four real landslides activated in North-Eastern Italy in conjunction with the exceptional rainfall that affected the area in autumn 2010. The monitoring of the stabilized slopes proves the viability and technical efficiency of the method.*





# 1 INTRODUZIONE

Il territorio italiano è soggetto per la sua conformazione meteo-climatica, geologica e geomorfologica a una elevata pericolosità geologico-idraulica. Tra i numerosi dissesti naturali, certamente le alluvioni e i movimenti franosi sono tra i più diffusi e rilevanti. In particolare sono state censite in Italia quasi 500 mila frane individuate su una superficie complessiva di 21.182 km<sup>2</sup>, pari al 7% del territorio nazionale (ISPRA, 2014). Oltre a queste, ogni anno si creano nuove situazioni di allarme, con particolare intensificazione durante i periodi di piogge eccezionali: ad esempio, nei primi giorni del novembre 2010, nel settore prealpino della provincia di Vicenza si sono registrati oltre 500 allarmi per frane (Floris, et al., 2012). La ricerca di soluzioni innovative ed economicamente vantaggiose per la mitigazione del rischio in questo campo e la stabilizzazione dei movimenti franosi si rivela quindi un problema di grande attualità scientifica.

In questo ambito si inserisce il presente Dottorato di Ricerca, che mira allo studio e allo sviluppo di una tecnica innovativa di rinforzo denominata “*ancoraggio flottante*”, nata come compromesso tra la tecnica di scavo nota come Soil Nailing e gli ancoraggi profondi e finalizzata alla stabilizzazione di frane con cinematismi lenti. Si tratta di una tecnica che prevede l’installazione di ancoraggi passivi nel corpo di frana, cementati al terreno per l’intera lunghezza e con adeguato ammorsamento nel bedrock, posizionati secondo una geometria discontinua che si adatta alla morfologia del pendio. Esternamente non è previsto un rivestimento continuo del pendio, ma solo l’applicazione di una piastra (l’elemento “flottante”) collegata alla testa di ciascuna barra. Come i rinforzi del Soil Nailing, gli ancoraggi flottanti sono pensati per assorbire importanti sforzi orizzontali, diminuendo così le sollecitazioni che inducono il movimento franoso e rallentando il processo evolutivo della frana. Si tratta di un sistema “passivo”: le barre assorbono per attrito parte delle tensioni tangenziali indotte dal movimento franoso, trovando una condizione di equilibrio interna al versante.

Pur potendo utilizzare barre inserite in preforo, l’impiego di barre autoperforanti riduce i tempi di esecuzione e rende ancor più economica la tecnica degli ancoraggi

flottanti. A differenza del Soil Nailing però, le forze assiali che si sviluppano lungo le barre sono di entità considerevole. Questo è dovuto ai maggiori sforzi tangenziali mobilitati dal corpo frana in movimento rispetto a una parete di scavo, e alla notevole profondità di immersione delle barre, che devono avere un'adeguata fondazione nel terreno stabile al di sotto della superficie di scorrimento mobilitata dalla frana. Gli ancoraggi con barre autopercoranti sono una buona alternativa alle tradizionali tecniche di ancoraggio passivo in quanto a velocità di esecuzione e rapporto tra resistenza a rottura e costi di esecuzione. Per migliorarne le caratteristiche meccaniche e ampliare il loro campo di applicazione rendendole ottimali per gli ancoraggi flottanti, si è sviluppato un nuovo tipo di barre autopercoranti dette barre composite, che nascono dall'accoppiamento di una barra tradizionale e di uno o più trefoli di acciaio armonico.

All'interno del programma di Dottorato di Ricerca si sono previste attività di vario tipo tra loro complementari. Un primo settore di lavoro riguarda la modellazione matematica per la descrizione del comportamento meccanico delle barre composite, mettendo a confronto le previsioni del modello teorico con i risultati di una serie di prove sperimentali di trazione.

Una delle fasi più importanti della ricerca è rappresentata dalla ricerca sperimentale di laboratorio sul sistema flottante, con l'esecuzione di prove su modello fisico in scala 1g. Il modello è stato realizzato presso il Laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università di Padova. Si sono svolti alcuni test sperimentali con l'obiettivo di analizzare il comportamento degli elementi flottanti in funzione della loro geometria, valutando l'effetto che le piastre imprimono sul terreno circostante, la capacità portante e il meccanismo di rottura.

Parallelamente si sono eseguite alcune simulazioni mediante FEM 2D dei test di laboratorio, con l'obiettivo di validare su base sperimentale un modello agli elementi finiti da estendere a successive valutazioni, in particolare sulla variazione dello stato tenso-deformativo del terreno. Tramite il modello numerico è stato possibile eseguire inoltre un'analisi dei volumi di terreno mobilitati da piastre flottanti di varia geometria e della variazione dello stato tenso-deformativo generata dal movimento delle piastre flottanti.

Si è svolta poi un'attività di modellazione teorica con la messa a punto di due schemi di calcolo per il dimensionamento di interventi con ancoraggi flottanti. In particolare il primo schema prevede il rinforzo di un pendio basato sui principi di dimensionamento statico delle pareti in Soil Nailing. Il secondo schema invece considera un modello di interazione versante-rinforzo nell'ipotesi di comportamento viscoso del terreno, analogo a quelli sviluppati da Gudehus e Schwarz (1984) o da Puzrin e Schmid (2012) per pali o muri di sostegno su pendio. Lo schema mette in relazione la velocità di spostamento lungo la superficie di taglio con lo sforzo mobilitato sulla stessa, fornendo una valutazione quantitativa sull'entità della riduzione della velocità della frana in funzione del numero di ancoraggi flottanti inseriti nel pendio instabile.

Completa la ricerca una fase di lavoro su frane reali, con l'assistenza in fase di progettazione ed esecuzione di alcuni interventi realizzati con ancoraggi flottanti, in collaborazione con professionisti, Enti e imprese. In particolare la partnership con la Provincia di Vicenza ha consentito la sperimentazione della tecnica su alcuni pendii instabili del Vicentino (frane in località Val Maso e Gisbenti a Valli del Pasubio, frana a Cornedo Vicentino, frana in località Cischele a Recoaro Terme), nonché il monitoraggio in sito prima e dopo gli interventi di Val Maso e Cischele. Nella frana di Val Maso è stato realizzato nel periodo tra ottobre e dicembre 2012 un intervento di stabilizzazione con ancoraggi flottanti e barre composite lunghe circa 30 m. Alla fine dei lavori si è avviata una fase di monitoraggio del comportamento a lungo termine del versante così stabilizzato. Vengono monitorati gli spostamenti del versante e delle piastre flottanti tramite misurazioni topografiche periodiche, supportate da due rilievi laserscanner e due con fotogrammetria da drone. Due celle di carico applicate in corrispondenza della testata esterna di due ancoraggi flottanti consentono la registrazione periodica della forza di testa sviluppata sulle piastre. Nel periodo tra giugno e ottobre 2014 è stato realizzato un intervento con ancoraggi flottanti e barre composite lunghe circa 50 m su frana Cischele. Data la notevole profondità degli ancoraggi, si è progettato uno speciale sistema per la registrazione della forza assiale su due teste flottanti e su più punti distribuiti in profondità lungo le due rispettive barre, in modo da ricostruirne l'intero campo di sollecitazione. I dati tensionali sono incrociati con le registrazioni di inclinometri e piezometri disposti nel corpo di frana, in modo da valutare la correlazione tra variazioni di falda e velocità di avanzamento superficiale e profonda.

Questo lavoro si sviluppa in capitoli secondo lo schema seguente. Nel Capitolo 2, dopo un breve inquadramento generale sul rischio idrogeologico connesso alle frane in Italia, con particolare riguardo alla regione Veneto e all'emergenza verificatasi nel novembre 2010 in provincia di Vicenza, si propone una comparazione economica e di efficienza tra diverse tecniche tradizionali di rinforzo utilizzate nei pendii instabili, evidenziando i fattori che hanno guidato lo sviluppo dell'idea dell'ancoraggio flottante.

Nel Capitolo 3 si descrive la tecnica degli ancoraggi flottanti, se ne illustrano i campi di applicazione e i vantaggi rispetto ad altre metodologie di rinforzo in termini di funzionamento, installazione e costo. Si presentano inoltre le peculiarità e i vantaggi della tecnica autopercorante e delle barre composite, con una sintesi dei risultati di alcuni test di trazione eseguiti su barre composite nel corso del Dottorato di Ricerca. Vengono quindi descritte le caratteristiche delle piastre flottanti e l'impiego di ancoraggi flottanti a interasse ravvicinato, sfruttando l'effetto arco nelle cosiddette "cinture flottanti".

Nel Capitolo 4 si presenta il modello fisico in scala 1g realizzato per la sperimentazione in laboratorio sulle piastre flottanti. Vengono descritte le modalità di prova e i principali risultati ottenuti, con particolare attenzione al confronto in termini di capacità portante e di volume di terreno mobilitato in funzione della geometria della piastra.

Nel Capitolo 5 si esegue la validazione di un modello FEM 2D sulla base dei risultati sperimentali e si espongono alcune valutazioni sui volumi di terreno mobilitati dal movimento delle piastre flottanti e sulla variazione dello stato tenso-deformativo del terreno.

Nel Capitolo 6 si propongono due semplici schemi di calcolo per il dimensionamento di un intervento con ancoraggi flottanti, secondo due differenti approcci. Nel primo il dimensionamento si basa su un approccio "statico" a breve termine. Nel secondo si considera un modello viscoso per il terreno e si esegue una valutazione dell'efficacia a lungo termine dell'intervento nel caso di applicazione degli ancoraggi flottanti su frane a evoluzione lenta, anche qualora l'intervento non permetta una completa stabilizzazione ma solo un rallentamento delle stesse. Il secondo approccio sfrutta il criterio del metodo osservazionale previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008). Si propongono quindi delle linee guida per il calcolo della capacità portante

delle piastre flottanti, sulla base delle osservazioni raccolte dai test su modello fisico presentati nel capitolo precedente. Infine si suggeriscono degli indirizzi per la valutazione dell'effetto arco e dell'interasse ottimale secondo cui disporre gli ancoraggi flottanti per ottenere una completa interazione.

Nel Capitolo 7 vengono presentati quattro casi reali di stabilizzazione di versanti in frana eseguiti nell'area vicentina con ancoraggi flottanti. Per ogni sito si evidenziano le peculiarità geologiche e geotecniche dell'area in frana e le idee che hanno guidato la fase di progettazione ed esecuzione degli interventi. Per i siti di Val Maso (Valli del Pasubio, VI) e di Cischele (Recoaro Terme, VI) vengono inoltre presentati i sistemi di monitoraggio installati e i principali risultati ottenuti fino ad ora.

Il Capitolo 8 conclude il lavoro con la sintesi dei principali risultati ottenuti nel programma di Dottorato di Ricerca, evidenziando eventuali sviluppi futuri.

Per l'Ancoraggio Flottante Sirive® e l'Ancoraggio Composito Sirive® l'impresa Dalla Gassa s.r.l. con sede a Cornedo Vicentino (VI) ha depositato due domande di brevetto europeo. La prima è la domanda EP20110153454, registrata il 04/02/2011, per la quale il 01/05/2013 è stata rilasciata la notifica di intento di concessione (“*Announcement of intention to grant*”). La seconda è la domanda EP20130157515, registrata il 01/03/2013, per la quale il processo di opposizione è ancora in corso. Il programma di Dottorato di Ricerca di cui questo lavoro di tesi illustra i principali risultati, è stato finanziato dalla stessa impresa Dalla Gassa s.r.l. e ha fornito un importante contributo per la caratterizzazione teorica e sperimentale dei due sistemi.



## **2 RISCHIO IDROGEOLOGICO E TECNICHE DI RINFORZO**

### **2.1 Frane: definizioni e principali tipologie**

Il termine “frana” risulta a volte inadeguato a descrivere le tante differenti tipologie di movimenti di versante che si osservano in natura. Una frana può essere definita in generale come un “movimento di una massa di roccia, terra o detrito lungo un versante” (Cruden, 1991), ma si assiste molto spesso a delle confusioni di concetto. Questo deriva anche dalla difficoltà che si riscontra nel definire dei limiti netti tra le varie tipologie di movimento e dal fatto che in uno stesso dissesto di frequente si rilevano caratteri combinati di movimenti di differenti tipologie, a comporre frane di tipo complesso.

Secondo la classificazione proposta da Varnes (1978) e parzialmente rivista in seguito (Cruden & Varnes, 1996), le frane si possono distinguere secondo due fattori principali:

- 1) Il tipo di materiale coinvolto;
- 2) Il tipo di movimento.

Per quanto riguarda i tipi di materiale, si possono distinguere in:

- Roccia: aggregato naturale di granuli o minerali legati da elevata coesione, intatto e nella sua posizione naturale prima dell’inizio del movimento;
- Terra: aggregato di particelle solide, generalmente minerali e rocce, con predominanza di materiale fino (più dell’80% delle particelle con dimensione dei granuli inferiore a 2 mm);
- Detrito: aggregato a coesione bassa o nulla, che contiene una porzione significativa di materiale grossolano (tra il 20% e l’80% delle particelle con dimensione maggiore di 2 mm).

I tipi di movimento sono stati invece suddivisi in 6 categorie principali, così descritti nella traduzione ufficiale italiana (Canuti & Esu, 1995) del Glossario Internazionale per le Frane (WP/WLI, 1993):

- 1) Crolli (*falls*): fenomeni che iniziano con il distacco di terra o roccia da un pendio acclive lungo una superficie lungo la quale lo spostamento di taglio è nullo o limitato. Il materiale si muove quindi nell'aria per caduta libera, rimbalzo e rotolamento.
- 2) Ribaltamenti (*topples*): rotazioni in avanti, verso l'esterno del versante, di una massa di terra o roccia, intorno ad un punto o un asse situato al di sotto del centro di gravità della massa spostata.
- 3) Scorrimenti (*slides*), di tipo rotazionale e traslazionale (in funzione della forma della superficie di rottura): movimenti verso la base del versante di una massa di terra o roccia che avvengono in gran parte lungo una superficie di rottura o entro una fascia relativamente sottile di intensa deformazione di taglio. Gli scorrimenti rotazionali presentano una superficie di rottura semicircolare, mentre quelli traslazionali si verificano lungo una superficie piana, spesso corrispondente a delle discontinuità strutturali.
- 4) Espansioni laterali (*lateral spreads*): movimenti di terreni coesivi o ammassi rocciosi, in seguito all'estrusione e allo spostamento di un livello di materiale meno competente sottostante, associato alla subsidenza della massa fratturata. La superficie di rottura non è una superficie di intensa deformazione di taglio. L'espansione può essere causata dalla liquefazione o dal flusso del materiale a bassa competenza.
- 5) Colamenti (*flows*): movimenti distribuiti in maniera continuata all'interno della massa spostata. Le superfici di taglio all'interno di questa sono multiple, temporanee e generalmente non vengono conservate. La distribuzione delle velocità nella massa spostata è analoga a quella che si osserva all'interno di un fluido viscoso.
- 6) Compositi: movimenti che derivano da combinazione nello spazio e nel tempo di due o più delle tipologie precedenti.



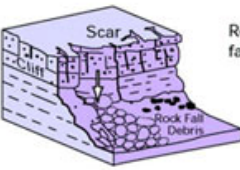
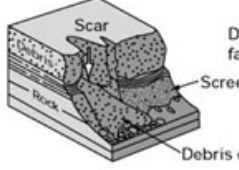
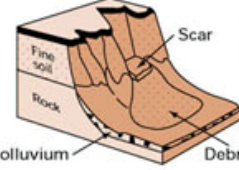
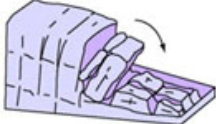
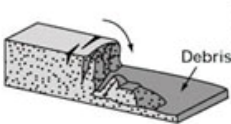
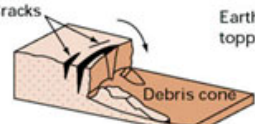
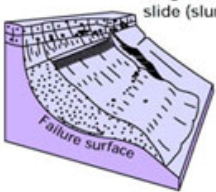
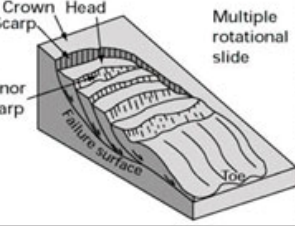
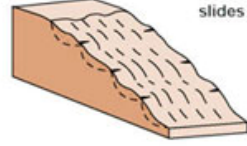
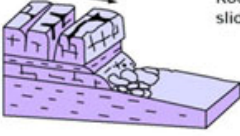
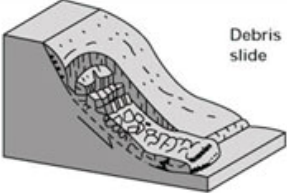
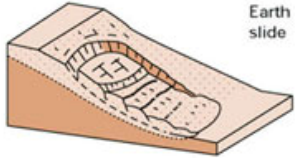
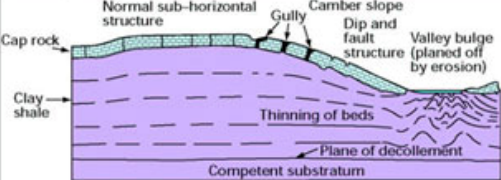
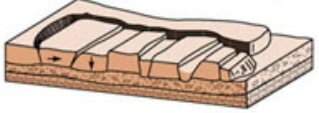
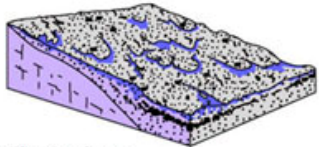
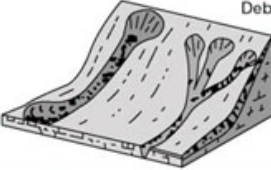
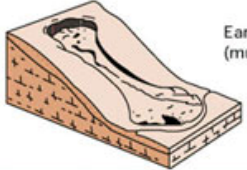
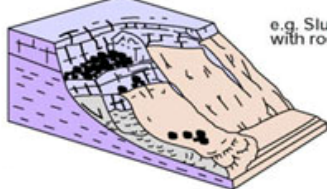
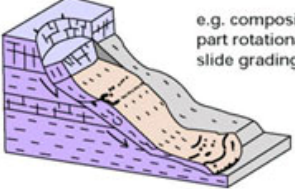
Material		ROCK	DEBRIS	EARTH
Movement type				
FALLS		 Rock fall	 Debris fall Scree Debris cone	 Earth fall Fine soil Rock Colluvium Debris cone
		 Rock topple	 Debris topple Debris cone	 Earth topple Cracks Debris cone
SLIDES	Rotational	 Single rotational slide (slump) Failure surface	 Multiple rotational slide Crown Head Scarp Minor Scarp Failure surface	 Successive rotational slides
	Translational (Planar)	 Rock slide	 Debris slide	 Earth slide
SPREADS				 Earth spread e.g. cambering and valley bulging
FLOWS	 Solifluction flows (Periglacial debris flows)	 Debris flow		 Earth flow (mud flow)
COMPLEX	 e.g. Slump-earthflow with rockfall debris		 e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe	

Figura 2.1. Illustrazioni schematiche delle diverse tipologie di frane (BGS, 2014).

Dalla combinazione dei materiali e dei tipi di movimento così definiti, si ottiene la classificazione riportata in forma grafica in Figura 2.1 e sintetizzata in Tabella 2.1.

Tabella 2.1. Classificazione delle frane in funzione del materiale e del tipo di movimento (Varnes, 1978).

TYPE OF MOVEMENT		TYPE OF MATERIAL		
		BEDROCK	ENGINEERING SOILS	
			Predominantly coarse	Predominantly fine
FALLS		Rock fall	Debris fall	Earth fall
TOPPLES		Rock topple	Debris topple	Earth topple
SLIDES	ROTATIONAL	Rock slide	Debris slide	Earth slide
	TRANSLATIONAL			
LATERAL SPREADS		Rock spread	Debris spread	Earth spread
FLOWS		Rock flow (deep creep)	Debris flow (soil creep)	Earth flow
COMPLEX		Combination of two or more principal types of movement		

Secondo il Glossario Internazionale per le Frane (WP/WLI, 1993) si definiscono i seguenti “*stati di attività*” (Figura 2.2):

- 1) Frana attiva (*active*): attualmente in movimento.
- 2) Frana sospesa (*suspended*) si è mossa entro l’ultimo ciclo stagionale ma non attiva attualmente.
- 3) Frana riattivata (*reactivated*): di nuovo attiva (1) dopo essere stata inattiva (4).
- 4) Frana inattiva (*inactive*): si è mossa l’ultima volta prima dell’ultimo ciclo stagionale.

A loro volta le frane inattive si possono dividere ulteriormente negli stati:

- 5) Frana quiescente (*dormant*): frana inattiva (4) che può essere riattivata (3) dalle sue cause originali.
- 6) Frana naturalmente stabilizzata (*stabilized*): frana inattiva (4) che è stata protetta dalle sue cause originali.
- 7) Frana artificialmente stabilizzata (*abandoned*): frana inattiva (4) che è stata protetta dalle sue cause originali da misure di stabilizzazione.
- 8) Frana relitta (*relict*): frana inattiva (4) che si è sviluppata in condizioni geomorfologiche o climatiche considerevolmente diverse dalle attuali.

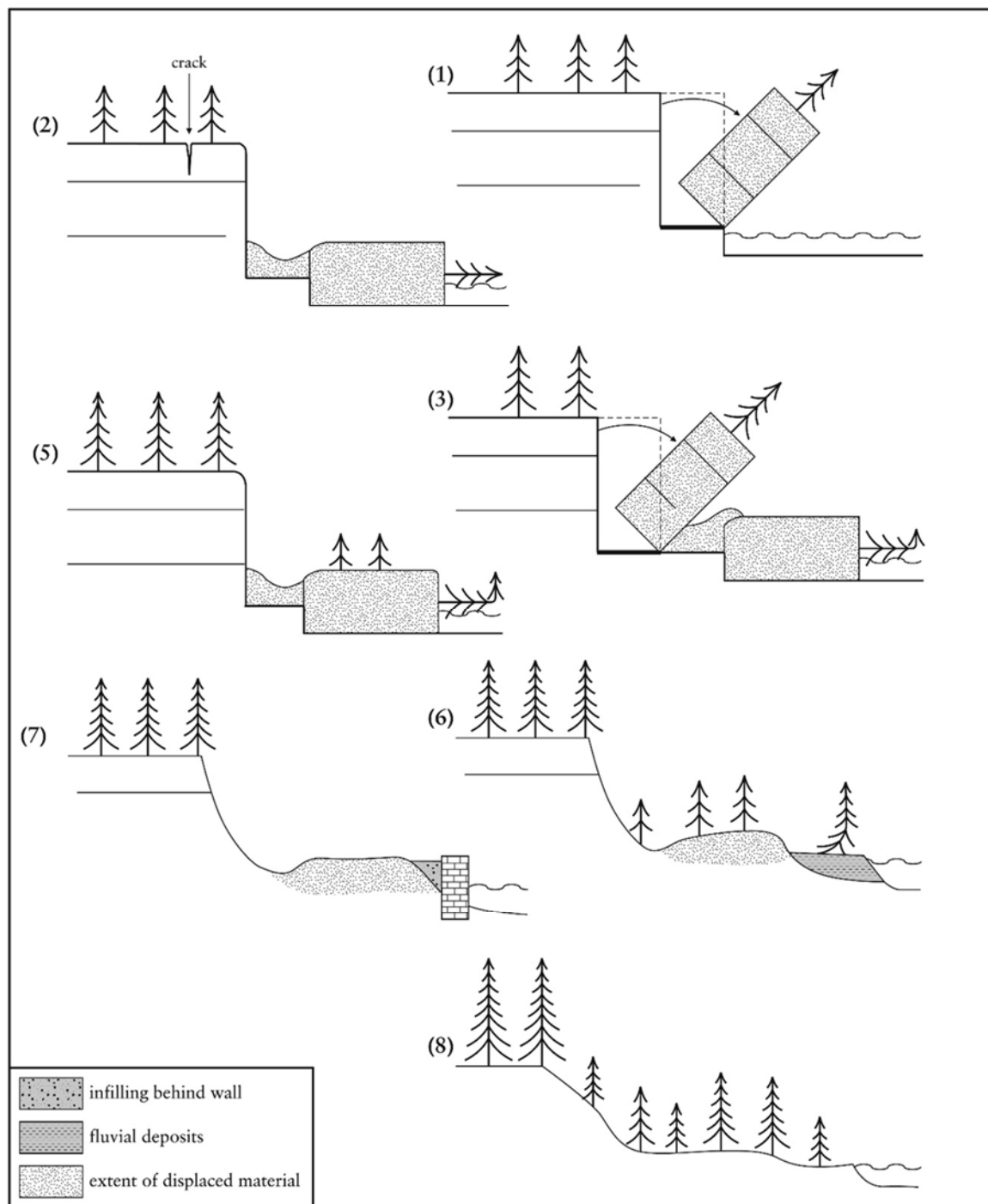


Figura 2.2. Stati di attività secondo il Glossario Internazionale per le Frane (Cooper, 2007).

Per meglio caratterizzare la forma evolutiva di un movimento franoso si può ricorrere anche a una classificazione basata sulla frequenza delle riattivazioni invece che sullo stato di attività registrato al momento del rilevamento, come proposto in Tabella 2.2 (Casale, et al., 1994).

Tabella 2.2. Classificazione dello stato di attività delle frane basata sulla frequenza delle riattivazioni (Casale, et al., 1994).

Stato di attività	Ricorrenza	Tempo di ritorno	Ultima attivazione
ATTIVE	Continue	-	In atto
	Stagionali	> 1 anno	Recente
	A breve termine di ricorrenza	1 – 10 anni	Storia recente
QUIESCENTI	A medio termine di ricorrenza	10 – 100 anni	Storia recente
	A lungo termine di ricorrenza	100 – 1000 anni	Storia recente o antica
STABILIZZATE	A lunghissimo termine di ricorrenza	> 1000 anni	Storia antica e preistoria

Completano la caratterizzazione di una frana gli aspetti legati alla dinamica e all’evoluzione del movimento. Si possono distinguere quindi (WP/WLI, 1993):

- A. La “*distribuzione di attività*” (Figura 2.3): descrive la direzione di movimento e permette di prevedere l’evoluzione nello spazio del fenomeno franoso, secondo cui si distinguono i seguenti casi:
- 1) Frana in avanzamento (*advancing*): la superficie di rottura si estende nella direzione del movimento
  - 2) Frana retrogressiva (*retrogressing*): la superficie di rottura si estende in senso opposto a quello del movimento del materiale spostato.
  - 3) Frana multi-direzionale (*enlarging*): la superficie di rottura si estende in due o più direzioni.
  - 4) Frana in diminuzione (*diminishing*): il volume del materiale spostato decresce nel tempo.
  - 5) Frana confinata (*confined*): è presente una scarpata ma non è visibile la superficie di scorrimento al piede della massa spostata.
  - 6) Frana costante (*moving*): il materiale spostato continua a muoversi senza variazioni apprezzabili della superficie di rottura e del volume di materiale spostato.
  - 7) Frana in allargamento (*widening*): la superficie di rottura si estende su uno o entrambi i margini laterali.

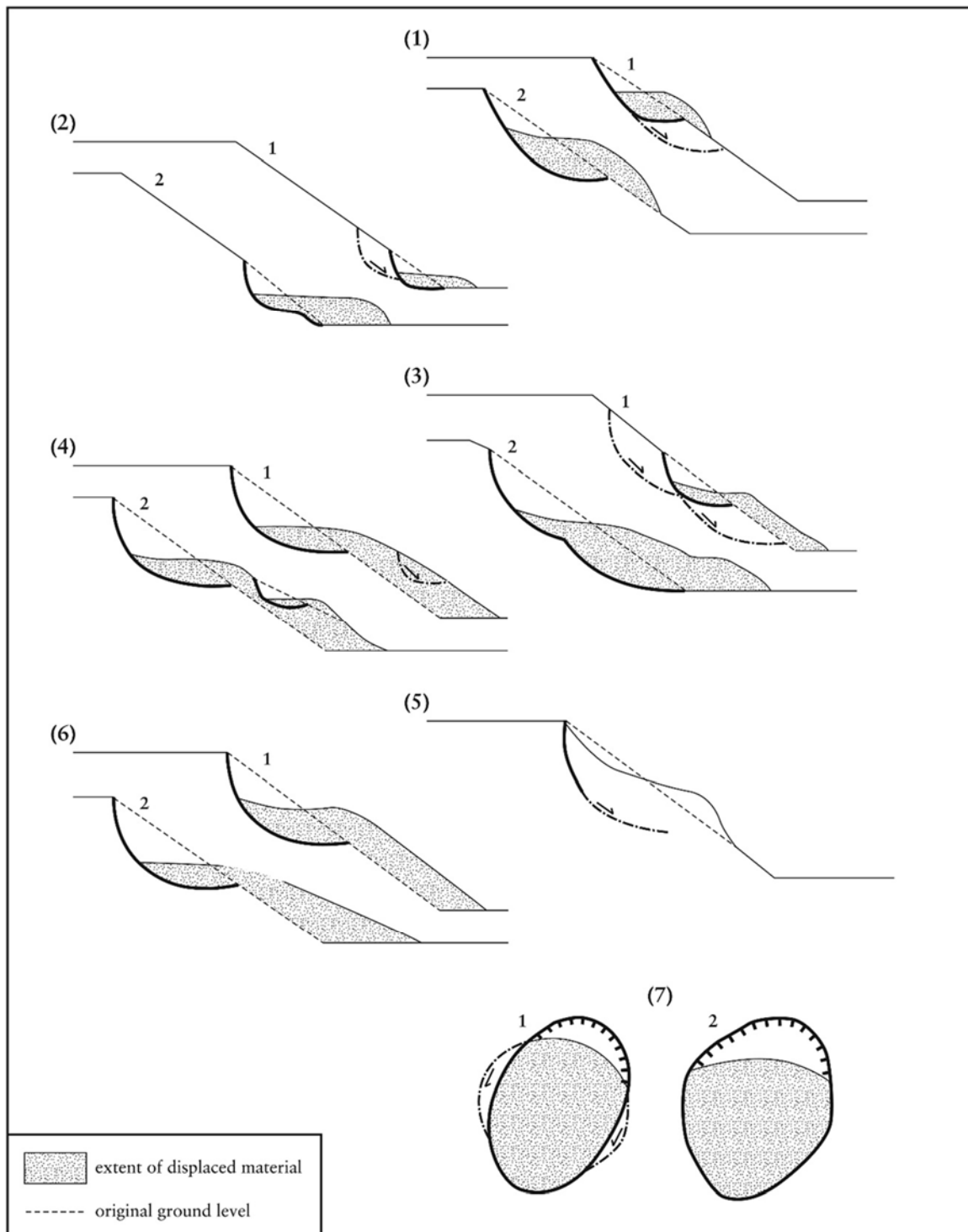


Figura 2.3. Distribuzione di attività secondo il Glossario Internazionale per le Frane (Cooper, 2007).

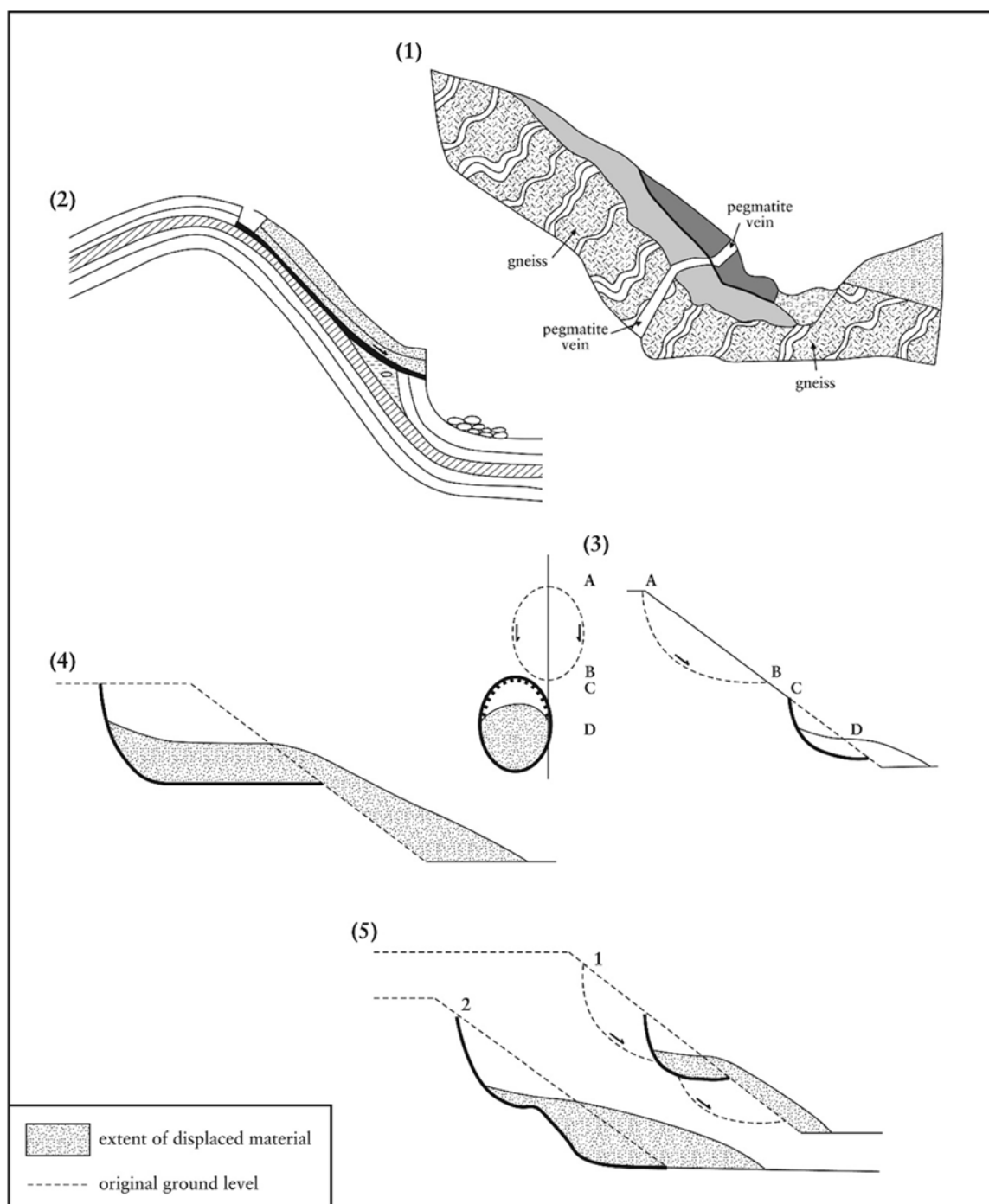


Figura 2.4. Stile di attività secondo il Glossario Internazionale per le Frane (Cooper, 2007).

B. Lo “stile di attività” (Figura 2.4): fornisce un’indicazione su come i diversi tipi di movimento contribuiscono al fenomeno franoso; si possono distinguere:

- 1) Frana complessa (*complex*): caratterizzata dalla combinazione, in sequenza temporale, di due o più tipi di movimento (crollo, ribaltamento, scivolamento, espansione, colamento).
- 2) Frana composta (*composite*): caratterizzata dalla combinazione di due o più tipi di movimento (crollo, ribaltamento, scivolamento, espansione, colamento), simultaneamente in parti diverse della massa spostata.
- 3) Frana successiva (*successive*): fenomeno caratterizzato da un movimento dello stesso tipo di un fenomeno precedente e adiacente, in cui le masse spostate e le superfici di rottura si mantengono ben distinte.
- 4) Frana singola (*single*): singolo movimento del materiale spostato.
- 5) Frana multipla (*multiple*): molteplice ripetizione dello stesso tipo di movimento.

Le dimensioni e la geometria di una frana sono state ampiamente descritte da Varnes (1978) a partire dallo schema riportato in Figura 2.5. In seguito la International Association of Engineering Geologists creò una specifica commissione dedicata alle frane, che produsse la seguente nomenclatura delle zone di una frana (IAEG Commission on Landslides, 1990):

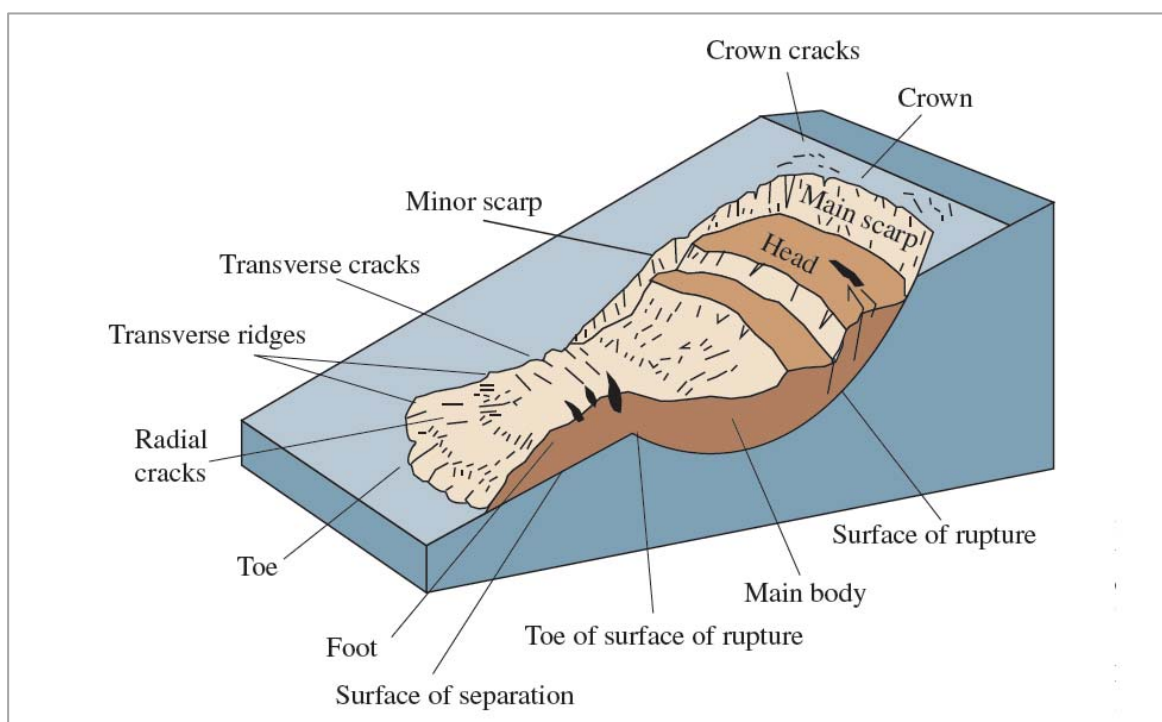


Figura 2.5. Nomenclatura per la descrizione delle parti di una frana (USGS, 2004).

- 1) Coronamento (*crown*): materiale rimasto praticamente in posto nella parte alta della “scarpata principale”.
- 2) Scarpata principale (*main scarp*): superficie generalmente ripida che delimita l’area quasi indisturbata circostante la parte sommitale della frana, generata dal movimento del “materiale spostato” (13). Rappresenta la parte visibile della “superficie di rottura” (10).
- 3) Punto sommitale (*top*): punto più alto del contatto fra “materiale spostato” (13) e la “scarpata principale” (2).
- 4) Testata (*head*): parti più alte della frana lungo il contatto fra il “materiale spostato” (13) e la “scarpata principale” (2).
- 5) Scarpata secondaria (*minor scarp*): ripida superficie presente sul “materiale spostato” (13) della frana prodotta da movimenti differenziali all’interno del “materiale spostato”.
- 6) Corpo principale (*main body*): parte del “materiale spostato” (13) che ricopre la “superficie di rottura” (10) fra la “scarpata principale” (2) e l’“unghia della superficie di rottura” (11).
- 7) Piede (*foot*): porzione della frana che si è mossa oltre l’“unghia della superficie di rottura” (11) e ricopre la “superficie originaria del versante” (20).
- 8) Punto inferiore (*tip*): punto dell’“unghia” (9) situato a maggior distanza dal “punto sommitale” (3) della frana.
- 9) Unghia (*toe*): margine inferiore, generalmente curvo, del “materiale spostato” della frana, situato alla maggior distanza dalla “scarpata principale” (2).
- 10) Superficie di rottura (*surface of rupture*): superficie che forma (o che formava) il limite inferiore del “materiale spostato” (13) sotto la “superficie originaria del versante” (20). L’idealizzazione della “superficie di rottura” può essere definita “superficie di scorrimento”.
- 11) Unghia della superficie di rottura (*toe of surface of rupture*): intersezione (generalmente sepolta) fra la parte inferiore della “superficie di rottura” (10) della frana e la “superficie originaria del versante” (20).
- 12) Superficie di separazione (*surface of separation*): parte della “superficie originaria del versante” (20) ricoperta dal “piede” (7) della frana.



- 13) Materiale spostato/franato (*displaced material*) materiale spostato dalla sua posizione originaria sul versante a causa del movimento della frana. Esso forma sia la “massa distaccata” (17) che l’”accumulo” (18).
- 14) Zona di abbassamento (*zone of depletion*): parte della frana entro la quale il “materiale spostato” (13) giace al di sotto della “superficie originaria del versante” (20).
- 15) Zona di accumulo (*zone of accumulation*): parte delta frana entro la quale il “materiale spostato” (13) giace al di sopra della “superficie originaria del versante” (20).
- 16) Abbassamento (*depletion*): volume delimitato dalla “scarpata principale” (2), la “massa distaccata” (17) e la “superficie originaria del versante” (20).
- 17) Massa abbassata (*depletion mass*): volume del “materiale spostato” (13) che ricopre la “superficie di rottura” (10) e che giace al di sotto della “superficie originaria del versante” (20).
- 18) Accumulo (*accumulation*): volume del “materiale spostato” (13) che giace al di sopra della “superficie originaria del versante” (20).
- 19) Fianco (*flank*): materiale non spostato adiacente ai margini della “superficie di rottura” (10). I fianchi possono essere identificati mediante l’azimut misurato con la bussola oppure dai termini “destra” e “sinistra”, riferiti a chi guarda la frana dal “coronamento” (1).
- 20) Superficie originaria del versante (*original ground surface*): superficie del versante che esisteva prima che avvenisse il movimento franoso.

Le zone associate alla nomenclatura precedente sono riportate in Figura 2.6a. Per quanto riguarda le dimensioni di una frana (Figura 2.6b) si adotta la terminologia seguente (WP/WLI, 1993):

- 1) Larghezza della massa spostata  $W_d$ : larghezza massima della “massa spostata” misurata perpendicolarmente alla “lunghezza della massa spostata”  $L_d$ .
- 2) Larghezza della superficie di rottura  $W_r$ : larghezza massima fra i “fianchi” della frana, misurata perpendicolarmente alla “lunghezza della superficie di rottura”  $L_r$ .
- 3) Lunghezza totale  $L$ : distanza minima fra il “punto inferiore” della frana ed il “coronamento”.

- 4) Lunghezza della massa spostata  $L_d$ : minima distanza fra il “punto sommitale” ed il “punto inferiore”.
- 5) Lunghezza della superficie di rottura  $L_r$ : minima distanza fra l’unghia della superficie di rottura ed il coronamento.
- 6) Profondità della massa spostata  $D_d$ : profondità massima della “superficie di rottura” sotto la “superficie originaria del versante” misurata perpendicolarmente al piano contenente  $L_d$  e  $W_d$ .
- 7) Profondità della superficie di rottura  $D$ : profondità massima della “superficie di rottura” sotto la “superficie del versante” misurata perpendicolarmente al piano contenente  $L_r$  e  $W_r$ .

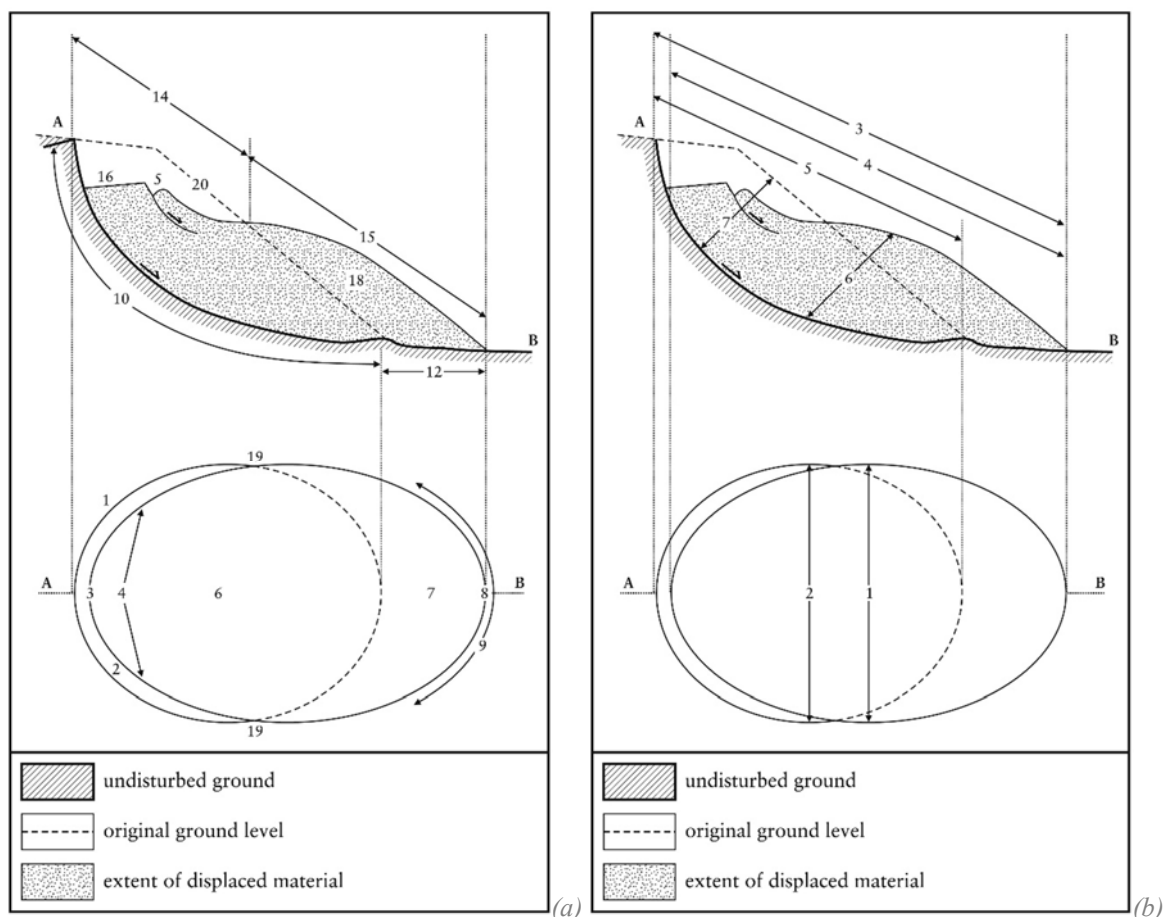


Figura 2.6. Nomenclatura delle zone di una frana (a) e terminologia che ne identifica le dimensioni (b) (Cooper, 2007).

In genere la valutazione del volume della massa in movimento risulta non facile. Ci si basa solitamente su considerazioni di tipo morfologico sulle zone di distacco di deposito. Si distinguono così le frane profonde, nelle quali sono coinvolti volumi rilevanti, e le frane superficiali, con volumi ridotti. Sulla base della stima della massa spostata, si può definire l'intensità di un movimento franoso secondo la classificazione riportata in Tabella 2.3 (Fell, 1994). Un'altra classificazione per dimensione si basa sulla misura della superficie piana d'impronta del corpo di frana, secondo quanto riportato in Tabella 2.4 (Cornforth, 2005).

Tabella 2.3. Intensità di frana in funzione del volume di terreno in movimento (Fell, 1994).

Intensità	Descrizione	Volume
2	Estremamente piccola	$< 5 \cdot 10^2$
2,5	Piccola	$5 \cdot 10^2 - 5 \cdot 10^3$
3	Molto piccola	$5 \cdot 10^3 - 5 \cdot 10^4$
4	Media	$5 \cdot 10^4 - 2,5 \cdot 10^5$
5	Mediamente grande	$2,5 \cdot 10^5 - 10^6$
6	Molto grande	$10^6 - 5 \cdot 10^6$
7	Estremamente grande	$> 5 \cdot 10^6$

Tabella 2.4. Classificazione della dimensione di una frana in funzione della superficie piana d'impronta (Cornforth, 2005).

Descrizione	Area [m <sup>2</sup> ]
Molto piccola	$< 200$
Piccola	$200 - 2.000$
Media	$2.000 - 20.000$
Grande	$20.000 - 200.000$
Molto grande	$200.000 - 2.000.000$
Enorme	$> 2.000.000$

*Note.*  
 La lunghezza si considera misurata in orizzontale, non lungo il pendio.  
 Se la dimensione è vicina al limite tra due categorie, vengono menzionate entrambe.  
 Per versanti inclinati con angolo maggiore di 45° rispetto all'orizzontale, si raccomanda di sostituire l'altezza orizzontale con la verticale nel calcolo dell'area.  
 Per i colamenti si raccomanda di considerare l'area erosa nella sede iniziale, ignorando le eventuali erosioni sviluppate in seguito a valle.

In Tabella 2.5 si riporta infine la classificazione della classe d’intensità di frana in funzione della velocità di spostamento, con la correlazione rispetto ai danni generati su cose e persone (Cruden & Varnes, 1996). Il legame esistente tra tipo di frana e velocità ha un ampio spettro di variabilità ed è funzione dell’inclinazione del versante, del contenuto d’acqua e della presenza di eventuali ostacoli. Una stima generale delle velocità per diversi tipi di movimento franoso è riportata in Tabella 2.6 (Canuti & Casagli, 1994).

Tabella 2.5. Classi di velocità delle frane e legame con i danni osservabili (Cruden & Varnes, 1996).

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Velocità
7	Estremamente rapido	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l’impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.	5 m/s
6	Molto rapido	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l’evacuazione delle persone.	3 m/min
5	Rapido	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	1,8 m/h
4	Moderato	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.	13 m/mese
3	Lento	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	1,6 m/anno
2	Molto lento	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	16 mm/anno
1	Estremamente lento	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni	6 mm/anno

Tabella 2.6. Velocità di frana in funzione del tipo di movimento, del materiale coinvolto ed dello stato di attività (Canuti & Casagli, 1994).

Tipologia	Crollo	Scivolamento					Colamento		
Materiale	Roccia	Roccia		Detrito	Terra		Roccia	Detrito	Terra
Stato di attività	-	N	R	-	N	R	-	-	-
Classe di velocità	6-7	5-6	1-5	1-6	5-6	1-5	1-2	1-7	1-4
<i>Nota.</i> <i>N=neoformazione; R=riattivazione.</i>									

Le cause che possono generare una frana sono molteplici; sono state riassunte da Highland e Bobrowsky (2008) secondo lo schema in Tabella 2.7. In ogni caso la prevenzione ex-ante è auspicabile rispetto alla sistemazione ex-post, nonché meno costosa: identificazione e mappatura del rischio e degli eventi passati, implementazione di un piano di riduzione della pericolosità, ispezioni periodiche sulle strutture vulnerabili, manutenzione dei sistemi di drenaggio, protezione di infrastrutture ed edifici sono solo alcune delle azioni che dovrebbero essere messe in campo per una prevenzione efficace.

Tabella 2.7. Possibili cause di frane (Highland & Bobrowsky, 2008).

<b>CAUSE FISICHE SCATENANTI</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Piogge intense</li> <li>- Rapido scioglimento della neve</li> <li>- Precipitazioni intense prolungate</li> <li>- Svuotamento o riempimento rapido</li> <li>- Terremoto</li> <li>- Eruzione vulcanica</li> <li>- Disgelo</li> <li>- Alterazione per disgelo e rigelo</li> <li>- Alterazione per rigonfiamento e ritiro</li> <li>- Escursione termica diurna e notturna</li> <li>- Alluvionamento</li> </ul>	
<b>CAUSE NATURALI</b>	
<b>Geologia</b>	<b>Morfologia</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Materiali teneri (ad esempio, alcuni prodotti vulcanici e depositi non consolidati)</li> <li>- Argille sensibili</li> <li>- Materiali alterati</li> <li>- Materiali fogliettati</li> <li>- Materiali fessurati o fratturati</li> <li>- Piani di discontinuità a giacitura sfavorevole (strati, scistosità ecc.)</li> <li>- Discontinuità strutturali a giacitura sfavorevole (faglie, discordanze ecc.)</li> <li>- Differenza di permeabilità dei terreni</li> <li>- Differenza di resistenza fra terreni (ad esempio, materiali compatti poggianti su terreni teneri)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sollevamento tettonico/vulcanico</li> <li>- Ritorno a un periodo glaciale</li> <li>- Rapido scioglimento dei ghiacciai</li> <li>- Erosione al piede del versante</li> <li>- Moto ondoso al piede della falesia</li> <li>- Erosione glaciale al piede del versante</li> <li>- Erosione di sponda</li> <li>- Erosione sotterranea (dissoluzione o sifonamento)</li> <li>- Deposito di sovraccarico alla testa del pendio</li> <li>- Asportazione della vegetazione (incendio o siccità)</li> </ul>
<b>CAUSE ANTROPICHE</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Escavazione al piede del pendio</li> <li>- Impiego per le costruzioni di materiale di riporto instabile</li> <li>- Sovraccarico della parte alta del pendio con riempimenti o riporti</li> <li>- Discarica o accumuli di riporto di miniera</li> <li>- Smaltimento e/o canalizzazione di acque reflue (urbane o industriali)</li> <li>- Deviazione (progettata o involontaria) di un fiume, un canale o una riva mediante palificate o sbarramenti</li> </ul>	

## **2.2 Il rischio idrogeologico connesso alle frane in Italia e nella Provincia di Vicenza**

Nell’ambito dei rischi geologici, uno di quelli che in Italia provoca un maggior impatto socio-economico è il rischio geologico-idraulico. Con questo termine viene indicata la probabilità di accadimento di frane, alluvioni ed inondazioni costiere indotte da eventi meteorici di grande intensità.

Il territorio italiano è particolarmente predisposto a fenomeni di dissesto geologico-idraulico; questo fatto è dovuto alla specifica conformazione geologica e geomorfologica (il 75% del territorio è classificato come montano-collinare), ma anche agli aspetti meteorologici e al sempre più invasivo impatto dell’uomo e delle sue attività sul territorio. L’utilizzo di pratiche agro-pastorali non sempre adeguate e, contemporaneamente, l’abbandono delle tecniche di sistemazione idraulico-forestale, soprattutto in ambito montano-collinare, hanno infatti contribuito ad incrementare, assieme ai sempre più numerosi incendi boschivi, la pericolosità geologico-idraulica (ISPRA, 2014).

Per quanto riguarda nello specifico i fenomeni franosi, tra i Paesi europei l’Italia è uno dei più colpiti. Ogni anno oltre un migliaio di frane colpiscono il territorio nazionale e solo negli ultimi 5 anni gravi eventi di frana hanno causato vittime e ingenti danni a centri abitati e a infrastrutture di comunicazione. Ogni anno sono circa un centinaio gli eventi franosi principali, cioè quelli che causano vittime, feriti, evacuati e danni a edifici e infrastrutture lineari di comunicazione primarie (ISPRA, 2014).

L’ISPRA ha implementato negli anni una banca dati in cui vengono catalogati in modo sistematico tutti i principali eventi di dissesto avvenuti nel territorio italiano, in collaborazione con le Regioni e Province Autonome. L’Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (Progetto IFFI) fornisce numerosi indicatori utili a descrivere la situazione del territorio nei riguardi dei dissesti idrogeologici e può costituire uno strumento completo e dettagliato per una mitigazione del rischio attraverso politiche di previsione e prevenzione nell’ambito della difesa del suolo.

Secondo l’ultimo annuario dei dati ambientali ad oggi disponibile (rapporto ISPRA pubblicato nel 2014 sull’anno 2013), in Italia risultano censite 499.511 frane che

interessano un'area di 21.182 km<sup>2</sup>, pari al 7% del territorio nazionale. La copertura temporale dell'Inventario è relativa agli anni che vanno dal 1116 al 2007 per la maggior parte delle regioni, a eccezione della Liguria (dati aggiornati al 2008), l'Emilia-Romagna, il Friuli-Venezia Giulia e la Basilicata (aggiornate al dicembre 2013).

Si riportano di seguito alcuni dati estratti dal rapporto pubblicato dall'ISPRA nel novembre 2014.

*“Le tipologie di movimento più frequenti, classificate in base al tipo di movimento prevalente, sono gli scivolamenti rotazionali/traslattivi, i colamenti lenti, i colamenti rapidi e i movimenti di tipo complesso. Gran parte dei fenomeni franosi sono riattivazioni di dissesti verificatisi nel passato; spesso a periodi di quiescenza di durata pluriennale o plurisecolare si alternano, in occasione di eventi pluviometrici intensi, periodi di rimobilizzazione. I fenomeni di neoformazione sono più frequenti nelle tipologie di movimento a cinematismo rapido, quali crolli o colate di fango e detrito. Le precipitazioni brevi e intense, e quelle eccezionali/prolungate, sono i fattori più importanti per l'innescio dei fenomeni di instabilità. I fattori antropici assumono un ruolo sempre più determinante tra le cause predisponenti con azioni sia dirette, quali tagli stradali, scavi, sovraccarichi dovuti a edifici, che indirette quali ad esempio la mancata manutenzione del territorio e delle opere di difesa del suolo”.*

*“La popolazione esposta a fenomeni franosi in Italia ammonta a 1.001.174 abitanti”*, Tabella 2.8 e Figura 2.7.

*“Per quanto riguarda le principali infrastrutture lineari di comunicazione l'ISPRA ha stimato 6.180 punti di criticità per fenomeni franosi lungo la rete stradale principale (autostrade, superstrade, strade statali, tangenziali e raccordi), di cui 720 lungo la rete autostradale. 1.862 punti di criticità per frana sono stati individuati lungo i 16.000 km di rete ferroviaria”.*

*“Sono stati individuati oltre 5.500 beni culturali (beni architettonici, beni archeologici e contenitori moderni di opere d'arte) esposti al rischio frana. La stima è stata ottenuta in ambiente GIS utilizzando le frane del Progetto IFFI e la banca dati dei*

*beni culturali (Progetto Carta del rischio) realizzata dall’Istituto Superiore per la Conservazione e il Restauro (ISCR)”.*

*“Un quadro sui danni causati da frane in Italia può anche essere ricavato dal Progetto AVI (Aree Vulnerate Italiane), realizzato dal CNR-GNDCI mediante la raccolta di informazioni reperite su quotidiani locali, pubblicazioni tecniche e scientifiche e interviste a esperti nel settore della difesa del suolo. Nel periodo 1900-2002, gli eventi di frana hanno causato 5.278 morti e dispersi, 2.216 feriti e oltre 162.300 evacuati e senza tetto”.*

*Tabella 2.8. Popolazione esposta a frane per regione (ISPRA, 2014).*

<b>Regione</b>	<b>Popolazione esposta a frane (ab.)</b>
Piemonte	38.374
Valle d’Aosta	9.138
Lombardia	76.110
Trentino Alto Adige	41.385
Veneto	14.919
Friuli Venezia Giulia	7.310
Liguria	46.132
Emilia Romagna	73.794
Toscana	63.959
Umbria	21.205
Marche	104.300
Lazio	32.935
Abruzzo	53.898
Molise	13.593
Campania	75.568
Puglia	8.098
Basilicata	52.972
Calabria	159.611
Sicilia	95.931
Sardegna	11.941
<b><i>Totale Italia</i></b>	<b><i>1.001.174</i></b>



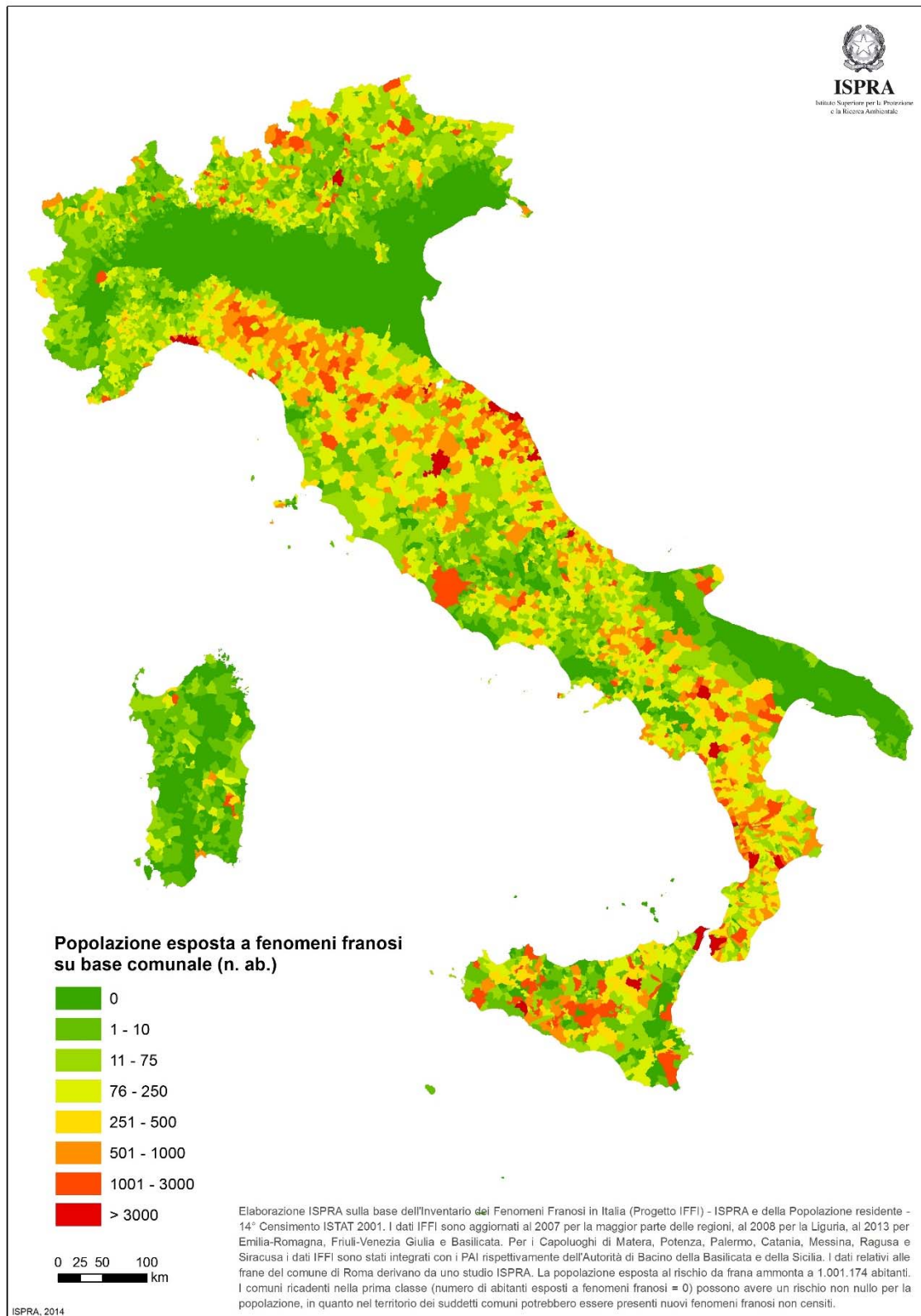


Figura 2.7. Popolazione esposta a fenomeni franosi su base comunale (ISPRA, 2014).

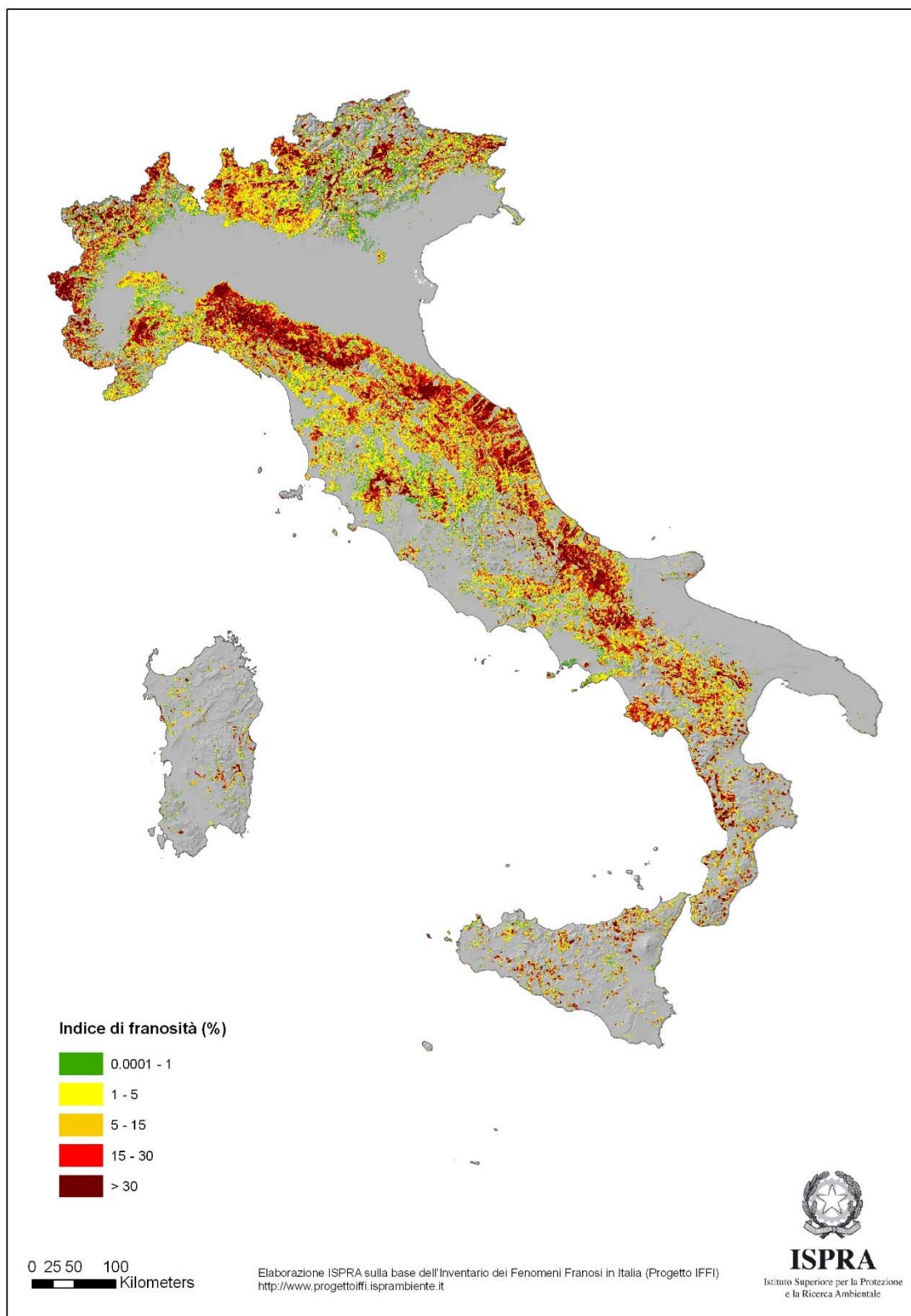


Figura 2.8. Indice di franosità in Italia (ISPRA, 2014).

Tabella 2.9. Parametri principali, Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (ISPRA, 2014).

Regione / Provincia autonoma	Superficie Regione/ Provincia autonoma	Fenomeni franosi	Densità dei fenomeni franosi	Area interessata da fenomeni franosi	Indice di Franosità <sup>5</sup>
	km <sup>2</sup>	n.	n./100 km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	%
Piemonte	25.387	35.023	138	2.540	10
Valle d'Aosta	3.261	4.359	134	520	16
Lombardia	23.863	130.538	547	3.308	13,9
Bolzano-Bozen	7.398	1.995	27	463	6,3
Trento	6.207	9.385	151	879	14,2
Veneto	18.407	9.476	51	223	1,2
Friuli-Venezia Giulia <sup>2</sup>	7.862	5.511	70	527	6,7
Liguria <sup>3</sup>	5.416	8.396	155	454	8,4
Emilia-Romagna <sup>2</sup>	22.452	79.140	352	2.701	12
Toscana	22.987	39.517	172	1.464	6,4
Umbria	8.464	34.544	408	651	7,7
Marche <sup>4</sup>	9.401	39.839	424	1.725	18,3
Lazio	17.232	10.548	61	399	2,3
Abruzzo	10.832	8.493	78	1.241	11,5
Molise	4.461	23.940	537	623	14
Campania	13.671	23.430	171	968	7,1
Puglia	19.541	843	4	85	0,4
Basilicata <sup>2</sup>	10.073	18.184	181	809	8
Calabria	15.222	10.100	66	876	5,8
Sicilia	25.832	4.727	18	539	2,1
Sardegna	24.100	1.523	6	188	0,8
<b>ITALIA</b>	<b>302.070</b>	<b>499.511</b>	<b>165</b>	<b>21.182</b>	<b>7</b>

Fonte: Elaborazione ISPRA sulla base dell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia - Progetto IFFI (ISPRA)

**Legenda:**

<sup>1</sup> I dati in tabella sono aggiornati al 2007, ove non diversamente specificato;

<sup>2</sup> Aggiornamento Dicembre 2013;

<sup>3</sup> Aggiornamento Marzo 2008;

<sup>4</sup> I comuni di Casteldelci, Maiolo, Novafeltria, Pennabilli, San Leo, Sant'Agata Feltria e Talamello si sono distaccati dalla Regione Marche e aggregati alla Regione Emilia-Romagna, nell'ambito della Provincia di Rimini (Legge 3 Agosto 2009, n. 117);

<sup>5</sup> L'indice di franosità esprime il rapporto tra l'area in frana e l'area totale.

La regione con il maggior numero di movimenti franosi catalogati (130.538) è la Lombardia, mentre la Puglia è la regione con il minor numero (843); quella con la più grande superficie interessata da frane è il Piemonte (25.387 km<sup>2</sup>), mentre le Marche sono quella con il massimo indice di franosità (18,3% del territorio). Il 70% dei comuni italiani



è interessato da frane e il 36% con livello di attenzione molto alto, e sono ben 5 le regioni in cui il 100% dei comuni è interessato da frane (Figura 2.10 e Tabella 2.10).

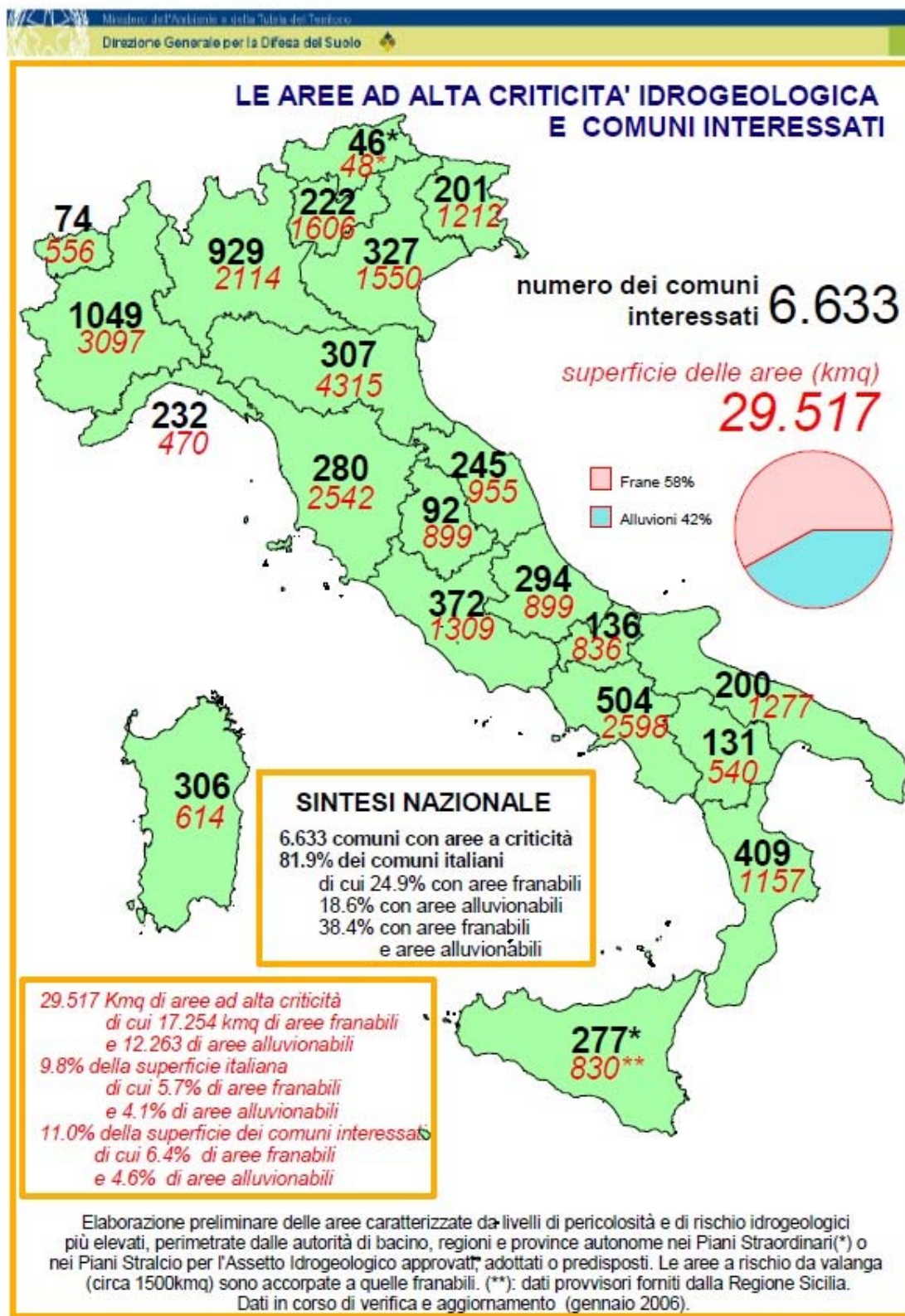




Figura 2.10. Carta del livello di attenzione per rischio da frana su base comunale (ISPRA, 2014).

Tabella 2.10. Livello di attenzione per rischio da frana su base comunale (ISPRA, 2014).

REGIONE	Comuni	Comuni interessati da frane	Comuni interessati da frane (%)	Comuni con livello di attenzione molto elevato	Comuni con livello di attenzione molto elevato (%)
Abruzzo	305	298	98%	105	34%
Basilicata	131	131	100%	83	63%
Calabria	409	407	100%	295	72%
Campania	551	432	78%	238	43%
Emilia Romagna	341	190	56%	103	30%
Friuli Venezia Giulia	219	113	52%	58	26%
Lazio	378	346	92%	172	46%
Liguria	235	230	98%	71	30%
Lombardia	1546	678	44%	468	30%
Marche	246	246	100%	191	78%
Molise	136	136	100%	44	32%
Piemonte	1206	884	73%	214	18%
Puglia	258	78	30%	34	13%
Sardegna	377	212	56%	86	23%
Sicilia	390	313	80%	226	58%
Toscana	287	273	95%	177	62%
Bolzano	116	115	99%	57	49%
Trento	223	221	99%	103	46%
Umbria	92	90	98%	67	73%
Valle d'Aosta	74	74	100%	32	43%
Veneto	581	241	41%	116	20%
<b>ITALIA</b>	<b>8101</b>	<b>5708</b>	<b>70%</b>	<b>2940</b>	<b>36%</b>

**Note alla carta/tabella del livello di attenzione per rischio da frana su base comunale.**

La mappa del livello di attenzione per frana su base comunale è stata ottenuta utilizzando le informazioni contenute nella banca dati del Progetto IFFI ([www.sinanet.isprambiente.it/progettoiffi](http://www.sinanet.isprambiente.it/progettoiffi)) e del Progetto Corine Land Cover 2000 ([www.sinanet.isprambiente.it/it/coperturasuolo](http://www.sinanet.isprambiente.it/it/coperturasuolo)).

Il livello di attenzione è stato definito:

- Molto elevato, quando le frane del Progetto IFFI intersecano il tessuto urbano continuo e discontinuo (CLC 1.1.1 e 1.1.2), le aree industriali o commerciali (CLC 1.2.1) estratti dal Corine Land Cover 2000;
- Elevato, quando le frane intersecano relativamente la rete autostradale, ferroviaria e stradale, le aree estrattive, discariche e cantieri (CLC 1.3.1, 1.3.2 e 1.3.3);
- Medio, quando le frane intersecano superfici agricole (CLC 2), territori boscati e ambienti semi naturali (CLC 3), aree verdi urbane e aree sportive e ricreative (CLC 1.4.1 e 1.4.2);
- Trascurabile, per i comuni nei quali non è stata censita alcuna frana.

*“I comuni interessati da aree ad alta criticità idrogeologica sono 6.633, pari al 81,9% dei comuni italiani. Le aree ad alta criticità idrogeologica comprendono le aree a rischio (esposizione di territori con persone e cose) o soggette a pericolosità (esposizione di territori a prescindere dalla presenza di insediamenti) di alluvione, di frana o di valanga, caratterizzate da livelli di grado elevato e molto elevato o ad essi ritenuti equivalenti (fonte: MATTM, Il rischio idrogeologico in Italia, 2008)”.*

*“Dal 1999 ad oggi sono stati finanziati dal MATTM 4.800 interventi di difesa del suolo per un totale di 4,47 miliardi di euro. Di questi, 1.612 interventi sono relativi agli Accordi di Programma (AdP) 2010-2011, cofinanziati dalle Regioni e Province Autonome”.*

*“Il fabbisogno necessario per la realizzazione degli interventi per la sistemazione complessiva delle situazioni di dissesto sull’intero territorio nazionale ammonta a complessivi 44 miliardi di euro: di cui, 27 per il Centro-Nord, 13 per il Mezzogiorno e 4 per il settore del patrimonio costiero. I dati derivano dai Piani di Assetto Idrogeologico (PAI), piani straordinari e piani decennali redatti dalle Autorità di Bacino, Regioni e Province Autonome”.*

*“Nel periodo compreso fra il 1279 ed il 2002, il catalogo del CNR IRPI riporta 4521 eventi calamitosi che hanno causato morti, dispersi, feriti, sfollati e senzatetto, di cui 2366 relativi a frane (52,33%), 2070 ad inondazioni (45,79%), e 85 a valanghe (1,88%). I morti per frana sono stati almeno 10.032, i dispersi 85 ed i feriti 2265. I morti per inondazione sono stati oltre 20.754, i dispersi 121, ed i feriti almeno 2366”.*

Il quadro che consegue dai dati qui presentati è di un livello di rischio alto per gran parte del territorio italiano. Emerge inoltre un grande numero di pendii instabili in relazione alle scarse risorse economiche disponibili per la loro stabilizzazione. La ricerca scientifica nell’ambito della difesa del suolo e nello sviluppo di tecniche innovative per la stabilizzazione e la prevenzione di movimenti franosi risulta quindi di grande attualità. Lo studio di queste problematiche rappresenta inoltre un importante strumento di supporto alle amministrazioni pubbliche competenti nella definizione dei metodi di analisi del rischio idrogeologico, nell’individuazione delle aree a rischio, nella sperimentazione di nuovi

sistemi di controllo e di tecniche di intervento per la protezione delle persone, edifici e infrastrutture a rischio.

Per quanto riguarda in particolare la regione Veneto e la provincia di Vicenza, aree nelle quali si è maggiormente concentrato il lavoro nell’ambito del Dottorato di Ricerca, si tratta di un territorio costituito per il 60% da aree pianeggianti e per il 40% da terreni collinari e montuosi, e quindi particolarmente soggetto a fenomeni franosi specie nelle zone pedemontane e montane. I comuni interessati da frane sono il 41% del totale e il 20% con livello di attenzione molto alto (Tabella 2.10).

Si riportano alcune considerazioni di interesse estratte dall’ultimo rapporto ad oggi disponibile (APAT, 2007).

*“Il numero totale di frane censite è di 9.476 con una superficie complessiva in frana di 222,54 Km<sup>2</sup>. La provincia con il maggior numero di dissesti è quella di Belluno con 5.934 fenomeni seguita da quella di Vicenza con 1.692”,* Tabella 2.11.

*“I dissesti si concentrano particolarmente nel territorio dell’Alpago e nella parte alta dei bacini dei fiumi Cordevole e Piave per la provincia di Belluno, nei Colli Euganei per la provincia di Padova, nelle valli del torrente Agno e Chiampo per la provincia di Vicenza e in quella dell’Illasi per la provincia di Verona”.*

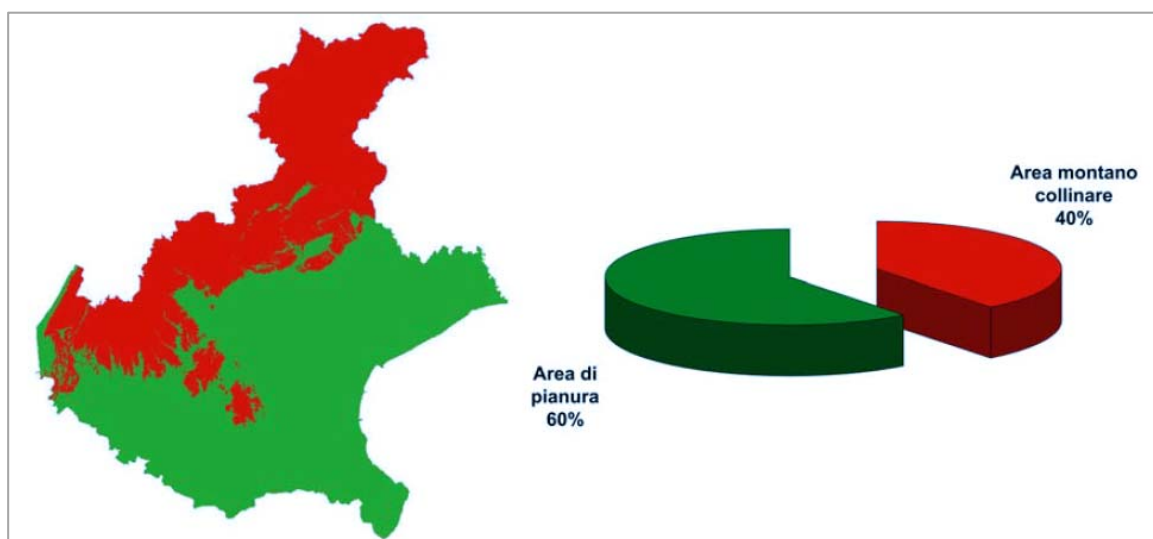


Figura 2.11. Distribuzione delle aree montano-collinari nel Veneto e relative percentuali rispetto alla superficie totale (APAT, 2007).



Tabella 2.11. Numero di frane catalogate in Veneto all'interno del database IFFI (APAT, 2007).

Provincia	Numero frane	Area totale in frana [km <sup>2</sup> ]
Belluno	5934	165,28
Padova	383	9,69
Treviso	523	5,73
Vicenza	1692	27,76
Verona	944	14,07
<b>Totale</b>	<b>9476</b>	<b>222,54</b>

“Con il 51,70% dei dati, le tipologie di frana maggiormente rappresentate in Veneto sono gli scivolamenti (rotazionali /traslativi) seguiti dai colamenti rapidi (18,91%). Altre tipologie discretamente diffuse sono i colamenti lenti (9,31%), i crolli/ribaltamenti (5,61%) mentre le frane complesse rappresentano il 2,69% dei fenomeni franosi censiti. Per quanto riguarda le aree franose, ossia le zone a dissesto generalizzato che includono uno o più fenomeni franosi, si distinguono in aree interessate da frane superficiali diffuse (5,27%) ed aree soggette a crolli e/o ribaltamenti diffusi (2,84%). Ridotta è la presenza di aree soggette a sprofondamenti diffusi”, Figura 2.12.

“Su una superficie di oltre 18.000 km<sup>2</sup> le zone interessate da frane raggiungono i 222,54 km<sup>2</sup> per un rapporto tra area totale in frana rispetto all'area montano-collinare del 3,06%. Quest'ultimo valore, definito Indice di Franosità IF effettiva, ci fornisce un'idea sulla estensione dei dissesti rispetto all'area totale del territorio montano-collinare della regione. Un indice di franosità è stato calcolato anche in funzione dell'uso del suolo”, Figura 2.12.

“Per quanto riguarda la relazione tra frane e litologia si osserva che i litotipi maggiormente soggetti a fenomeni franosi sono i depositi detritici (11,67% del totale dei fenomeni con II livello compilato del database alfanumerico) a cui seguono i flysch calcareo marnosi (6,97%) e le rocce carbonatiche (6,34%)”.

“Le zone caratterizzate da vegetazione arbustiva o erbacea sono la categoria di uso del suolo che mostra la maggiore propensione al dissesto arrivando ad un indice di franosità di 4,31%. Un valore maggiore del 3% è raggiunto anche dalle zone estrattive, discariche e cantieri, dai prati stabili e zone boscate”.

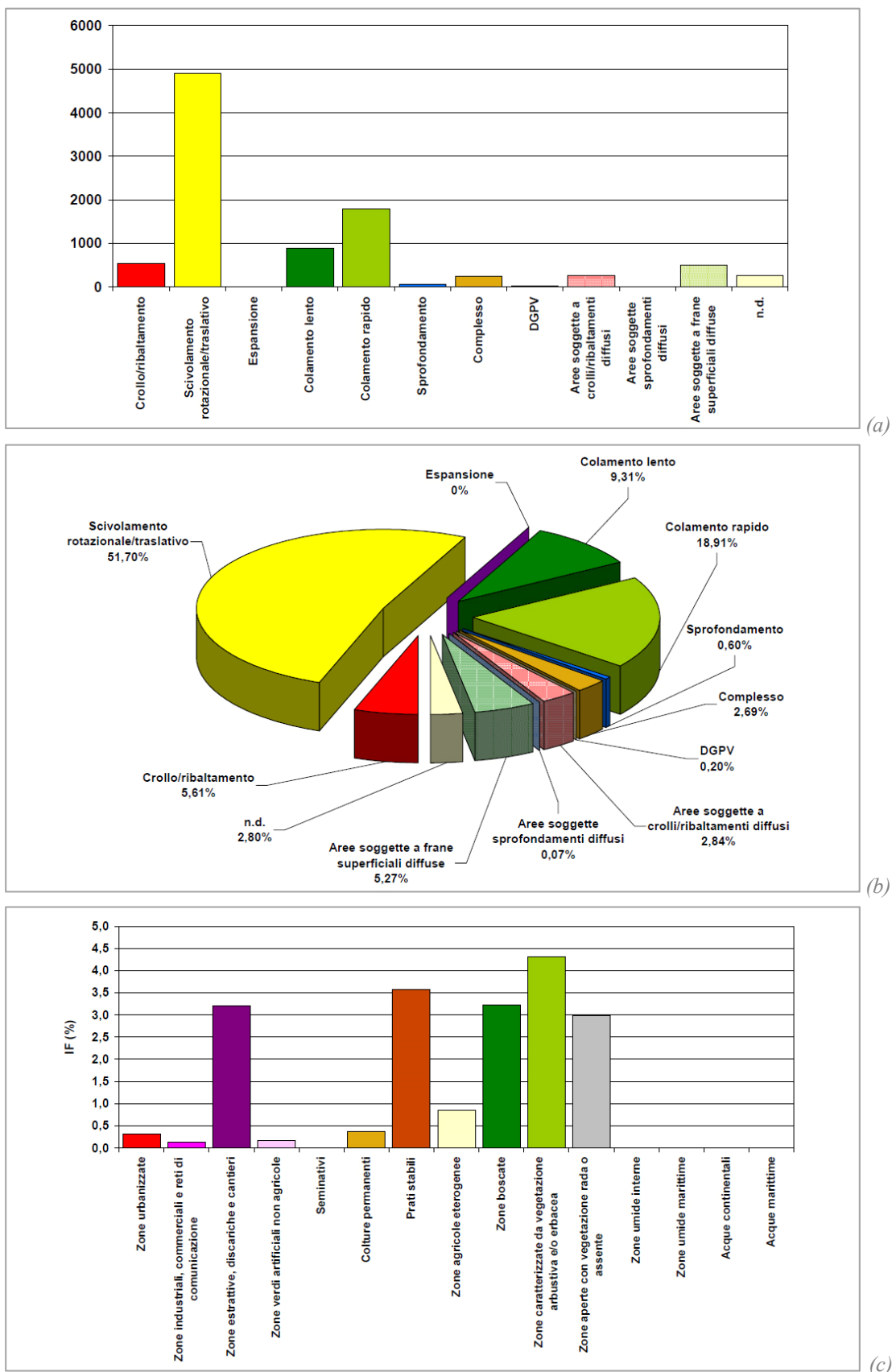
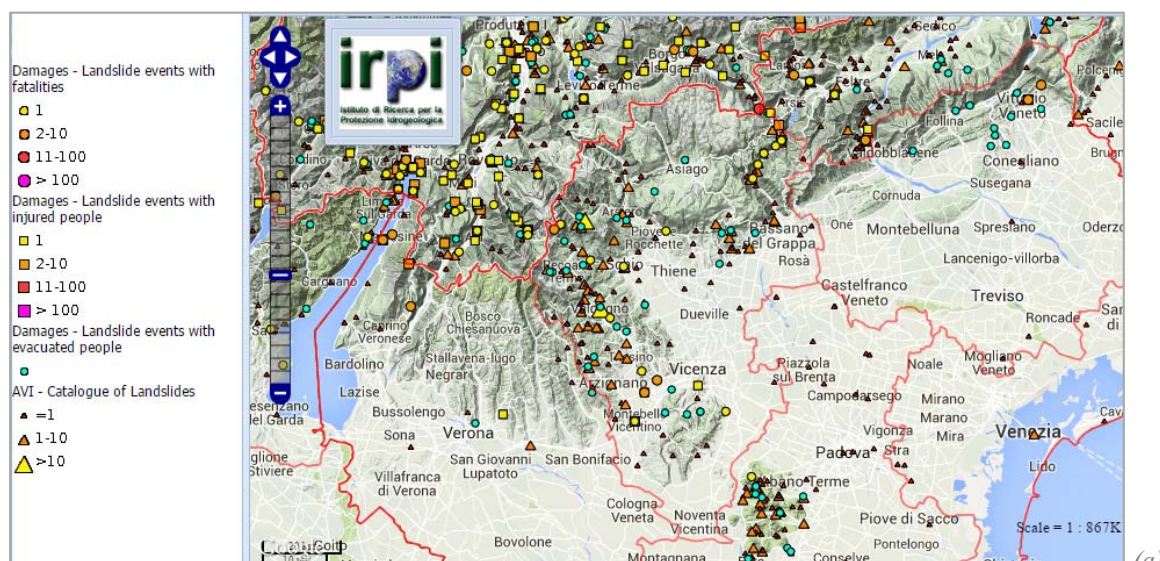
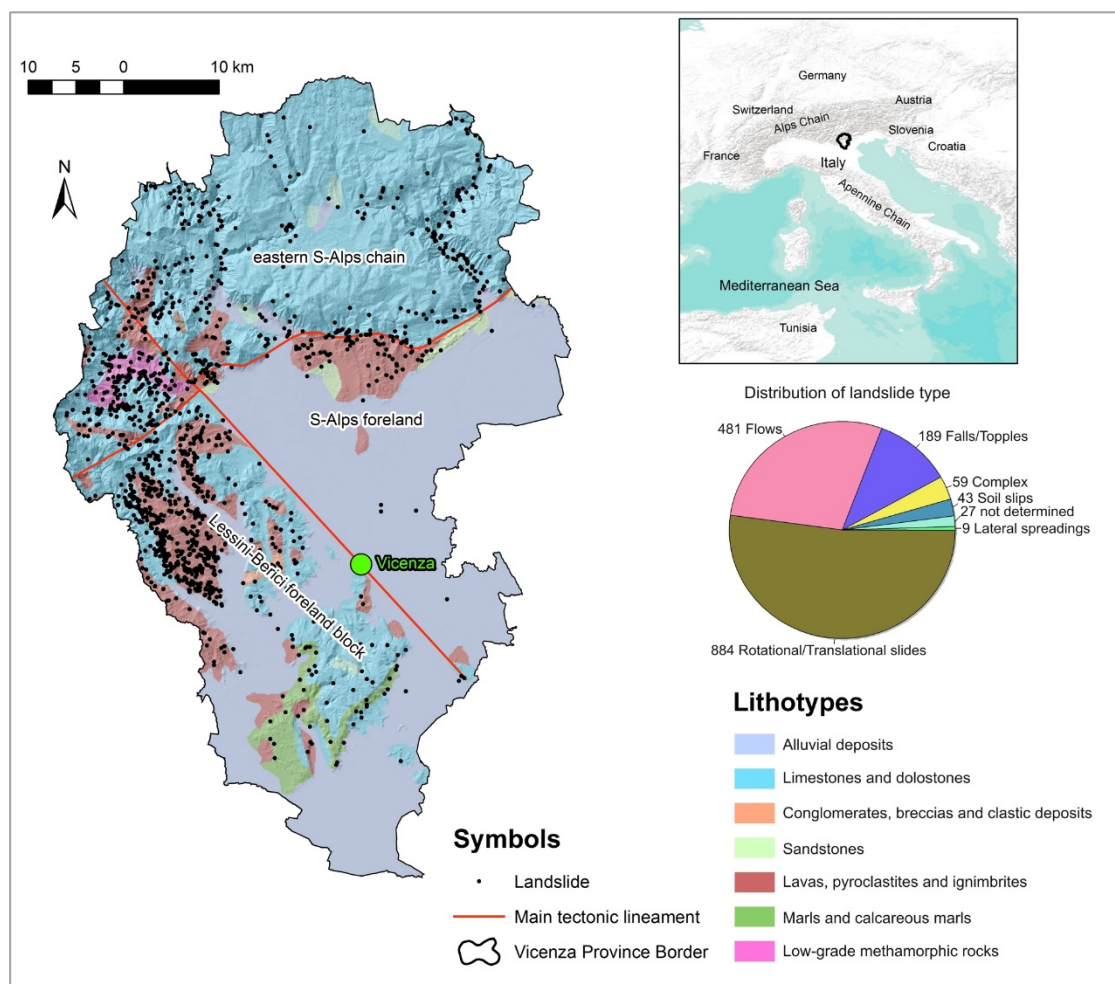


Figura 2.12. Numero di frane catalogate in Veneto per tipologia di movimento (a) e percentuali (b); indice di franosità per tipologia d’uso del suolo (c) (APAT, 2007).



(a)



(b)

Figura 2.13. Estratto della distribuzione delle frane in provincia di Vicenza dal database IRPI/Web-GIS pre-alluvione del 2010 (a); carta geologica della provincia di Vicenza e distribuzione dei movimenti franosi nell'area (b) (Cola, et al., 2012).

La particolare conformazione geologica e stratigrafica del settore prealpino della provincia di Vicenza (Figura 2.13), rende l’area particolarmente soggetta a fenomeni franosi di diversa tipologia. Infatti, nelle fasce pedemontane (quote minori a 700 m s.l.m.) del settore ovest della provincia, si trovano rocce di origine vulcanica (lave, piroclastiti e ignimbriti), in genere ricoperte da strati colluviali a formare pendii di modesta inclinazione. Queste rocce presentano stati di avanzata alterazione chimico-meteorica con formazione di terreni residuali di alta plasticità e attività caratterizzati da bassa resistenza al taglio. In tali formazioni si localizza circa l’80% delle frane segnalate nella provincia (Figura 2.14), classificabili per lo più nelle tipologie di frane roto-traslazionali superficiali, colate lente e rapide, *soil slips*. Qualora tali formazioni si trovino alla base di rocce carbonatiche (dolomie e calcari) nelle zone a quote maggiori, possono dar luogo a frane con cinematismi rototraslazionali profondi.

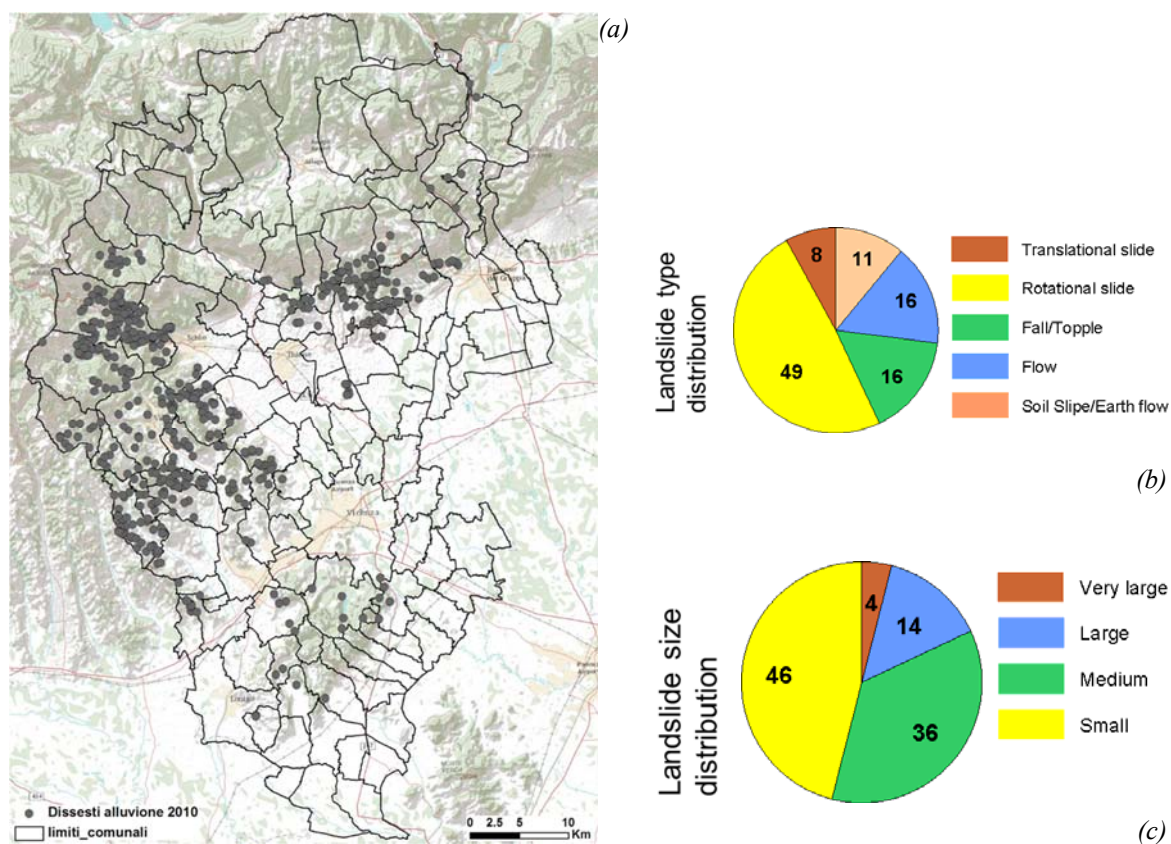


Figura 2.14. Distribuzione geografica delle frane segnalate nel periodo 31/10-02/11 del 2010 in provincia di Vicenza (a), ripartizione per tipo (b) e per dimensione (c) (Cola, et al., 2012).



Nel novembre 2010, in occasione delle forti piogge che interessarono la regione Veneto (precipitazioni cumulate media e massima in 48 ore pari a 340 e 500 mm) e che causarono numerose esondazioni in diverse località, l'Ufficio Difesa del Suolo della provincia ricevette oltre 500 chiamate di intervento per frane, per lo più localizzate in 20 comuni della pedemontana (Floris, et al., 2012) come si evince dalla Figura 2.14. Si riporta in Figura 2.15 il report del database aggiornato con l'aggiunta delle frane verificatesi dal 2010 in poi.

Le scarse risorse economiche disponibili per far fronte a tale emergenza hanno imposto l'individuazione di tipologie di intervento a basso costo, di rapida installazione e rispettose il più possibile dell'ambiente. A tal fine nell'ambito del Dottorato di Ricerca, in collaborazione con la Provincia di Vicenza e l'impresa Dalla Gassa, è stata sperimentata una nuova forma di rinforzi, denominati ancoraggi flottanti, utili a stabilizzare pendii con pendenze fino ai 60° e soggetti a dissesti medio profondi (fino a 25 m di profondità).

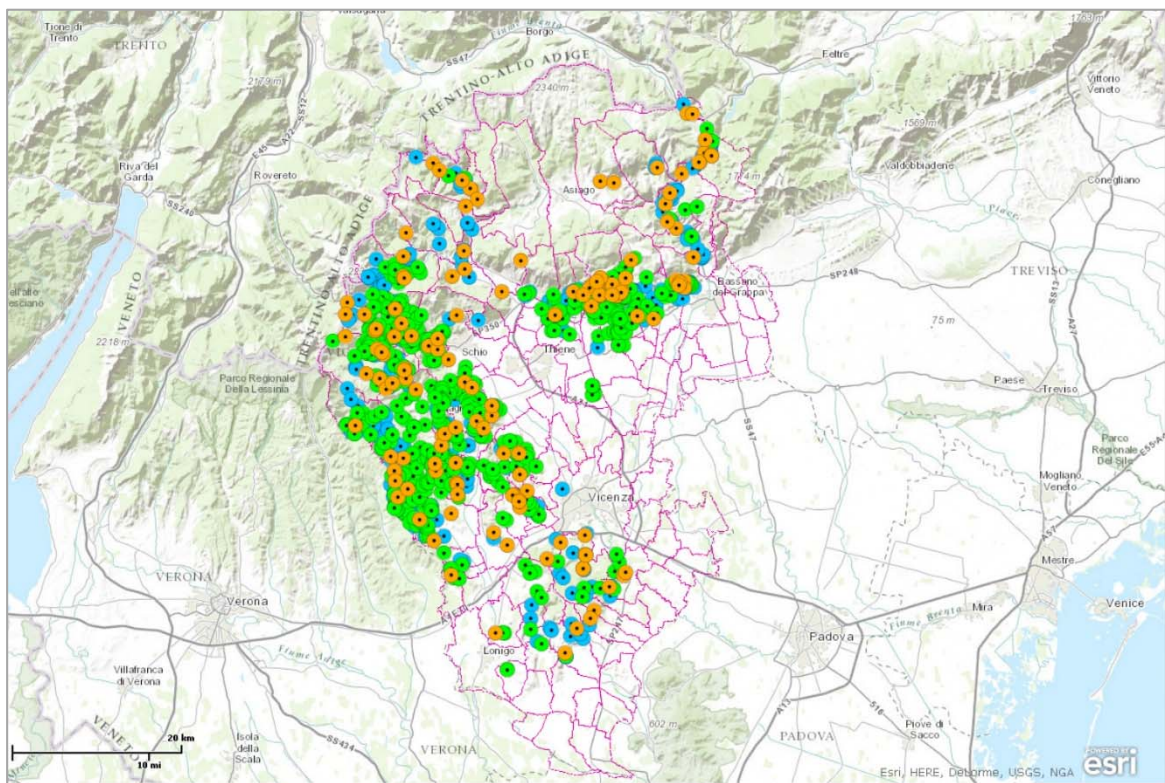


Figura 2.15. Database delle frane catalogate in provincia di Vicenza (aggiornamento al 2014): dissesti pre-alluvione 2010 (blu), attivati nell'alluvione 2010 (verde) e post-alluvione 2010 (arancione).

## 2.3 Interventi di rinforzo: approcci tradizionali e innovativi

Gli interventi di rinforzo per la stabilizzazione dei versanti mirano ad aumentare le forze resistenti del pendio mediante l'utilizzo di dispositivi in grado di assorbire le forze di scivolamento che inducono il fenomeno. Possono essere di vario tipo e sono scelti soprattutto in base alla geometria del dissesto (profondità, sviluppo longitudinale e trasversale, pendenza del pendio e della superficie di scivolamento), in base alle condizioni di cantiere e della possibilità di accesso con le macchine operatrici, oltre che sulla base delle particolari condizioni geologiche, stratigrafiche e idrauliche del sito.

In particolare si possono distinguere in:

- 1) Muri di sostegno realizzati in calcestruzzo armato, o con gabbioni, o con la tecnica delle terre rinforzate o dei muri segmentali.
- 2) Pali di grande diametro, quali pali trivellati singoli (*dowels*) o pozzi strutturali.
- 3) Sistemi a micropali.
- 4) Sistemi a tiranti attivi.
- 5) Soil Nailing.

In Tabella 2.12 sono riassunte le condizioni più idonee di applicazione delle diverse tipologie oltre ai loro vantaggi e svantaggi (Cola, et al., 2012).

Spesso i muri di sostegno, le gabbionate (Figura 2.16) o le terre rinforzate con geosintetici sono utilizzati per stabilizzare frane di piccola entità, accoppiati con sistemi di drenaggio (Koerner & Koerner, 2011).

I cosiddetti *dowels* sono pali in calcestruzzo che lavorano a flessione e taglio, come una sorta di tasselli caricati orizzontalmente; sono posti in corpo frana e ancorati nel substrato roccioso resistente. Possono essere disposti secondo diverse configurazioni. Se collocati a interasse contiguo secondo una circonferenza chiusa possono comporre dei pozzi strutturali di grande diametro. Migliorano la stabilità in quanto incrementano la resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento della frana. Possono essere anche completamente immersi nel corpo frana senza raggiungere il piano campagna ma intersecando solamente la superficie per alcuni metri. Questa tecnica non può essere utilizzata in tutti i pendii in quanto richiede macchinari di perforazione di notevoli

dimensioni che non possono raggiungere facilmente i siti più impervi, oltre a risultare molto costosa. Un esempio di applicazione della tecnica in provincia di Vicenza è rappresentato dalla sistemazione di frana Fantoni a Recoaro Terme (Figura 2.17, 2014).

Tabella 2.12. Condizioni di utilizzo, vantaggi e svantaggi delle diverse tipologie di rinforzo su pendio (Bisson & Cola, 2014).

<b>Tecnica</b>	<b>Condizioni favorevoli e vantaggi</b>	<b>Svantaggi</b>
Muri di sostegno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Frane piccole e superficiali</li> <li>• Stabilità temporanea dello scavo per ricavare lo spazio del muro</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Scavo e movimentazione di grandi volumi di terreno</li> <li>• Eventuale supporto temporaneo dello scavo retrostante al muro</li> <li>• Grandi fondazioni o uso di ancoraggi per resistere alle forze di scivolamento</li> <li>• Tempo di installazione lungo se si usa calcestruzzo gettato in opera</li> </ul>
Pali di grande diametro	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Frane di media profondità</li> <li>• Accessibilità con grandi macchine di perforazione</li> <li>• Possibilità di abbinare sistemi di drenaggio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Numerosi elementi o abbinamento con ancoraggi per assorbire le forze di scivolamento</li> <li>• Elevati costi e ingombri delle macchine di perforazione</li> </ul>
Micropali	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Frane di piccola e media profondità</li> <li>• Installabili in condizioni geologiche molto variabili</li> <li>• Macchine di perforazione piccole</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessità di abbinare ancoraggi per resistere alle forze di scivolamento</li> </ul>
Ancoraggi	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Utilizzabili singolarmente in ammassi rocciosi o accoppiati a muri, pali e micropali nei terreni</li> <li>• No limiti alla loro lunghezza</li> <li>• Macchine di perforazione piccole</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessità di sostenere il foro in terreni privi di cementazione o sciolti</li> <li>• Necessità di prove di collaudo e di verifica nel tempo</li> <li>• Necessità di adeguata protezione alla corrosione</li> </ul>
Soil Nailing	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Frane di piccola e media profondità</li> <li>• Non richiedono messa in trazione</li> <li>• Minimizzazione dei volumi di scavo</li> <li>• Adattabilità in tutti i terreni e rocce</li> <li>• Macchine di perforazione piccole</li> <li>• Rapidità di installazione</li> <li>• Basso impatto ambientale</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relativamente alta deformabilità del pendio</li> <li>• Necessità di drenare il pendio se esistono abbondanti venute d'acqua</li> <li>• Massima lunghezza pari a circa 20m con macchine di perforazione tradizionali</li> <li>• Necessità di adeguata protezione alla corrosione</li> </ul>





Figura 2.16. Gabbionata con Sirive® Supergabions per stabilizzare il piede di una piccola frana (2014).

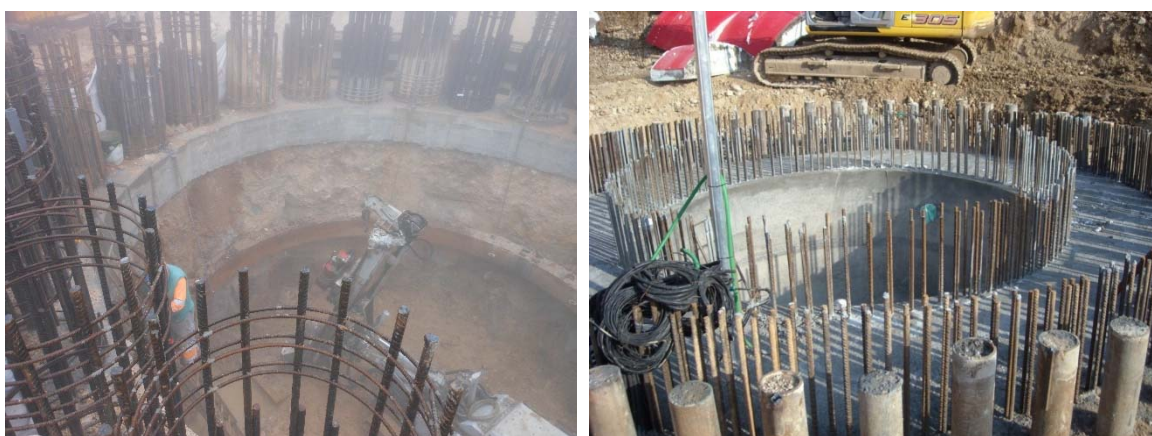


Figura 2.17. Pozzi di grandi diametro a frana Fantoni (2014).

Le strutture in micropali, come ad esempio le paratie, tirantate o meno, sono di utilizzo più frequente (Bruce, 1988). La maggior diffusione è dovuta al fatto che per la loro esecuzione sono richiesti macchinari di dimensioni ridotte; l'installazione è semplice in



quasi tutti i tipi di terreno e roccia. Quando sono utilizzati in gruppo, connessi ad un cordolo in calcestruzzo collocato all'estremità superiore della paratia, o a cavalletto, la resistenza flessionale e a taglio di gruppo incrementa nettamente. Nel caso di piccole frane, il tubo in acciaio che costituisce l'armatura resistente del micropalo può essere sostituito da barre autoperforanti disposte in verticale, tipicamente utilizzate nel Soil Nailing (Cola, et al., 2012). Queste forniscono infatti alcuni vantaggi tecnici ed economici dovuti alla tecnologia di perforazione: le barre, avendo un minore diametro a parità di sezione di acciaio resistente, richiedono un foro più piccolo e consentono di ottenere un maggiore ricoprimento cementizio che aumenta la protezione a corrosione, oltre ad essere di più rapida installazione.

Il principale vantaggio dei sistemi di ancoraggio, siano essi attivi o passivi, è che non vi sono particolari limiti di lunghezza, considerando naturalmente le applicazioni convenzionali, e possono essere utilizzati anche in frane medio-profonde. È inoltre in fase di studio un nuovo tipo di barra potenziata, detta ancoraggio composito (Bisson, et al., 2013), che consente di raggiungere grandi carichi di rottura con costi competitivi e che consente di raggiungere profondità elevate.

Si sottolinea che uno dei limiti principali dei muri di sostegno, dei pali a grande diametro e dei sistemi a micropali, tecniche ampiamente utilizzate, è la necessità di dover essere abbinati a tiranti qualora le forze orizzontali da assorbire risultino elevate o si debba limitare lo spostamento dell'opera che si sviluppa al fine di attivare la resistenza del sistema. Questo consente una migliore distribuzione del carico di ancoraggio in un'area maggiore, evitando il punzonamento del terreno (Juran & Elias, 1991), ma comporta un allungamento dei tempi di installazione e la necessità di eseguire il controllo e la manutenzione dei tiranti nel tempo per verificare che non perdano efficacia per effetto delle deformazioni viscosse del sistema (AGI, 2012), con un naturale aumento dei costi.

Ancoraggi e Soil Nailing sono invece elementi che, lavorando a trazione in direzione molto prossima alla direzione delle forze instabilizzanti, esplicano la loro azione resistente in modo più efficace. Se eseguiti in terreni sciolti, devono essere collegati ad elementi esterni atti a distribuire sul piano campagna la forza di trazione assorbita dal rinforzo: in genere, perciò, gli ancoraggi non vengono utilizzati singolarmente ma in accoppiamento con muri, paratie, travi di ripartizione del carico, ecc. Nel caso della tecnica

nota come Soil Nailing, evoluzione del sistema reticolare di micropali (Lizzi, 1980), la trazione trasmessa in superficie dal rinforzo è di entità inferiore, a parità di forza massima assorbita dall'elemento: questo perché i rinforzi per Soil Nailing sono passivi e vengono solidarizzati al terreno mediante cementazione lungo tutta la loro lunghezza. Non essendo applicato un pre-tensionamento in fase di installazione, nei sistemi passivi non vi è inoltre la necessità di curare in maniera particolare la manutenzione e il monitoraggio, a differenza dei tiranti attivi. Si ricorda, infine, che il Soil Nailing è una tecnica derivata dalla chiodatura in roccia, che da oltre 30 anni trova la sua prevalente applicazione nel sostegno di pareti (Elias & Juran, 1991; Berardi, 1997; FHWA, 2003), mentre è poco utilizzata nella stabilizzazione dei pendii. Ne esistono diverse versioni, che si differenziano soprattutto per la tipologia di rivestimento adottato, che come ricorda la norma UNI-EN 14490, può essere di tipo rigido, flessibile o leggero. In particolare sono molto impiegate le soluzioni con rivestimento flessibile e leggero a verde, in quanto consentono di limitare l'impatto ambientale dell'opera con la piantumazione e il rinverdimento naturale del versante (Figura 2.18).



Figura 2.18. Parete chiodata a verde eseguita con tecnica Sirive-I (2013).

Gli ancoraggi flottanti si configurano come una evoluzione delle tecniche di ancoraggio passivo; anche per essi valgono le considerazioni precedenti e i vantaggi offerti da quest'ultime. A differenza però delle altre tecniche di rinforzo tradizionali, gli ancoraggi flottanti non sono collegati a una struttura rigida (come un muro di sostegno o una paratia in micropali) né a un rivestimento esterno continuo (come nel Soil Nailing). Una struttura continua infatti, sia che abbia funzione strutturale sia di semplice rivestimento, non ammette grandi deformazioni e i movimenti del corpo frana possono generare quadri fessurativi che ne compromettono la funzionalità e la stabilità. Per di più, maggiore è la rigidità, maggiori sono in generale le sollecitazioni a cui la struttura è soggetta. L'idea di fondo dell'ancoraggio flottante sta quindi nell'eliminare la continuità e nel ridurre la rigidità, rendendo il rinforzo flessibile e libero di subire spostamenti e assestamenti all'interno del versante senza per questo perdere di funzionalità a causa di eventuali fratture o rotture per rotazione o scorrimento al piede, cause tra le più comuni di perdita di stabilità nelle strutture rigide tradizionali.

Dalle osservazioni di numerosi casi studio si è inoltre potuto appurare che spesso una frana roto-traslazionale si attiva a causa di un disequilibrio non necessariamente di grande entità tra forze stabilizzanti e instabilizzanti. Si tratta di una considerazione importante soprattutto in fase di prevenzione dei dissesti. In molti casi infatti una modesta opera di rinforzo eseguita ex-ante può contribuire a prevenire un movimento franoso che richiederebbe un'opera di consolidamento molto più importante e costosa ex-post. Gli ancoraggi flottanti rappresentano quindi un valido metodo di prevenzione dei dissesti, oltre che di sistemazione a dissesto avvenuto.

Questi fattori permettono di ottenere con l'impiego di ancoraggi flottanti un elevato fattore di sicurezza globale con minore impiego di materiale e minori costi.

## **2.4 Comparazione tra interventi di rinforzo e analisi dei costi**

Al fine di comparare le diverse tipologie di intervento, si è scelto di progettare diverse opere per stabilizzare un generico pendio di altezza limitata (Figura 2.19a). Una volta definite le dimensioni dell'intervento in accordo con i requisiti geotecnici e strutturali

previsti nelle NTC 2008 per ogni opera, si è valutato, mediante analisi all’Equilibrio Limite, il coefficiente di sicurezza globale raggiunto per un meccanismo di instabilità globale di tipo rotazionale. Infine si è determinato il costo minimo al metro lineare di ogni opera, al netto delle spese di cantierizzazione.

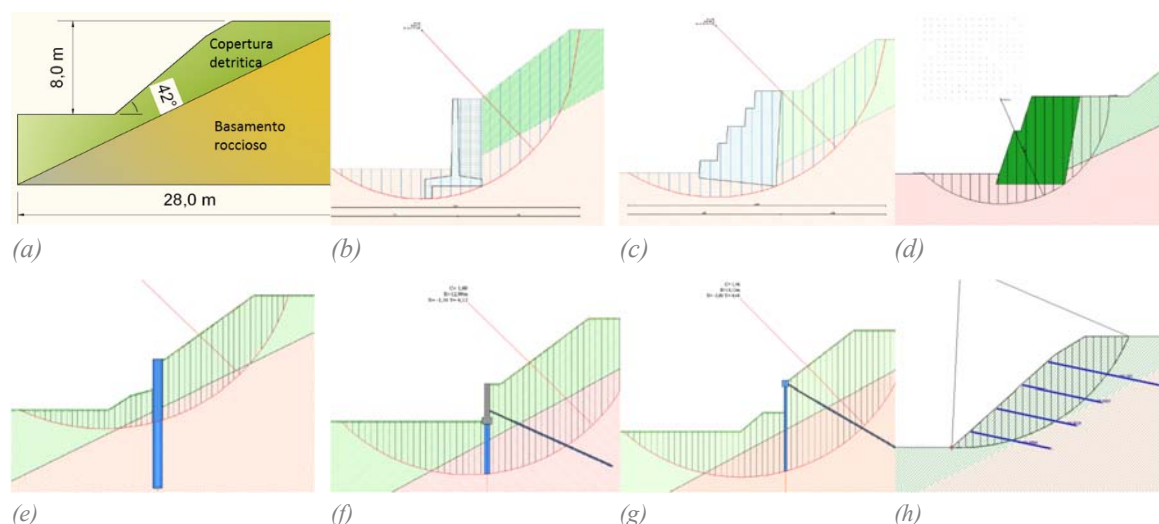


Figura 2.19. Schema del pendio tipo considerato per l’analisi comparativa (a) e risultati dell’analisi all’equilibrio limite delle soluzioni esaminate nell’analisi comparativa: muro a mensola in c.a. (b), muro in gabbioni (c), muro in terra rinforzata (d), fila di pali trivellati (e), muro su pali con tirante (f), linea di micropali con tiranti (g) e Soil Nailing (h).

Tabella 2.13. Parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi.

Formazione	Tipo di terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]
Coltre detritica	Sabbia limo-argillosa	18	0	28
Formazione di base	Ghiaia	19	0	38

In Tabella 2.13 sono riassunti i parametri assunti per i terreni costituenti il pendio, che per le analisi non sono stati corretti mediante i coefficienti di sicurezza parziale previsti dall’NTC, al fine di valutare il contributo netto dell’opera di stabilizzazione sul coefficiente di sicurezza FS. Nella Tabella 2.14 sono riassunte le caratteristiche geometriche degli elementi che formano i diversi interventi, i valori del fattore di sicurezza desunto

dall'analisi all'Equilibrio Limite e il costo al metro lineare. Si è assunto come base di stima il prezziario provinciale integrato con eventuali prezzi unitari indicati da ditte specializzate, ove non presenti nel prezziario ufficiale. In Figura 2.19**b-h** sono riportati i risultati in forma grafica delle analisi.

Tabella 2.14. Caratteristiche, fattore di sicurezza globale e costo unitario degli interventi.

Figura	Intervento	Caratteristiche dell'intervento	FS	Prezzo (Euro/m)
<i>b</i>	Muro a mensola	H = 5,0 m; L = 3,5 m; Profondità dente = 0,7 m	1,29	1694
<i>c</i>	Muro in gabbioni	H = 5,0 m; L = 4,5 m; Pendenza base = 6°	1,30	2614
<i>d</i>	Muro in terra rinforzata	H = 5,0 m; L = 3,5 m	1,39	1360
<i>e</i>	Pali singoli trivellati	H = 2,0 m; Profondità = 7,0 m; interasse 2,5; D=60 cm; armature 16φ26	1,58	1781
<i>f</i>	Muro fondato su micropali	H = 2,8 m; Profondità = 4,0 m; 2 linee di micropali con interasse $i=0,2$ m; interasse longitudinale 1,50 m; $D_{ex}=114,3$ mm; $s=6,3$ mm; ancoraggio con barra R38 ad interasse 1,5 m; L = 10 m; $\alpha = 25^\circ$	1,60	1420
<i>g</i>	Berlinese ancorata	H = 2,5 m; Profondità = 4,2 m; 2 linee di micropali con interasse $i=0,5$ m; interasse longitudinale 0,50 m; $D_{ex}=127$ mm; $s=8$ mm; ancoraggio con barra R38 ad interasse 2,5 m; L = 12 m; $\alpha = 30^\circ$	1,46	1584
<i>h</i>	Soil Nailing	Lunghezze delle barre = 6, 6, 6, 9 m; $i_x=i_z=1,6$ m; $\alpha=1,47$ 15°; rivestimento in rete a doppia torsione		1034

*Nota.*  
 Il costo è valutato con riferimento a un intervento lungo 30 m.

Dal confronto (Tabella 2.14) si evince che l'intervento con Soil Nailing risulta essere il più economico, garantendo allo stesso tempo un elevato grado di sicurezza. Tra i muri, la tipologia più economica è senz'altro il muro in con terra rinforzata, il quale necessita però della previa creazione dello spazio necessario per la sua costruzione ottenibile con uno sbancamento temporaneo del versante e un aggravio temporaneo delle condizioni di stabilità. Gli interventi che assicurano il maggior grado di sicurezza sono i pali trivellati e il muro fondato su micropali, che permettono di approfondire sensibilmente la superficie di scivolamento coinvolgendo i terreni più resistenti sottostanti: tra questi due interventi, i pali trivellati sono certamente più costosi, oltre a richiedere macchine

perforatrici più ingombranti e difficili da maneggiare su versante. Infine, la berlinese ancorata è un intervento rapido da eseguire e garantisce un buon grado di sicurezza: presenta, però, un costo il 50% più alto rispetto alla soluzione con Soil Nailing, a parità di prestazioni.

E' evidente che questo esercizio accademico da solo non è sufficiente a dimostrare che la tecnica degli ancoraggi sia sempre più vantaggiosa, ma si ritiene che facendo lavorare i rinforzi in direzione prossima all'azione sollecitante sia sufficiente un numero minore di rinforzi e sia possibile ridurre i costi dell'intervento.

Nel prossimo capitolo si illustrerà nel dettaglio la tecnica degli ancoraggi flottanti, evidenziando quali sono le loro specificità rispetto al Soil Nailing o agli ancoraggi tradizionali.

## 3 L'ANCORAGGIO FLOTTANTE SIRIVE®

### 3.1 Idea dell'ancoraggio flottante e campi di applicazione

Nel campo dei movimenti franosi lenti o molto lenti (Tabella 2.5) gli interventi geotecnici si basano su molteplici approcci, ma possono essere suddivisi in interventi di riduzione delle azioni instabilizzanti o di incremento delle resistenze del sistema (rinforzi). Gli interventi di rinforzo sono spesso costituiti da opere rigide (muri, diaframmi, ecc.), progettate per sopportare quella sollecitazione di progetto giudicata necessaria per garantire la stabilità del versante sulla base di un'analisi di stabilità globale, limitando allo stesso tempo la deformabilità del sistema. Molte volte sono interventi rigidi sia dal punto di vista strutturale che come disposizione sul versante. Numerose sono le criticità di queste opere (Bisson & Cola, 2014):

- 1) Hanno in genere elevata rigidità, caratteristica che non permette loro di adattarsi bene ad eventuali spostamenti del versante e, allo stesso tempo, induce sollecitazioni interne agli elementi strutturali molto grandi;
- 2) Come conseguenza del punto 1, le strutture risultano molto pesanti e resistenti, con conseguenti elevati costi di realizzazione;
- 3) Non possono essere costruite in fasi successive (moduli), perché la non completa stabilità del versante metterebbe a rischio la sopravvivenza di quanto eseguito nella prima fase;
- 4) Se la forza sollecitante supera il valore di progetto si possono danneggiare, a volte irreversibilmente, perdendo il loro effetto stabilizzante;
- 5) La loro progettazione richiede una valutazione precisa delle forze agenti, ma spesso le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno non sono facilmente identificabili e controllabili.

La tecnica degli *ancoraggi flottanti* si configura come un avanzamento delle tecniche di ancoraggio passivo e un'alternativa ai tradizionali rinforzi. Essa prevede l'installazione di singole barre in acciaio secondo una geometria discontinua che si adatta



alla morfologia del pendio. Pur potendo utilizzare barre inserite in preforo, l'uso di barre autoperforanti riduce i tempi di esecuzione e rende ancor più economica l'opera.

Diversamente dai tiranti attivi tradizionali, suddivisi in bulbo di ancoraggio e parte libera e messi in trazione durante l'installazione, le barre sono cementate al terreno per tutta la loro lunghezza e lavorano in modo passivo, cioè non sono messe in trazione da subito. Esternamente non è previsto un rivestimento continuo del pendio, ma solo l'applicazione di una piastra (elemento flottante) collegata alla testa di ciascuna barra. Dato che il rinforzo è necessariamente prolungato in profondità fino al terreno stabile, esso resta fisso nello spazio e se il pendio si deforma e il terreno si sposta relativamente ad esso, la piastra può essere eventualmente inglobata dal terreno circostante.

E' noto che per attivare un ancoraggio di tipo passivo devono maturarsi degli spostamenti relativi all'interfaccia terreno-superficie esterna dell'ancoraggio, cioè l'interfaccia tra terreno e boiaccia cementizia (Figura 3.1). A seguito di ciò possono verificarsi due condizioni: se il sistema di rinforzo è sufficiente a stabilizzare completamente il versante il movimento si arresta e la tensione nei rinforzi resta inferiore alla massima disponibile; viceversa, il versante continua a muoversi e nei rinforzi si raggiunge la completa attivazione della massima resistenza disponibile.

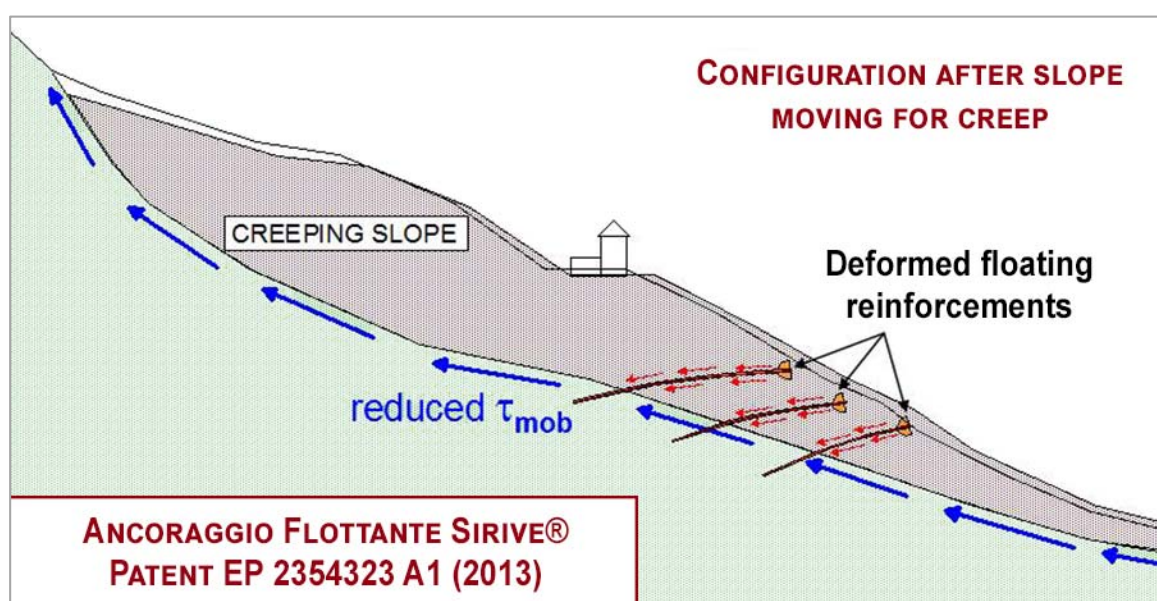


Figura 3.1. Schema di funzionamento dell'ancoraggio flottante.



Il verificarsi della seconda condizione non è da considerarsi un difetto ma un meccanismo di autoregolazione del sistema: il terreno spostandosi relativamente alla barra permette di mobilitare le resistenze di attrito massime all'interfaccia terreno-boiaccia; in questo modo vengono ridotte le forze instabilizzanti che attivano il movimento. Allo stesso tempo, l'ancoraggio trova una sua condizione di equilibrio interna al versante in movimento (come una boa che, fissata sul fondale, si allinea alle correnti marine) senza raggiungere una sua rottura strutturale, in quanto la sollecitazione massima di trazione nei rinforzi è limitata superiormente dalle tensioni tangenziali di attrito potenzialmente trasferibili all'interfaccia terreno-rinforzo. Anche nel caso in cui i rinforzi non siano sufficienti ad assorbire tutte le forze instabilizzanti che generano la condizione di disequilibrio del versante, essi continuando quindi ad esplicare un'azione stabilizzante; in questo caso il movimento non subirà un completo arresto ma una riduzione di velocità variabile in funzione del numero di rinforzi posti in opera. Si può dire che l'ancoraggio così realizzato è flessibile in quanto può adattarsi alle deformazioni del sistema senza perdita prestazionale, grazie anche all'assenza di un rivestimento esterno continuo.

Il sistema è perciò composto da elementi di rinforzo puntuali, progettati e posti in opera per assorbire ciascuno una data quantità di tensioni tangenziali; la forza totale esplicabile da ciascun elemento è limitata superiormente dall'attrito totale potenzialmente attivabile all'interfaccia terreno-boiaccia nella zona attiva del terreno, sommato alla forza di testa assorbita dalla piastra flottante. La resistenza del versante viene così incrementata generando una maggior superficie attritiva data dalle interfacce rinforzi-terreno, e viene così dissipata quota parte delle tensioni tangenziali indotte dal movimento franoso, aumentando la stabilità globale. Tale riduzione è pari alle tensioni attrittive trasmesse all'interfaccia di ciascun ancoraggio moltiplicato per il numero totale degli ancoraggi stessi.

Altri fattori che rendono favorevole la tecnica sono:

- La facilità e la rapidità di installazione grazie all'utilizzo della tecnologia autoperforante;
- Il basso impatto ambientale: la tecnica non prevede un rivestimento continuo di facciata, ma solamente la presenza discontinua delle piastre flottanti poste alla testa di ciascun ancoraggio; essendo le piastre di ripartizione rade (la superficie

mediamente coperta con le piastre è di 1,5 m<sup>2</sup> ogni 25-30 m<sup>2</sup>, con un rapporto di ricoprimento pari a circa 5-6%), la parete può essere piantumata e rinverdata;

- La buona protezione delle barre dalla corrosione: la zincatura a caldo e la boiaccia cementizia che avvolge le barre proteggono l'acciaio dai fenomeni corrosivi e forniscono maggiore durabilità all'opera secondo quanto previsto dalle UNI EN 14490 (UNI, 2010); si può prevedere una protezione aggiuntiva per ambienti particolarmente aggressivi (protezione con resine, tiranti dielettrici, ecc.).

Il principale campo di applicazione della tecnica degli ancoraggi flottanti riguarda la stabilizzazione di movimenti franosi lenti e di pendii instabili in genere, il consolidamento di infrastrutture viarie poste su versanti in frana, ma sono allo studio anche altri tipi di applicazioni. Data la flessibilità intrinseca di questo sistema di rinforzo, si pone in alternativa ai più classici interventi di tipo rigido quali muri di sostegno in calcestruzzo armato, paratie tirantate di micropali o pali trivellati, terre rinforzate, gabbionate, ecc. La tecnica inoltre, consentendo un naturale rinverdimento del versante, offre ottime caratteristiche di integrazione nel contesto paesaggistico e ambientale e può essere utilizzata, con le opportune valutazioni, anche in contesti naturali di pregio.

Diversamente da un'opera rigida tradizionale, che deve essere adeguatamente dimensionata per contrastare le spinte del terreno in movimento, pena il generarsi di stati fessurativi fino al collasso e mal funzionamento della struttura, l'intervento con ancoraggi flottanti può essere calibrato in corso d'opera, apportando variazioni nella posizione all'interno del pendio, nella lunghezza e nell'interasse dei rinforzi a seconda delle osservazioni fatte durante la realizzazione dell'opera stessa. Inoltre può essere eventualmente integrato con altri interventi o incrementando il numero di rinforzi installati in maniera modulare, in accordo con il metodo osservazionale previsto dalla normativa tecnica italiana (NTC 2008, paragrafo 6.2.4).

La modularità degli ancoraggi flottanti e la loro capacità di adattamento alle deformazioni del versante ne consentono l'impiego anche in situazioni dove in un primo momento non risulta possibile (per le dimensioni, la particolare cinematica del fenomeno, il ridotto budget a disposizione della committenza, ecc.) un completo arresto del movimento ma solo un suo rallentamento diminuendo in ogni caso il rischio connesso al dissesto, in attesa di altri interventi futuri.

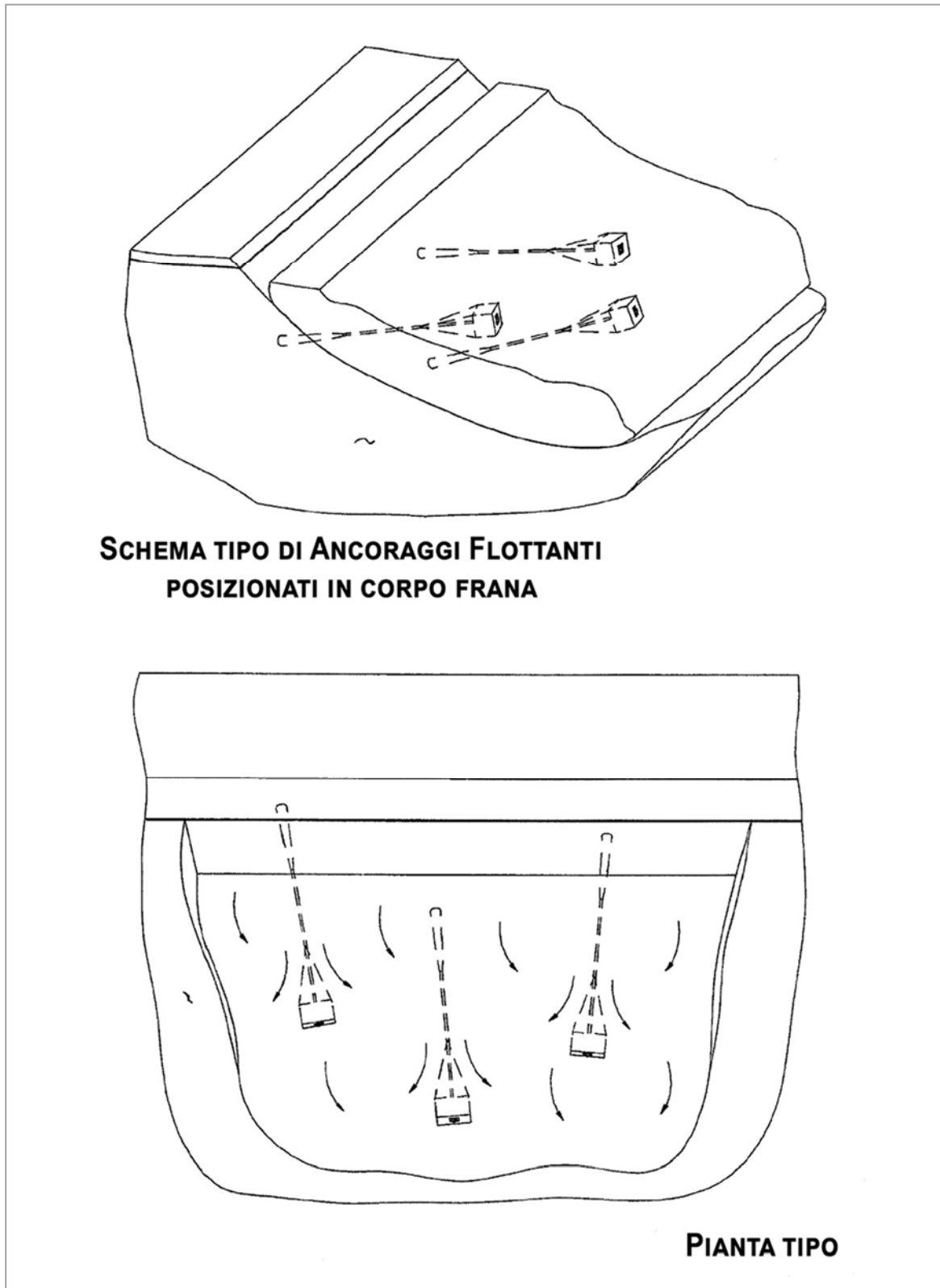


Figura 3.2. Schema tridimensionale di un intervento tipo con ancoraggi flottanti posizionati nel corpo frana: vista laterale e in pianta.

### 3.2 Ancoraggio autoperforante

L'ancoraggio flottante può essere realizzato sia con armature in barre autoperforanti che in barre piene o trefoli; gli acciai devono in ogni caso caratterizzarsi per ottime caratteristiche meccaniche e duttilità. L'impiego del sistema autoperforante offre numerosi vantaggi, tra i quali la semplicità e velocità di esecuzione, l'incremento del diametro effettivo del bulbo cementato rispetto ad altre tecniche di ancoraggio e il basso costo.

Nel campo dell'ingegneria geotecnica gli ancoraggi con barra autoperforante si configurano come una buona alternativa ai tradizionali ancoraggi di tipo passivo, quali le barre cementate, infisse o getto-iniettate. Trovano ormai frequente impiego nel sostegno temporaneo o permanente di pareti di scavo con Soil Nailing, nelle pareti chiodate a verde, nel consolidamento dei pendii, anche con impiego accessorio ad altre tecniche (es. gabbionate), nella stabilizzazione di gallerie.

Le autoperforanti sono barre cave in acciaio filettate per tutta la lunghezza mediante rullatura a freddo di tubi lisci (standard ISO 10208). Sono generalmente poste in opera con l'utilizzo di una perforatrice a roto-percussione, utilizzando la barra stessa, munita in testa di punta a perdere, come asta di perforazione e una boiaccia cementizia molto fluida come fluido di spurgo. Le barre, di lunghezza modulare, vengono collegate tra loro con specifici manicotti di giunzione fino al raggiungimento della lunghezza di progetto. Le barre sono dotate di una specifica punta a perdere, di forma variabile in funzione del tipo di terreno da perforare. Nella punta sono presenti alcuni fori da cui fuoriesce la boiaccia cementizia di iniezione (Figura 3.3).

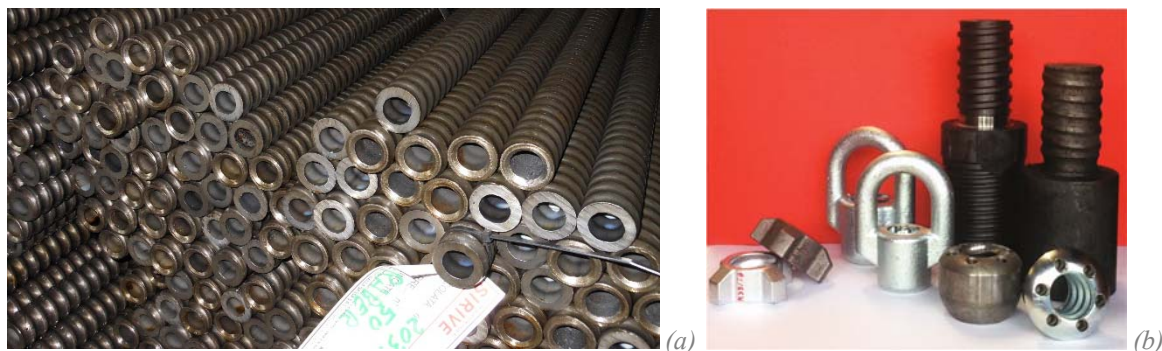


Figura 3.3. Barre autoperforanti Sirive® (a) e relativi accessori (b).

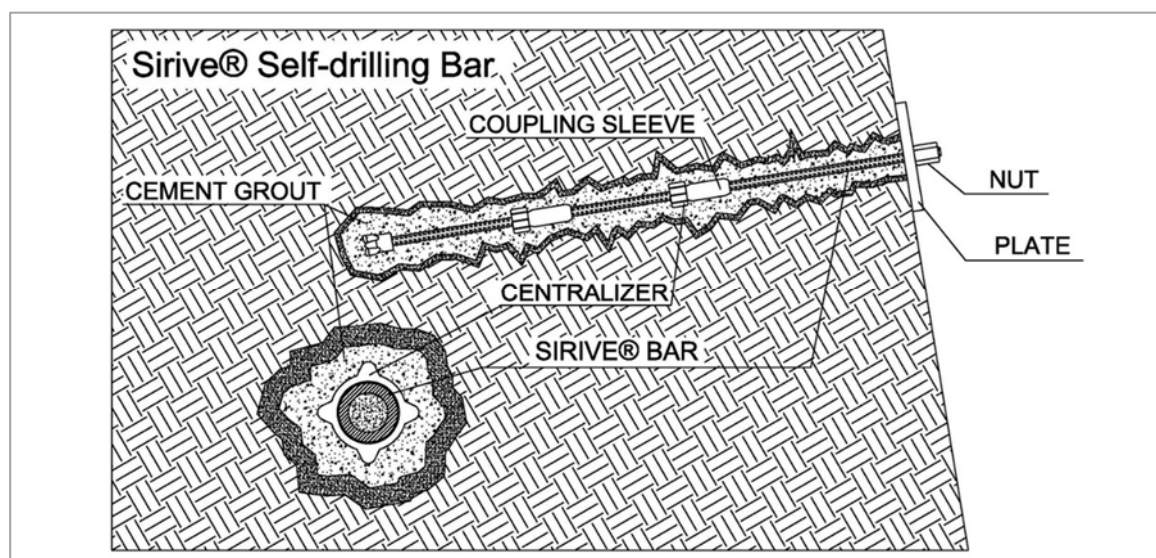


Figura 3.4. Sezione tipo di intervento con ancoraggi autopercoranti Sirive®.

Uno degli aspetti caratterizzanti che rende vantaggioso l'utilizzo degli ancoraggi autopercoranti è la modalità di esecuzione. La barra in acciaio infatti funge sia da armatura del chiodo sia da elemento perforante, rendendo l'installazione facile e rapida (Figura 3.4).

Durante la fase di perforazione la boiacca cementizia è molto fluida (rapporto acqua/cemento prossimo a 1) e viene iniettata in pressione attraverso la cavità interna alla barra. La boiacca funge quindi contemporaneamente da sostegno per le pareti e da fluido di spurgo per i detriti di perforazione. Una volta raggiunta la profondità di progetto, per poter cementare e solidarizzare correttamente la barra al terreno circostante, la miscela cementizia viene addensata fino ad un rapporto a/c pari a 0,4. Tale addensamento determina la fuoriuscita del fluido di sostegno e la successiva cementazione della barra nel terreno.

L'esecuzione di un ancoraggio autopercorante si sviluppa quindi nelle seguenti fasi:

- 1) Perforazione: viene eseguito il foro nel terreno tramite rotopercolazione con punta a perdere fino al raggiungimento della lunghezza di progetto dell'ancoraggio, con l'iniezione di boiacca molto fluida che funge da sostegno e fluido di spurgo e con l'eventuale ausilio di appositi centratori, che permettono il completo ricoprimento della barra assicurando una opportuna protezione.

- 2) Cementazione: viene modificata la miscela della boiaccia cementizia rendendola più densa, procedendo con l'iniezione a pressione fino alla completa cementazione della barra.
- 3) Testata di ancoraggio: la barra viene infine congiunta alla parete esterna o alla struttura con un dado e una piastra di bloccaggio.

Come detto, i vantaggi offerti dalla tecnica sono numerosi:

- Gli ancoraggi autoperforanti sono realizzabili su qualsiasi tipo di terreno;
- Sono di facile esecuzione anche su pendii o siti impervi, grazie all'utilizzo di macchinari di dimensioni relativamente ridotte;
- Le fasi di perforazione, installazione e cementazione avvengono contemporaneamente; di conseguenza l'esecuzione dell'intervento è molto rapida (la velocità è doppia rispetto a un ancoraggio tradizionale con sostegno del foro);
- Non vi sono tubi di sostegno né aste di perforazione da recuperare, grazie all'utilizzo di punte di perforazione a perdere;
- Il sistema è adattabile a varie lunghezze di perforazione, con l'utilizzo di barre modulari e manicotti di giunzione;
- Il rapporto tra fattore di sicurezza globale raggiunto e costi dell'opera è basso.

Per garantire un opportuno livello di sicurezza nelle opere in cui vengono impiegati gli ancoraggi autoperforanti, la qualità delle barre deve essere garantita. Per quanto riguarda in particolare il territorio italiano, si devono fornire prodotti conformi alle NTC. A tal fine, nel settembre 2014 la Dalla Gassa s.r.l., società detentrica del brevetto sugli ancoraggi flottanti Sirive® e prima in Italia, ha ottenuto la qualificazione delle barre autoperforanti quali "barre cave a filettatura continua di classe S460 per tiranti di ancoraggio ad uso geotecnico di tipo passivo", come risulta dall'attestato 002/14-AM consultabile nell'apposito sito del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nell'ottica di sfruttare i vantaggi offerti dalle barre autoperforanti e, allo stesso tempo, ampliare il loro campo di applicazione, recentemente è stata proposta una nuova tipologia di barre, dette barre composite. Esse mirano a soddisfare una duplice esigenza: da una parte, migliorare il comportamento in stato limite di esercizio sviluppando elementi in

grado di lavorare con carichi di rottura più elevati a parità di allungamento in dominio elastico; d'altra parte, realizzare un rinforzo che offra un miglior comportamento in condizioni di stato limite ultimo, in grado cioè di sviluppare minori deformazioni plastiche a parità di allungamento rispetto a una barra tradizionale.

### 3.3 Ancoraggio composito

Una barra autopercorante tradizionale è ricavata per rullatura da una barra liscia in acciaio dolce. L'acciaio di colata della barra vergine presenta solitamente una percentuale di carbonio pari a 0,18-0,20%, comunque mai superiore a 0,23%: nella lega sono presenti in percentuali ridotte anche altri elementi chimici, quali manganese (1,3-1,4%), silicio (0,3-0,4%), fosforo (0,01%), zolfo (0,002%) e alluminio (0,03-0,04%). Le barre lisce presentano elevata duttilità e allungamento medio a rottura molto grande (25-30%, in ogni caso non inferiore al 15%). La riserva di resistenza plastica è molto alta: infatti, il rapporto tra tensione di rottura e tensione di snervamento, quest'ultimo assunto come limite elastico convenzionale in quanto non vi è snervamento localizzato, è pari a circa 1,4-1,6.

Durante il processo di rullatura a freddo l'acciaio incrudisce: si osserva un incremento sia della resistenza a rottura che della tensione di snervamento e della rigidità, a scapito però di una contrazione del campo plastico e una riduzione della duttilità. La riserva di resistenza plastica si riduce a circa 1,2 e l'allungamento omogeneo a carico massimo  $A_{gt}$  si attesta tra 5% e 8%.

Le barre composite nascono dall'idea di accoppiare le prestazioni offerte da una barra autopercorante tradizionale con quelle dei trefoli d'acciaio usualmente utilizzati per i tiranti e più economici. I trefoli sono realizzati in acciaio armonico, cioè un acciaio al silicio ad alto tenore di carbonio (0,8-0,9%) ricotto e successivamente temprato. Il processo di lavorazione produce un acciaio altamente resistente e deformabile in campo elastico, con una soglia di snervamento elevata, ma con un rapporto tra tensioni di rottura e di snervamento più basso rispetto all'acciaio dolce, generalmente compreso tra 1,05 e 1,25. Gli acciai armonici presentano inoltre basso rilassamento, garantendo quindi l'assenza di sostanziali perdite di tensione nel tempo.

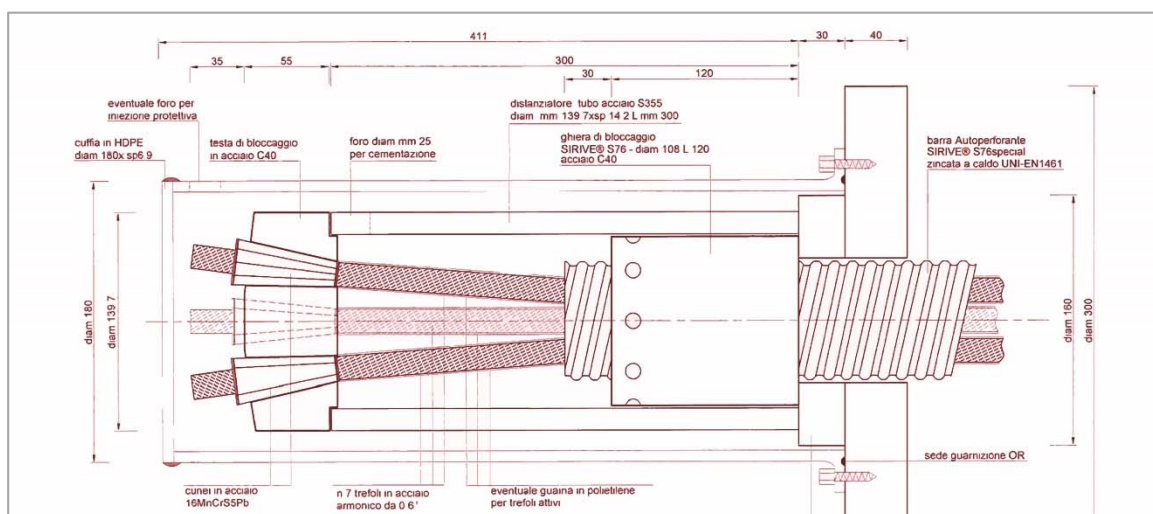


Figura 3.5. Ancoraggio composito Sirive®: schema tipo della testata di collegamento tra barra autoperforante e trefoli.

Nell’ancoraggio composito l’accoppiamento tra barra e trefoli è realizzato attraverso il semplice inserimento di uno o più trefoli nella cavità della barra tradizionale e la successiva cementazione mediante una speciale iniezione cementizia. L’installazione di una particolare testata di bloccaggio per i trefoli (Figura 3.5) completa lo sviluppo, consentendo il raggiungimento di elevati carichi di rottura senza sfilamento dei trefoli né della barra da dado e manicotto di giunzione.

L’esecuzione di un ancoraggio composito si sviluppa nelle seguenti fasi:

- 1) Perforazione: viene eseguito il foro nel terreno con barra autoperforante tramite rotopercolazione con punta a perdere fino al raggiungimento della lunghezza di progetto dell’ancoraggio, con iniezione di boiaccia cementizia che funge da sostegno e fluido di spurgo e con l’eventuale ausilio di appositi centratori.
- 2) Cementazione: la miscela della boiaccia cementizia viene modificata e addensata, in modo da operare una completa cementazione della barra.
- 3) Inserimento dei trefoli: prima che la boiaccia inizi la fase di presa e indurimento, i trefoli vengono inseriti manualmente nella cavità interna alle barre autoperforanti.
- 4) Testata di ancoraggio: i trefoli vengono opportunamente tesati e collegati alla barra e alla struttura di ancoraggio con testata blocca-trefoli.



Nel corso del Dottorato di Ricerca è stata eseguita una prima modellazione matematica per la descrizione del comportamento meccanico delle barre composite. La risposta tenso-deformativa del sistema composito formato da barra, trefoli e malta cementizia si basa sulle seguenti ipotesi (Bisson, et al., 2013):

- Congruenza del sistema accoppiato: assumendo una perfetta aderenza tra barra, trefoli ed eventuale miscela di cementazione interna, le deformazioni dei singoli elementi del sistema devono essere tra loro uguali;
- Equilibrio del sistema accoppiato: la forza complessiva applicata al sistema composito è pari alla somma delle forze agenti nei singoli elementi del sistema;
- Variazioni termiche trascurabili.

In prima analisi si considera una barra composita costituita dai soli elementi barra e trefoli senza cementazione interna, con l'obiettivo di studiare l'effetto dell'accoppiamento dei due acciai sul comportamento del sistema in campo elastico e plastico, nonché sull'allungamento della barra.

A partire dalle ipotesi di congruenza (3.1) e di equilibrio (3.2), è possibile descrivere la rigidezza equivalente teorica del sistema di base così ottenuto tramite lo sviluppo della legge di Hooke e dei teoremi di Kirkhoff per le resistenze in parallelo:

$$\frac{F_b(\sigma)}{E_b(\sigma) \cdot A_b} = \frac{F_t(\sigma)}{E_t(\sigma) \cdot A_t} = \frac{F(\sigma)}{(EA)_{eq}(\sigma)} \quad \text{dove: } A = A_b + A_t \quad (3.1)$$

$$F_b(\sigma) + F_t(\sigma) = F(\sigma) = (EA)_{eq}(\sigma) \cdot \frac{\Delta l(\sigma)}{l_0} \quad (3.2)$$

definendo come rigidezza assiale equivalente  $(EA)_{eq}(\sigma)$  il rapporto tra forza complessiva e deformazione del sistema. Nelle precedenti espressioni si assume che i moduli elastici siano dipendenti dallo stato tensionale  $\sigma$ .

Attraverso alcuni elementari passaggi matematici si perviene all'espressione della rigidezza assiale equivalente della barra composita, pari alla somma delle rigidezze assiali dei componenti singoli:

$$(EA)_{eq}(\sigma) = [E_b(\sigma) \cdot A_b + E_t(\sigma) \cdot A_t] \quad (3.3)$$

In presenza della miscela di cementazione la forza assorbita dalla barra viene trasmessa ai trefoli interni grazie all’aderenza tra trefolo e boiaccia cementizia. A tal riguardo per definire la lunghezza minima di ancoraggio dei trefoli, in analogia con il calcestruzzo armato precompresso, si assume valido un modello a bielle compresse con alcune opportune considerazioni su effetto cuneo e *splitting* (Leonhardt & Moennig, 1977). E’ possibile inoltre ipotizzare un’influenza della nervatura interna delle barre sul legame di aderenza, con lo sviluppo di una componente radiale di compressione ortogonale alla nervatura (Tepfers, 1982).

### **3.4 Prove sperimentali di trazione su barre semplici e composite**

Per studiare il comportamento reale della barra composita e confrontarlo con il comportamento teorico esposto nel paragrafo precedente, è stata programmata una campagna di prove sperimentali di trazione (Bisson, et al., 2013) e in particolare:

- Su barra Sirive® R32L singola;
- Su barra Sirive® R32L singola cementata all’interno con cemento tipo 32.5;
- Su barra composita costruita da una barra Sirive® R32L e un trefolo di diametro pari a 0,6” non cementato all’interno;
- Su barra composita costruita da una barra Sirive® R32L e un trefolo di diametro pari a 0,6” cementato all’interno con cemento tipo 32.5. Questa prova è stata ripetuta eseguendo anche un ciclo di carico-scarico una volta oltrepassata la soglia di plasticizzazione.

Per le prove si è utilizzato un martinetto idraulico con foro passante, opportunamente calibrato tramite cella di carico e certificato da ente abilitato (Figura 3.6a). Inoltre al fine di poter effettuare anche prove senza cementazione, è stata utilizzata una speciale testata per l’aggancio tra barra e trefolo (Figura 3.6c): tale testata permette il trasferimento del carico di trazione del trefolo direttamente sui dadi di serraggio, di modo che il carico assorbito dai trefoli non gravi sulla barra e si riduca al contempo la possibilità di scorrimento barra-dado. Gli allungamenti della barra sono misurati secondo lo schema

di Figura 3.6a. Le caratteristiche meccaniche di barre e trefoli utilizzati nelle prove sono riassunte in Tabella 3.1.

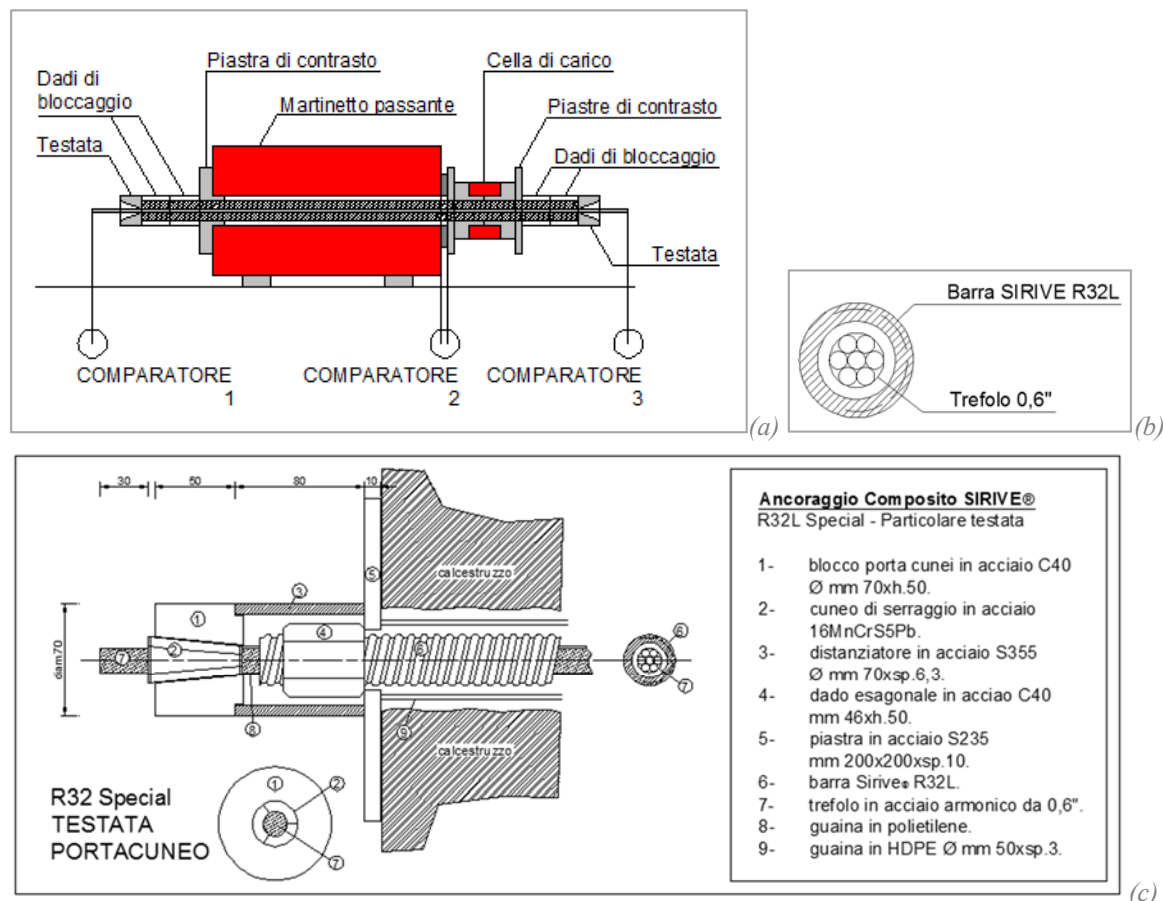


Figura 3.6. Schema di prova su barre composite (a); sezione della barra Sirive® R32L Special (b); particolare della testata di bloccaggio dei trefoli utilizzata nella prova con barra R32 Special (c).

Tabella 3.1. Caratteristiche meccaniche delle barre impiegate nei test sperimentali.

Descrizione	Barra Sirive® R32L	Trefolo 0,6"	Barra Sirive® R38	Barra composita (teorica)
Diametro nominale [mm]	32	15,2	38	32
Area acciaio [mm <sup>2</sup> ]	420	140	800	560
Rigidezza assiale [kN]	18.400	27.200	36.140	58.370
Carico di rottura [kN]	287	270	500	557
Limite elastico 1% [kN]	240	236	430	467

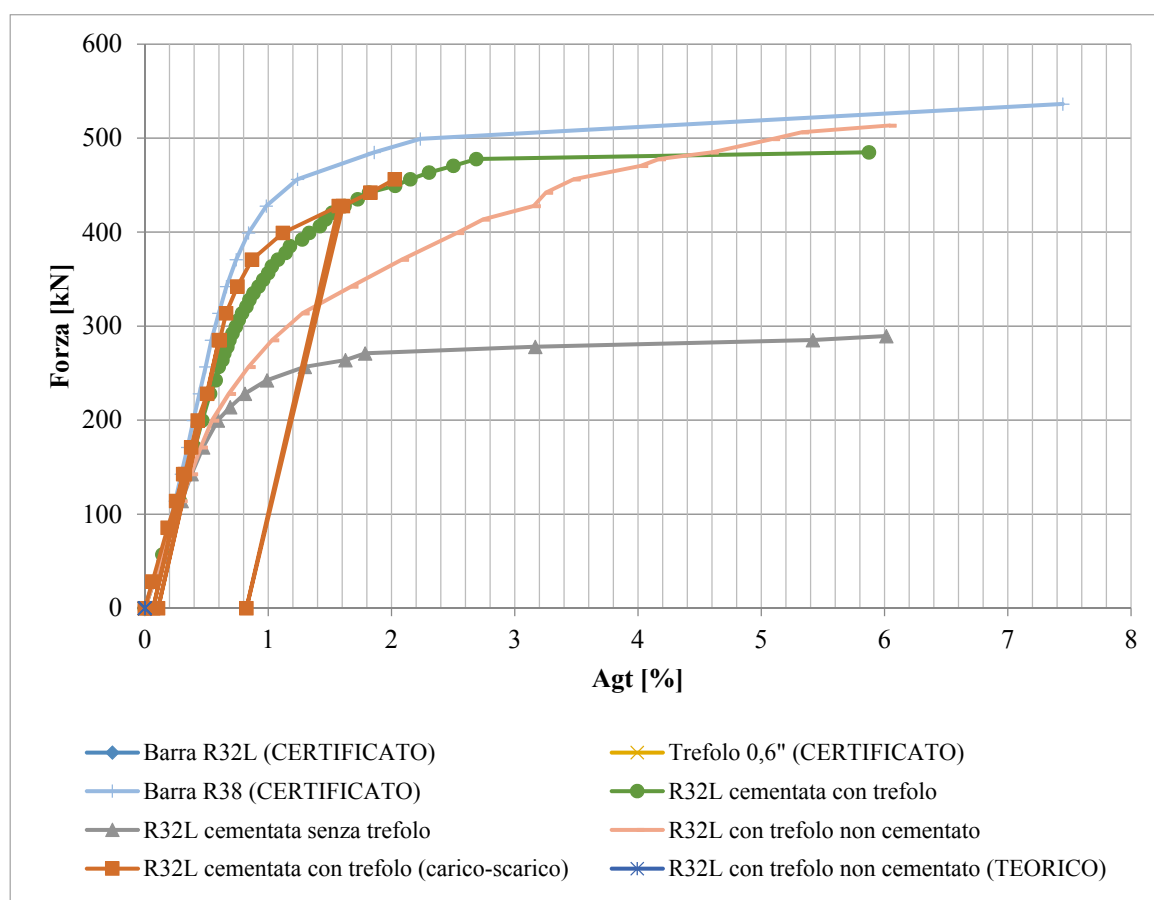


Figura 3.7. Confronto tra curve Forza-Allungamento ottenute mediante modello analitico e prove sperimentali per barre semplici e composite (Bisson, et al., 2013).

Le curve Forza-Allungamento così ottenute sono riportate in Figura 3.7. Nello stesso grafico è riportata anche la curva teorica ricavata con le equazioni 3.1-3.3 per una barra composita formata da una barra Sirive® R32L e un trefolo da 0,6". I moduli elastici sperimentali utilizzati sono stati assunti variabili in funzione della sollecitazione agente.

Dai risultati si può osservare che la resistenza a rottura sperimentale è prossima a quella teorica, seppur di poco minore. Si deve comunque sottolineare che la forza misurata a rottura di 485 kN è paragonabile a quella di una barra Sirive® R38 (Figura 3.8), avente una sezione d'acciaio di 800 mm<sup>2</sup>, maggiore di quella della barra composita di circa il 42%.

Rispetto alla barra singola, la barra composita presenta un aumento della forza sviluppata a parità di allungamento, sia in dominio elastico che plastico. L'allungamento sperimentale della barra composita è però maggiore di quello previsto dal modello teorico.

Questo fatto può essere dovuto in parte alla non perfetta aderenza tra trefolo e barra, la quale non permette una perfetta ripartizione della sollecitazione agente tra barra e trefolo, ma soprattutto al leggero scorrimento dei dadi di bloccaggio e all'assestamento dei cunei blocca-trefoli, che causano uno scostamento tra il comportamento del sistema e l'ipotesi di perfetta congruenza assunta nel modello. A tal riguardo, sono in programma ulteriori test per meglio individuare le cause dello scostamento tra comportamento sperimentale e modello, oltre che per valutare come gli sforzi si trasmettano dalla barra al trefolo. Si deve sottolineare, inoltre, che questo è un difetto del sistema di prova, che utilizza un campione di barra composita di lunghezza modesta. Tale difetto non dovrebbe osservarsi in barre lunghe, per le quali cioè la trasmissione della forza al trefolo avviene per aderenza tra barra e miscela cementizia e poi tra miscela e trefolo. È possibile ipotizzare infine un miglioramento del legame d'aderenza dovuto al confinamento della boiaccia cementizia interna causato dalla strizione della barra.

Si può notare inoltre che il limite elastico del sistema composito è maggiore dei corrispondenti limiti degli elementi singoli. L'accoppiamento con il trefolo amplia quindi il limite superiore dei carichi ammissibili in campo elastico della barra semplice.

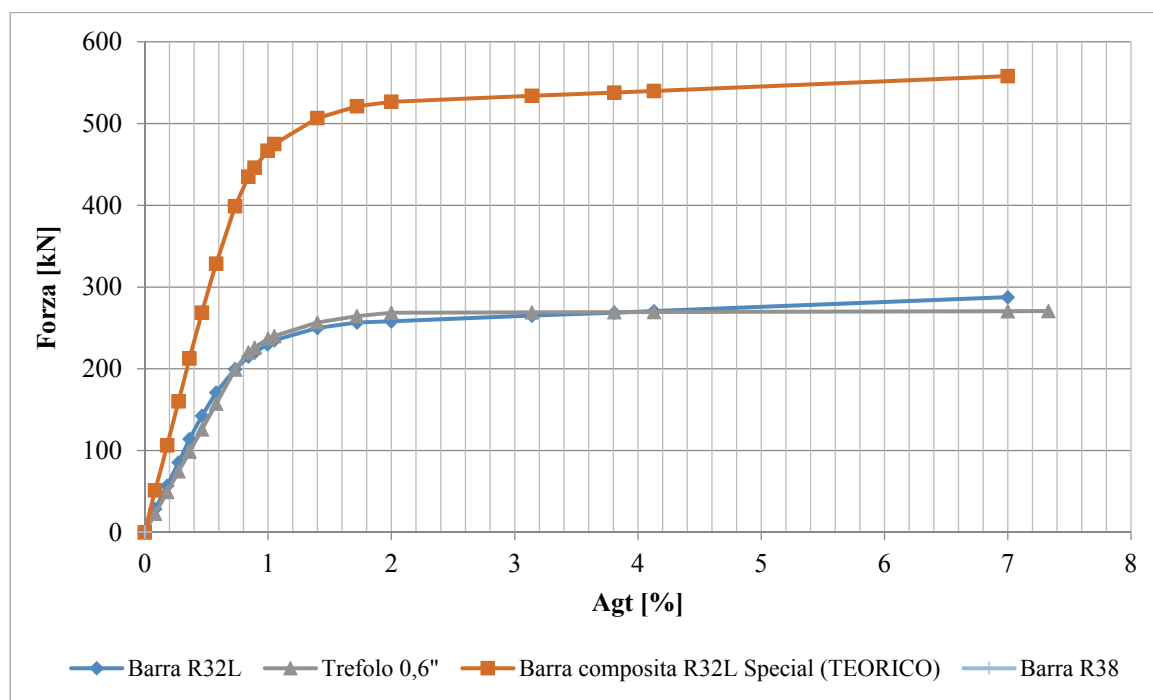


Figura 3.8. Confronto tra le curve Forza-Allungamento di una barra composita R32L Special e di una R38 tradizionale.

Infine, dalla prova di carico-scarico si evidenzia come in campo plastico, a parità di allungamento, le deformazioni plastiche del sistema composito siano inferiori a quelle della sola barra.

In Figura 3.9 sono riportate alcune foto rappresentative dei test eseguiti.



Figura 3.9. Prove di trazione su barre composite: martinetto e dispositivi di controllo delle deformazioni (a), cuneo di blocco per trefolo (b), barre di ancoraggio composite con centratore (c).

Tabella 3.2. Analisi dei costi per i tre sistemi di ancoraggio (barra composita, barra semplice e ancoraggio con trefoli) per una resistenza a rottura 3000 kN (Bisson, et al., 2013).

Descrizione	Costo [€/metro]		
	Barra composita	Barra semplice	Trefoli
Barra acciaio Fe55, sezione 1.800 mm <sup>2</sup>	21,06		
Nr. 8 trefoli, diametro 0,6”	8,00		
Barra acciaio Fe55, sezione 5.455 mm <sup>2</sup>		63,83	
Nr. 12 trefoli, diametro 0,6”			12,00
Accessori e confezionamento	42,85	67,00	69,00
<b>Subtotale costi di produzione</b>	<b>71,91</b>	<b>130,83</b>	<b>81,00</b>
Costi generali 8%	5,75	10,47	6,48
<b>Subtotale</b>	<b>77,66</b>	<b>141,30</b>	<b>87,48</b>
Utile impresa 30%	23,30	42,39	26,24
<b>COSTO TOTALE</b>	<b>100,96</b>	<b>183,69</b>	<b>113,72</b>
<b>Risparmio %</b>	-	<b>45,0</b>	<b>11,2</b>

Il sistema di ancoraggio composito ottenuto per accoppiamento di una barra tradizionale e di uno o più trefoli presenta numerosi vantaggi geotecnici e tecnologici. Il principale è certamente il minor costo a parità di caratteristiche meccaniche del sistema, che deriva principalmente dal minor impiego di materiale e dai minori costi di esecuzione e di posa in opera. Per comprovare tale affermazione la Tabella 3.2 pone a confronto il costo a metro lineare, comprensivo di accessori, lavorazioni e utili di impresa di tre diverse tipologie di rinforzo, ottenuto con riferimento ad un sistema con resistenza a rottura di progetto pari a 3000 kN. Dall’analisi si evince come il sistema composito sia il più conveniente con un risparmio del 45% rispetto alla barra semplice e dell’11% rispetto ai trefoli usati singolarmente.

Il sistema offre inoltre la possibilità di realizzare ancoraggi con alti carichi di rottura contenendo le deformazioni della barra. Il minor allungamento in fase di esercizio è di notevole impatto sulla durabilità dell’opera: lo sviluppo di minori deformazioni, limita le fessurazioni che si instaurano nella boiaccia cementizia esterna, garantendo una maggior protezione della barra alla corrosione.

La barra composita presenta una maggiore inerzia flessionale, data dalla sezione cava in acciaio ma anche dalla presenza del riempimento. A parità di resistenza a trazione,

l'inerzia flessionale è certamente maggiore di quella che caratterizza la sola barra o un tirante realizzato con soli trefoli.

Ulteriori punti di forza dell'ancoraggio composito, non facilmente quantizzabili, sono la maggiore semplicità di trasporto dei materiali, la velocità di esecuzione dell'intervento, l'adattabilità della lunghezza di ancoraggio alle diverse condizioni geologico-geotecniche presenti in loco e la continuità data dal trefolo al rinforzo completo. Circa quest'ultimo punto è importante sottolineare come il trefolo che si estende per tutta la lunghezza dell'ancoraggio, soprattutto nei casi di rinforzi molto lunghi ottenuti per giunzione con manicotto di numerose barre, migliori l'accoppiamento tra barre successive rispetto a quello dato dai soli manicotti.

I risultati fino ad ora ottenuti indicano come la barra composita sia una soluzione certamente migliorativa in termini economici e tecnologici, anche se il comportamento ottenuto in laboratorio in prove preliminari dimostra un certo scostamento rispetto al modello previsionale e risultati inferiori alle aspettative. E' in programma l'esecuzione di ulteriori prove sperimentali per esaminare in dettaglio il comportamento in aderenza trefolo-boiaccia cementizia e valutare l'influenza del tipo di boiaccia sui meccanismi di trasferimento e ripartizione dei carichi nel sistema composito. Questo soprattutto perché prove preliminari eseguite con boiacche espansive sembrano indicare una maggiore rigidità complessiva della barra e un miglioramento dell'aderenza dovuto ad un maggior confinamento del trefolo.

L'accoppiamento di barra autop perforante e trefoli è un brevetto dell'impresa Dalla Gassa s.r.l. (brevetto italiano VI2012A000051, 2 Marzo 2012). E' inoltre in corso la domanda di brevetto europeo (Barra Autoperforante Composita SIRIVE® Special, numero deposito EP20130157515, 1 Marzo 2013).

Nella tecnica dell'ancoraggio flottante le sollecitazioni assiali che si sviluppano nelle barre sono elevate, in quanto i rinforzi sono posti nel corpo frana in movimento e devono avere lunghezze considerevoli per ottenere un'adeguata fondazione nel terreno resistente. In tutti gli esempi applicativi presentati nel Capitolo 7 si sono quindi utilizzate barre composite.



### 3.5 La piastra di ancoraggio esterna

Gli ancoraggi flottanti, a differenza di altre tecniche, non prevedono un rivestimento continuo posto sulla facciata della parete. Sul versante è prevista la sola applicazione di una piastra in calcestruzzo, cioè l'elemento flottante, che viene collegata alla barra tramite un'apposita testata in acciaio. I rinforzi sono ancorati in profondità al terreno stabile. La piastra quindi rimane praticamente fissa nello spazio, mentre il corpo di frana può muoversi relativamente ad essa, immergendola nel versante in frana (Figura 3.10).

La piastra flottante è di fatto l'elemento di rinforzo direttamente soggetto alla spinta del terreno e la sua forma è determinante per la valutazione della sollecitazione agente su di essa. Può essere realizzata in forme diverse: la forma e la dimensione sono strettamente connesse alla tipologia del terreno di frana e alla spinta di esercizio a cui sarà soggetta la piastra, oltre alle problematiche connesse all'eventuale punzonamento e al rilassamento del terreno ad essa retrostante.

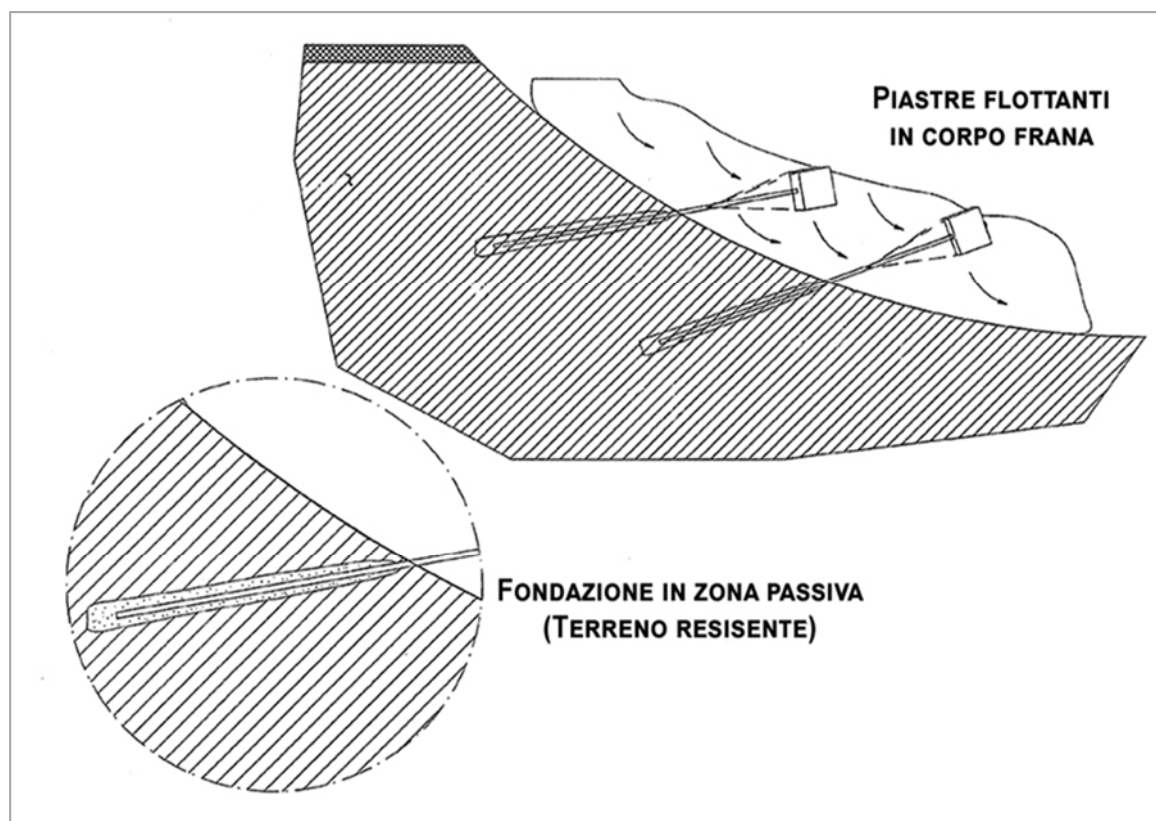


Figura 3.10. Schema di una disposizione tipo delle piastre flottanti in corpo frana, con particolare della fondazione dei rinforzi nel terreno resistente.

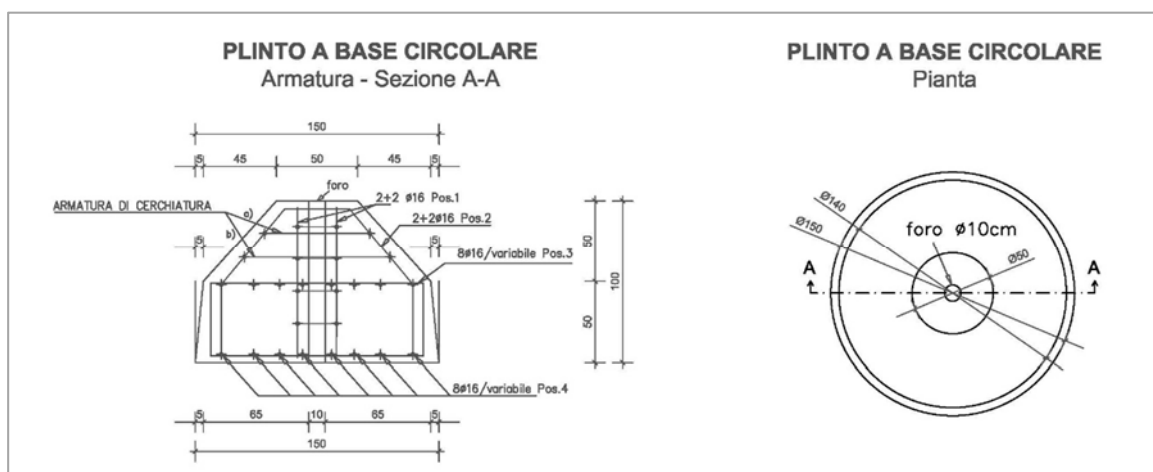


Figura 3.11. Schema tipo di una piastra flottante tronco-conica a base circolare: sezione, pianta e dettagli esecutivi.

La geometria della piastra deve essere tale da indurre la migliore azione stabilizzante nel pendio, sia dal punto di vista della capacità portante ultima, sia nella capacità residua. In particolare, trattandosi di rinforzi passivi, sono di fondamentale importanza le azioni attrittive che si generano all'interfaccia tra piastra e terreno e lo stato tenso-deformativo indotto nel terreno a tergo della piastra stessa. Nei capitoli 4 e 5 verranno indagati questi aspetti in funzione della geometria della piastra tramite una sperimentazione su modello fisico in laboratorio e una serie di analisi numeriche.

Dal punto di vista esecutivo, la piastra flottante viene generalmente realizzata in calcestruzzo armato prefabbricato (Figura 3.11). La produzione avviene in stabilimento all'interno di appositi casseri e poi trasportata in cantiere per l'installazione.

### 3.6 Interazione tra ancoraggi flottanti ravvicinati: le Cinture Flottanti Sirive®

Le *cinture flottanti* sfruttano l'interazione che si genera tra più *ancoraggi flottanti* ravvicinati. Quando, infatti, gli ancoraggi sono disposti ad un interasse contenuto, non possono più essere considerati come elementi discreti e non interagenti tra loro. Ciascun *ancoraggio flottante*, per mezzo della piastra esterna, crea un volume di terreno trattenuto

dietro la piastra e solidale alla barra. Questo volume, coerentemente con la teoria di Terzaghi per le fondazioni superficiali, si deforma in modo rigido (Terzaghi, 1943). Se gli ancoraggi sono ravvicinati, le zone di terreno che spingono su due elementi contigui interagiscono tra loro dando origine a un sorta di “effetto arco”. Le deformazioni del terreno a tergo della “cintura” così generata vengono in questo modo ridotte.

Una *cintura flottante* è costituita da una o più linee orizzontali di ancoraggi flottanti, ciascuno con fondazione nella zona stabile del pendio, disposti a quinconce. Nel corpo frana, si viene quindi a creare una “cintura” di terreno ancorato che, come una cerchiatura, stabilizza il pendio. La funzione è equivalente a quella di un’opera di sostegno, ma a differenza di un muro, in una *cintura flottante* ciascuna piastra può ammettere deformazioni e cedimenti differenziali senza per questo raggiungere il collasso dell’opera; questo perché i singoli elementi sono scollegati pur interagendo tra loro. Le piastre così si assestano all’interno del corpo frana trovando nel tempo una loro posizione di equilibrio e inducendo una modifica della distribuzione degli sforzi nel terreno che determina una maggiore stabilità.



Figura 3.12. Intervento con cintura flottante su frana di Via Monte, Cornedo Vicentino (VI).



Figura 3.13. Intervento con cintura flottante su frana Gisbenti, Valli del Pasubio (VI).

Data la natura flessibile dell'intervento e potendo ammettere deformazioni differenziali senza generare per questo una perdita di funzionalità, le sollecitazioni a base del dimensionamento dell'opera sono molto inferiori rispetto a quelle necessarie con un'opera rigida. Di conseguenza i costi dell'opera risulteranno notevolmente ridotti, a parità di grado di sicurezza globale raggiunto. Se confrontate poi con le berlinesi di micropali o con i muri gettati in opera e fondati su micropali, le *cinture flottanti* hanno un campo di applicazione più vasto, in quanto la lunghezza delle barre può arrivare fino a 50 m, come per i tiranti a trefoli, e di conseguenza sono utilizzabili anche per interventi in frane mediamente profonde.

Come per gli ancoraggi flottanti, anche l'intervento con cintura flottante non richiede consistenti movimenti di terra e può essere realizzato secondo una geometria che si adatta alla morfologia del versante instabile. Per integrare l'opera nel contesto paesaggistico del sito, è possibile prevedere il completo rinterro delle piastre nel corpo di frana, ricoprendole con il terreno durante la riprofilatura del pendio. Il versante potrà quindi essere piantumato e rinverdito in modo naturale.

## **4 SPERIMENTAZIONE SU MODELLO FISICO DELLE PIASTRE FLOTTANTI**

La tecnica dell’Ancoraggio Flottante Sirive® non prevede un rivestimento continuo di facciata. In corrispondenza dell’estremità esterna di ciascun ancoraggio viene posizionata una piastra, connessa all’ancoraggio da un apposito dado di bloccaggio. La piastra è l’elemento di rinforzo direttamente soggetto alla spinta del terreno e la sua forma è determinante per la valutazione della spinta che essa può trattenere, oltre che per lo studio delle problematiche connesse all’eventuale punzonamento e al rilassamento del terreno a tergo della piastra stessa. L’analisi del comportamento della piastra rappresenta quindi un presupposto importante per la comprensione del meccanismo che regola il sistema flottante.

All’interno del programma di Dottorato di Ricerca è stato ideato e realizzato un modello fisico in scala 1g di dimensioni ridotte con i seguenti obiettivi:

- Valutazione del campo di spostamenti e deformazioni della massa di terreno a tergo di una piastra flottante in esercizio al variare della forma;
- Valutazione della capacità portante di picco e post-picco di una piastra flottante al variare della forma;
- Analisi delle tensioni normali e tangenziali nel terreno posto al di sotto della piastra flottante;
- Stima dei volumi di terreno mobilitati da una piastra flottante al variare della forma.

Nel modello così creato si sono eseguite delle prove di estrazione orizzontali su barre di ancoraggio completamente immerse nel terreno e collegate a piastre flottanti di varia geometria.

Il modello fisico (Figura 4.1) è stato realizzato presso il Laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell’Università degli Studi di Padova, ubicato a Padova in via Ognissanti 39. Per la realizzazione è stato modificato e riadattato per il nuovo scopo parte di un sistema precedentemente utilizzato per la modellazione di pareti rinforzate con Soil Nailing.



Nei successivi paragrafi si presentano il modello fisico, le modalità di prova e i principali risultati sperimentali ottenuti.



*Figura 4.1. Modello fisico, vista d'insieme.*

## **4.1 Descrizione del modello fisico**

### **4.1.1 Geometria e struttura**

Il modello fisico realizzato consiste in un cassone a forma di parallelepipedo di dimensioni pari a 180 cm di lunghezza, 60 cm di altezza e 40 cm di larghezza. La struttura del cassone è costituita da un telaio di profilati in acciaio, vincolati su una struttura ribaltabile che permette l'inclinazione del modello rispetto al piano orizzontale. Il telaio sostiene due pareti laterali in doppio vetro trasparente dello spessore di 3 cm ciascuna.

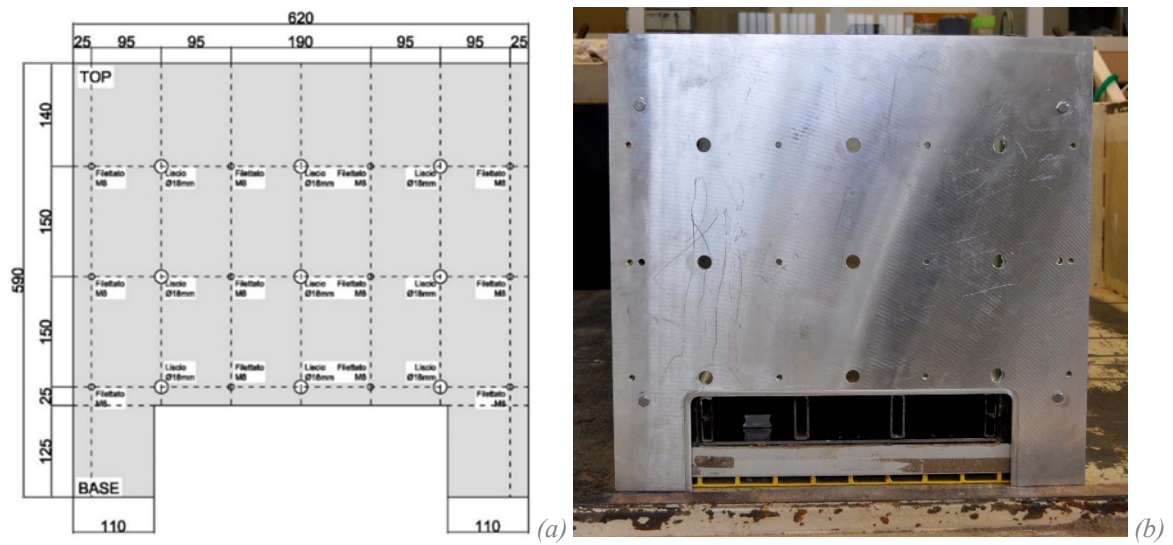


Figura 4.2. Piastra frontale removibile in alluminio: schema con misure in mm (a) e foto (b).

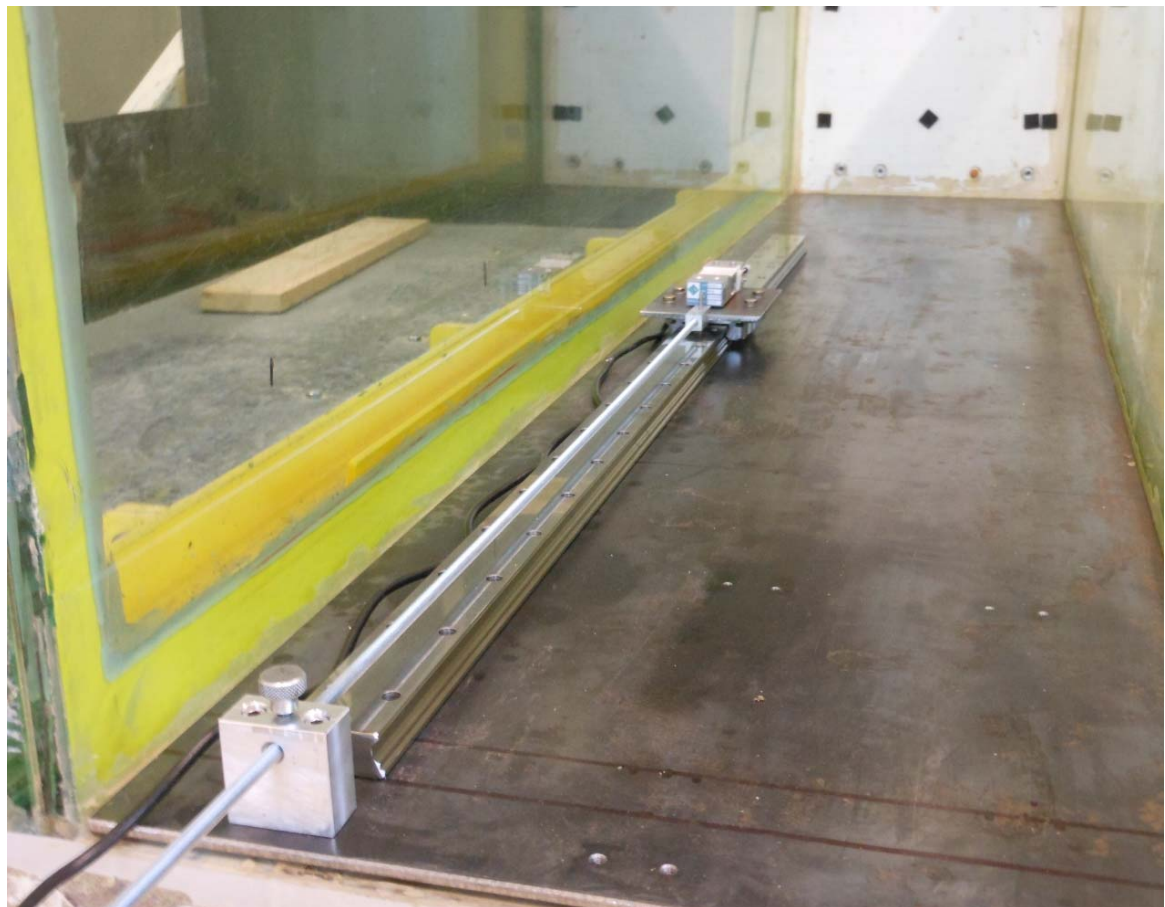


Figura 4.3. Rotaia e carrello scorrevole posti sul fondo.





Figura 4.4. Carrello e celle di carico: vista dall'alto (a) e operazione di inserimento (b).

Le pareti laterali sono costituite da due lastre in vetro incollate tra loro con uno speciale polimero che ne aumenta la resistenza e migliora la sicurezza; in caso di superamento del limite di resistenza dei vetri si ha la rottura delle pareti senza l'esplosione in schegge.

Sul retro il modello è chiuso da una parete in acciaio fissa, mentre sul lato frontale è applicata una piastra removibile in alluminio di spessore pari a 1 cm sulla quale sono stati praticati 9 fori passanti lisci di diametro pari a 18 mm, posizionati sulla piastra secondo una griglia 3x3 (Figura 4.2). All'interno dei fori è fatta passare la barra di ancoraggio per permetterne l'estrazione. I fori non utilizzati vengono chiusi con tappi in teflon in funzione del tipo di prova eseguita. La barra è collegata a un sistema di estrazione esterno.



Sul piano di base del modello poggia una lamiera in acciaio di spessore pari a 5 mm, sulla quale è applicata una rotaia con un carrello scorrevole (Figura 4.3). Al carrello sono collegate due celle di carico (Figura 4.4): una cella a flessione e una cella a trazione/compressione. La rotaia può essere posizionata sul fondo in direzione longitudinale secondo 3 diversi schemi in funzione del tipo di prova: una posizione centrale e due laterali. Sulla lamiera di fondo poggiano 4 profilati di acciaio cavi di sezione rettangolare con altezza pari a 60 mm, larghezza 20 mm, spessore 3 mm, sopra i quali è saldata una lamiera di spessore 10 mm. I profilati rettangolari definiscono 3 vani longitudinali dentro i quali può scorrere il carrello sulla rotaia. La lamiera saldata sui profilati costituisce la base di appoggio del terreno e presenta una serie di fori quadrati chiusi da piastre di dimensioni 10x10 cm disposti secondo 3 file longitudinali di 6 fori ciascuna (Figura 4.5).

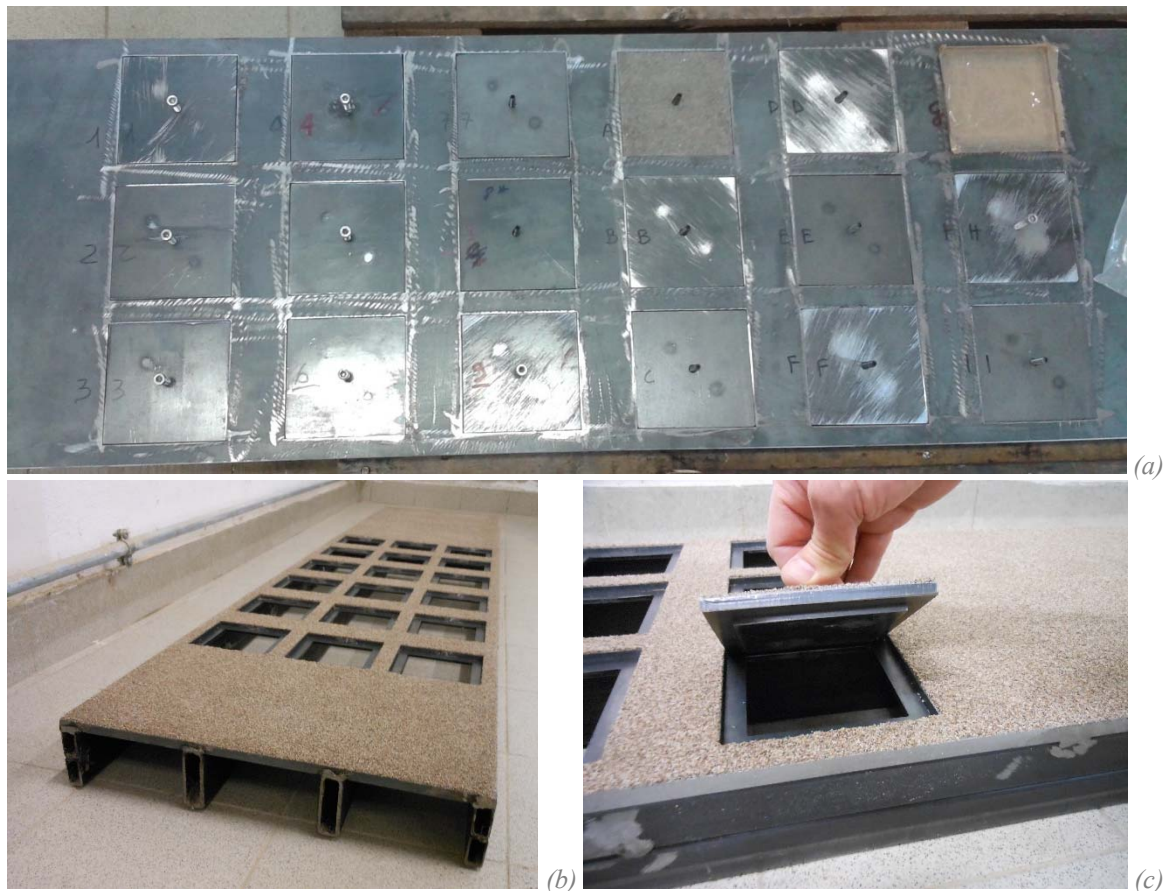


Figura 4.5. Basamento del cassone: pianale originario senza sabbia con fori chiusi (a), pianale rivestito con sabbia e profilati cavi rettangolari di sostegno (b), particolare delle piastre quadrate di chiusura per il collocamento delle celle di carico (c).

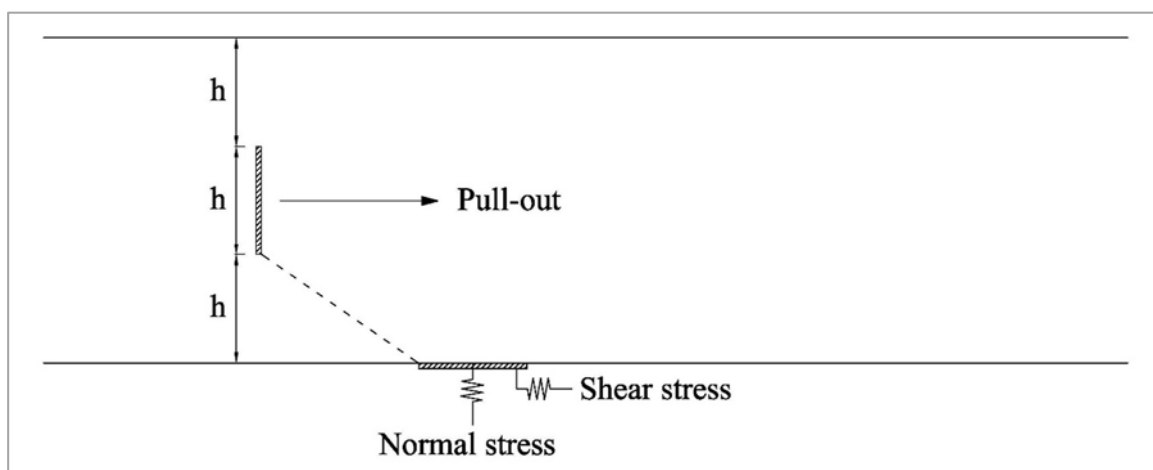


Figura 4.6. Schema di trasferimento della sollecitazione alle celle di carico.

Sotto i fori viene collocata la strumentazione per eseguire le misure della forza di compressione e di attrito sul fondo durante le prove di estrazione. In funzione della modalità di prova, si seleziona una posizione per la rotaia (centrale o laterale) e si fissa sul fondo. Si inserisce quindi il carrello, al quale sono collegate la cella a flessione e la cella a trazione/compressione secondo lo schema in Figura 4.6. Si seleziona quindi il foro in corrispondenza del quale verrà eseguita la misura; il foro viene chiuso con una piastra speciale (Figura 4.7a,b) che consente spostamenti relativi verticali e orizzontali, ossia nelle due direzioni principali di misura delle celle di carico. Il gioco tra la piastra attiva e la struttura del pianale viene riempito con grasso di vaselina (Figura 4.7c); in questo modo si impedisce alla sabbia di cadere nell'intercapedine dove sono posizionate le celle di carico, e allo stesso tempo non si determina una significativa variazione nelle deformazioni misurate. Le celle potranno così registrare le deformazioni dalle quali si otterranno le due componenti verticale e orizzontale della forza agente sul fondo del modello.

La prima cella registra la deformazione verticale sul fondo ed è posta tra la piastra attiva e il carrello scorrevole. La seconda cella registra lo scorrimento orizzontale del carrello generato dalla forza di attrito trasmessa all'interfaccia tra terreno di riempimento e piastra attiva. La seconda cella è collegata a un'estremità al carrello, mentre ha l'altra estremità bloccata alla parete frontale del modello tramite una barra in alluminio indeformabile. Il modello permette la misura delle due componenti separate; in questo modo si potrà determinare la direzione della forza agente sul fondo.

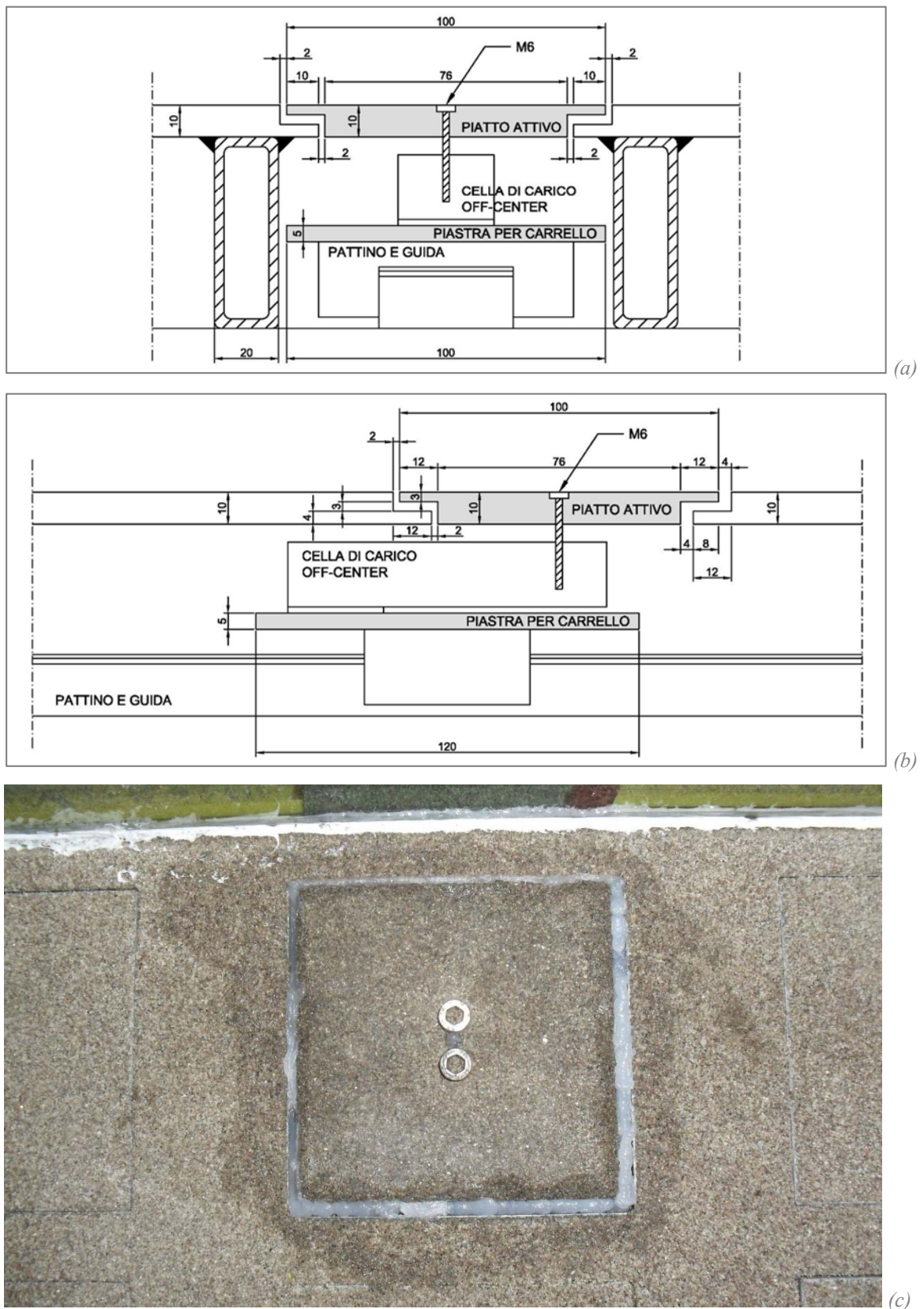


Figura 4.7. Schema della piastra attiva: sezione trasversale (a) e longitudinale (b), misure in mm; particolare del posizionamento della piastra attiva e del sistema di occlusione del gioco (c).



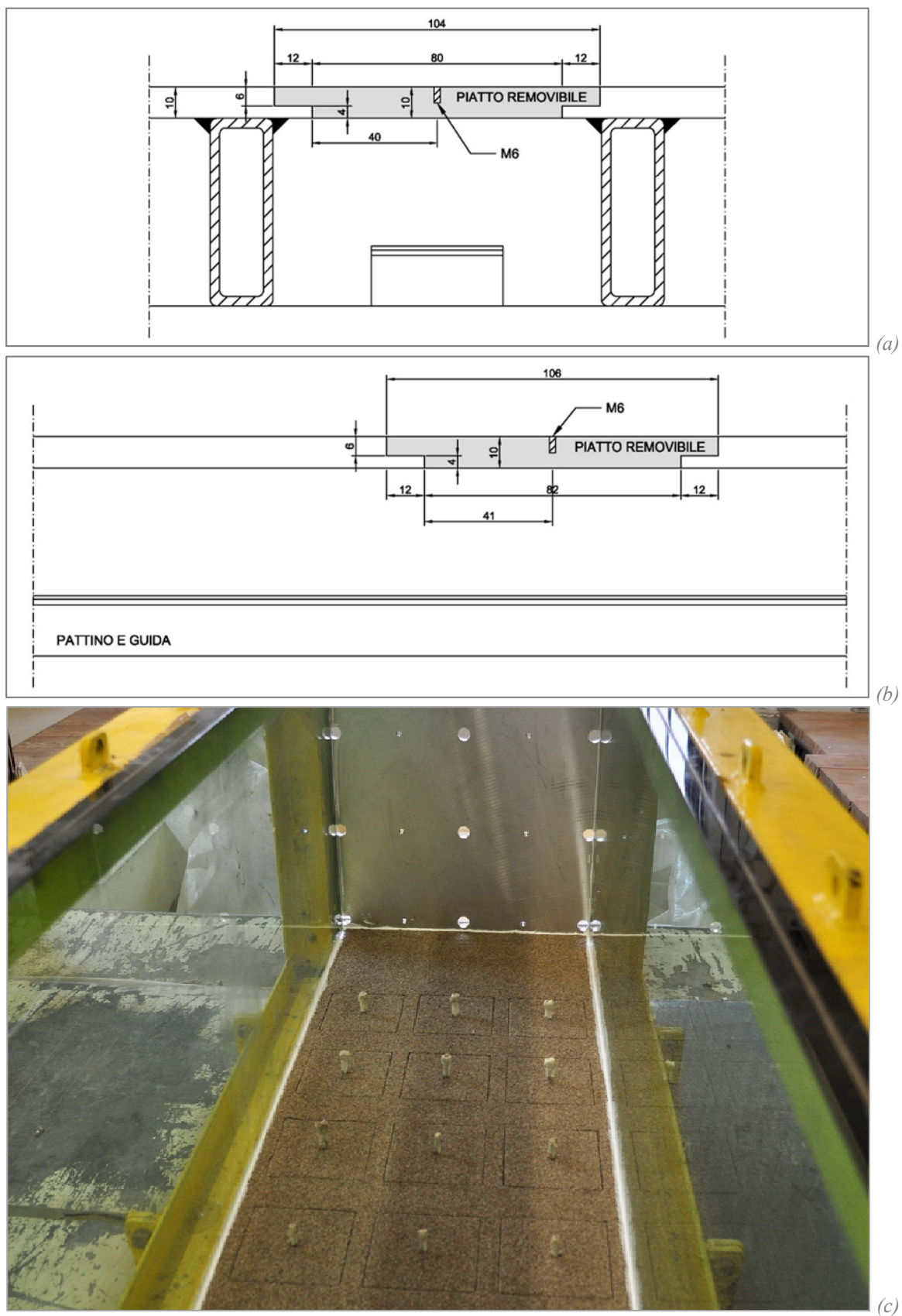


Figura 4.8. Schema della piastra incastrata: sezione trasversale (a) e longitudinale (b), misure in mm; vista generale del posizionamento delle piastre incastrate sul fondo.

Tutti i fori non necessari per la misura vengono invece chiusi con delle piastre incastrate che non consentono movimenti relativi (Figura 4.8). La base superiore del pianale forato costituisce di fatto il fondo del modello, cioè il piano di base per il riempimento con sabbia o altro materiale. La base superiore del pianale e di tutte le piastre di chiusura è stata ricoperta con uno strato di sabbia, con l'obiettivo di simulare l'attrito del terreno all'interfaccia terreno-piastra. La sabbia è stata incollata in 3 strati sovrapposti. Si è utilizzata la stessa sabbia con la quale è stato successivamente riempito il modello. Per permettere una perfetta aderenza si è utilizzata la sola frazione grossolana di sabbia setacciata al crivello ASTM 200; la frazione più fine infatti evidenziava un facile distacco dal fondo.

#### **4.1.2 Sabbia**

Nel modello fisico in oggetto è stata utilizzata una sabbia medio-fine che proviene dalla foce del fiume Adige. Per quanto riguarda la granulometria, la sabbia presenta un diametro medio  $D_{50}$  pari a 0,42 mm con un coefficiente di uniformità  $C_u$  pari a 2,04. Il peso specifico dei grani  $G_s$  è di 2,71. L'angolo di attrito di picco, determinato attraverso prove di taglio diretto su campioni ricostituiti, è compreso tra  $44,3^\circ$  e  $40,6^\circ$  per una densità relativa  $D_R$  dell'85% e per uno sforzo verticale applicato variabile tra 30 e 500 kPa; l'angolo d'attrito critico invece è pari a  $35,5^\circ$  (Simonini, 1996). Dal punto di vista mineralogico la sabbia è composta per il 25% da quarzo, per il 35% da feldspati, per il 15% da carbonati e per il 25% da altri minerali.

La sabbia è depositata nel modello per pluviazione, cioè è fatta cadere per gravità da una tramoggia mobile posta al di sopra del cassone (Figura 4.9) e dotata di inversore di marcia automatico per realizzare una stesa in entrambi i sensi. La sabbia fuoriesce dalla tramoggia tramite una fessura con apertura di 4,9 mm. La velocità di traslazione del nastro trasportatore, che muove la sabbia in direzione di caduta, è di 37 cm/min, mentre la velocità di traslazione della tramoggia è di 2,77 cm/min. Il deposito per pluviazione permette un riempimento uniforme del modello; la sabbia di riempimento presenta inoltre densità relativa nota. I test sperimentali risultano quindi ripetibili a parità di condizioni fisiche e meccaniche iniziali del terreno. La determinazione dell'indice dei vuoti minimo e massimo

per la valutazione della densità relativa  $D_R$  è stata eseguita secondo la procedura standard ASTM D4253 e D4254; il peso di volume secco assume valori compresi tra un massimo di  $16,51 \text{ kN/m}^3$  e un minimo di  $13,58 \text{ kN/m}^3$  (Calabrò, 2011).

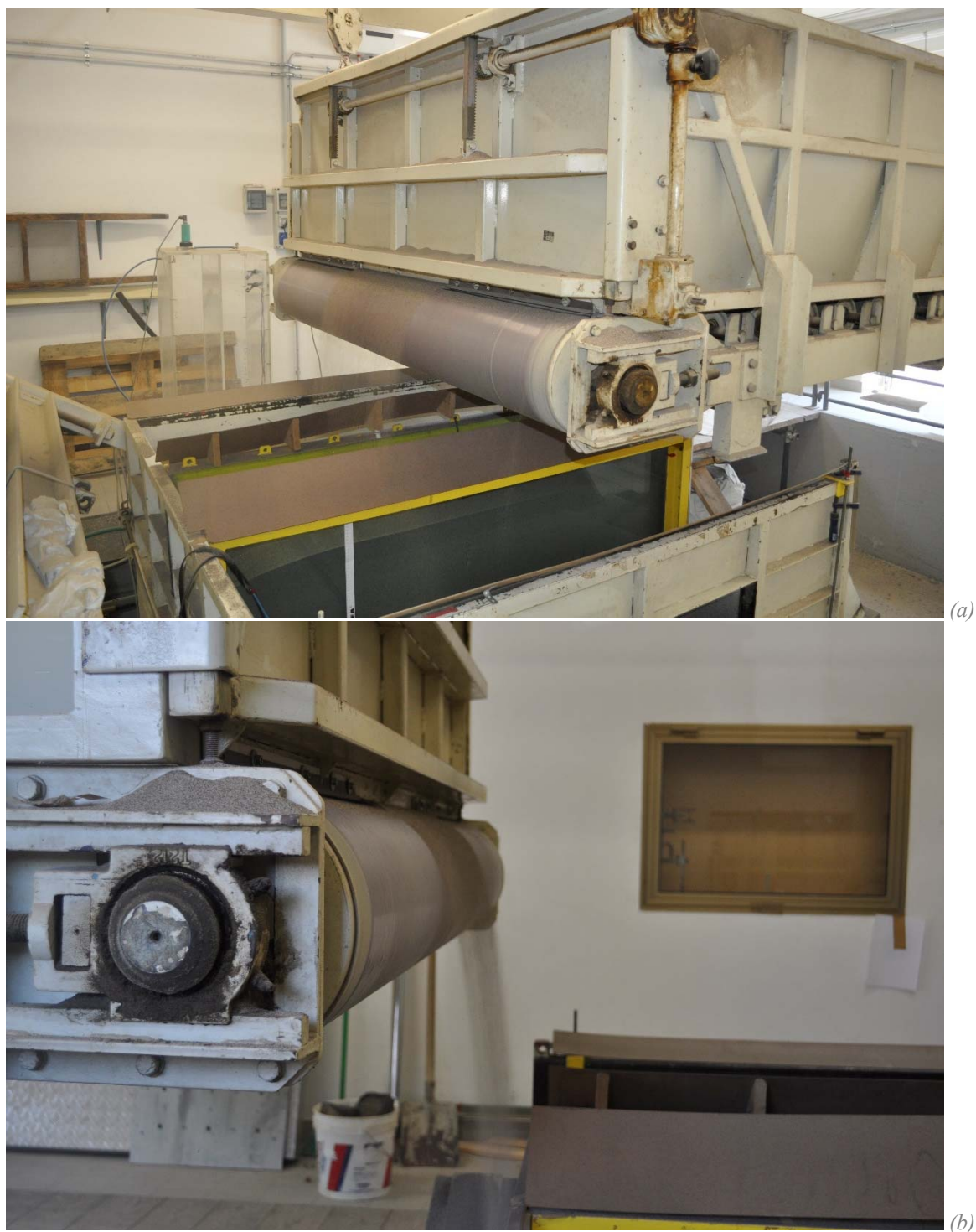


Figura 4.9. Sistema di deposizione della sabbia per pluviazione: vista generale (a) e particolare del rullo (b).

### 4.1.3 Barre di ancoraggio ed estrattore

Per simulare le barre di ancoraggio autoproforanti ci si è avvalsi di barre in acciaio dolce filettate per l'intera lunghezza. In questo modo si è tentato di riprodurre l'interfaccia di contatto tra ancoraggio e terreno, costituita in un ancoraggio reale dal bulbo cementato attorno alla barra. Si è optato per un filetto di tipo M8.

La barra filettata viene avvitata su una cavità filettata opportunamente ricavata sulla piastra flottante. In questo modo si riproduce la condizione di piastra incastrata sulla barra di ancoraggio.

L'estrazione delle barre è eseguita per mezzo di un sistema con vite a cuscinetto (Figura 4.10) che consente la traslazione assiale senza rotazione della barra durante lo sfilamento. Il sistema consente l'estrazione in direzione ortogonale rispetto alla parete frontale del modello. L'estrattore è di volta in volta fissato alla piastra frontale in corrispondenza del foro nel quale è posizionata la barra, in funzione dello schema di prova. L'estrazione del chiodo è eseguita in modalità manuale applicando una rotazione a velocità costante (una rotazione completa ogni 12 secondi) alla manovella posta sull'estrattore.

Tra la barra filettata e l'estrattore è collocata una cella di carico per la misura della forza di estrazione (trazione).

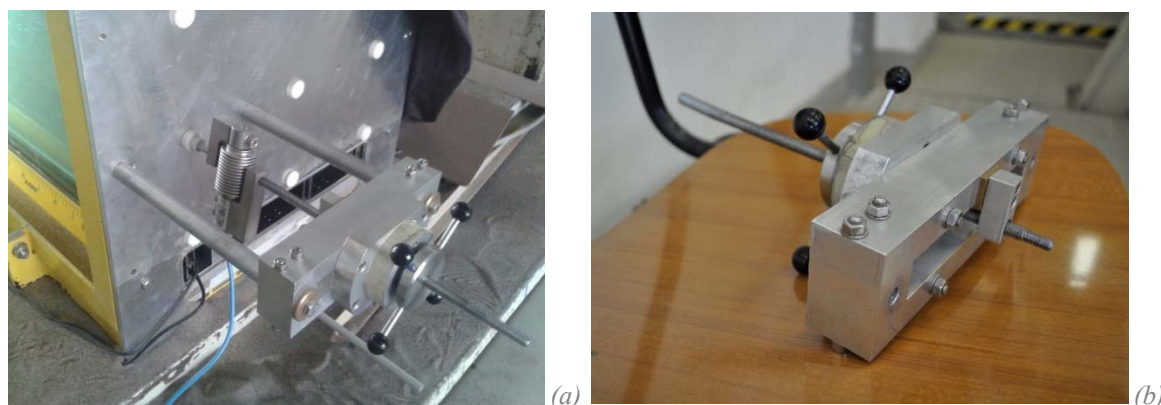


Figura 4.10. Sistema di estrazione della barra: vista d'insieme e della posizione della cella di carico (a) e particolare dell'estrattore (b).

#### 4.1.4 Piastre flottanti

Le piastre flottanti sono state modellate realizzando dei volumi in alluminio pieno di varia geometria tramite specifica tornitura. La superficie delle piastre è stata ricoperta di sabbia con la stessa metodologia impiegata per il fondo del modello. Si sono utilizzate piastre flottanti con 5 diverse geometrie:

1. Piastra quadrata sottile: prisma a base quadrata di dimensioni 10x10 mm, spessore 10 mm;
2. Piastra quadrata spessa: prisma a base quadrata di dimensioni 10x10 mm, spessore 50 mm;
3. Piastra tronco-conica: solido tronco-conico a basi circolari, diametro base maggiore 100 mm, diametro base minore 80 mm, spessore 20 mm;
4. Piastra conica corta: solido conico a base circolare di diametro 100 mm, altezza 100 mm (la punta del cono è asportata per permettere il collegamento della barra filettata);
5. Piastra conica lunga: solido conico a base circolare di diametro 100 mm, altezza 200 mm (la punta del cono è asportata per permettere il collegamento della barra filettata).

Le geometrie sono rappresentate in Figura 4.11 e seguenti. Si osservano i fori filettati M8 per l'avvitamento delle piastre alla barra filettata.

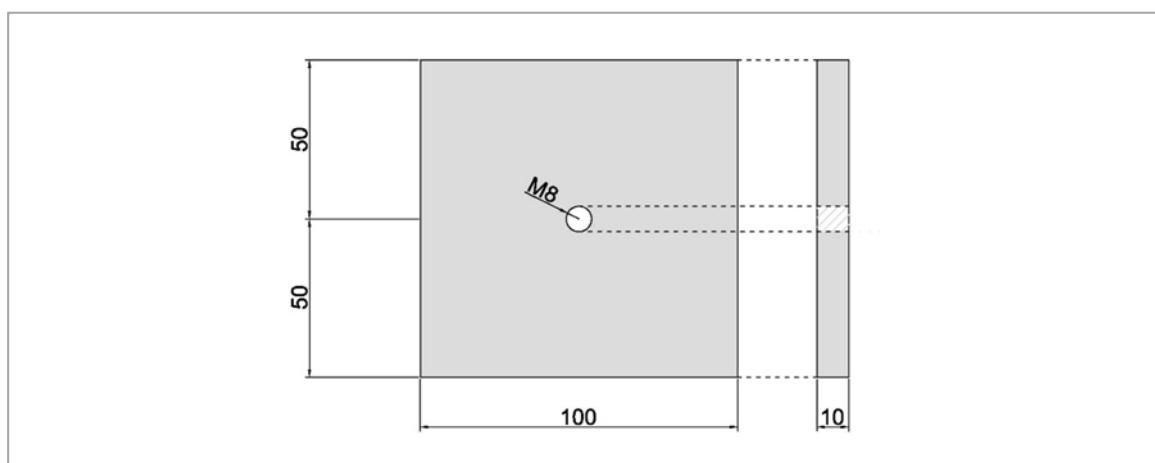


Figura 4.11. Piastra quadrata sottile (misure in mm).



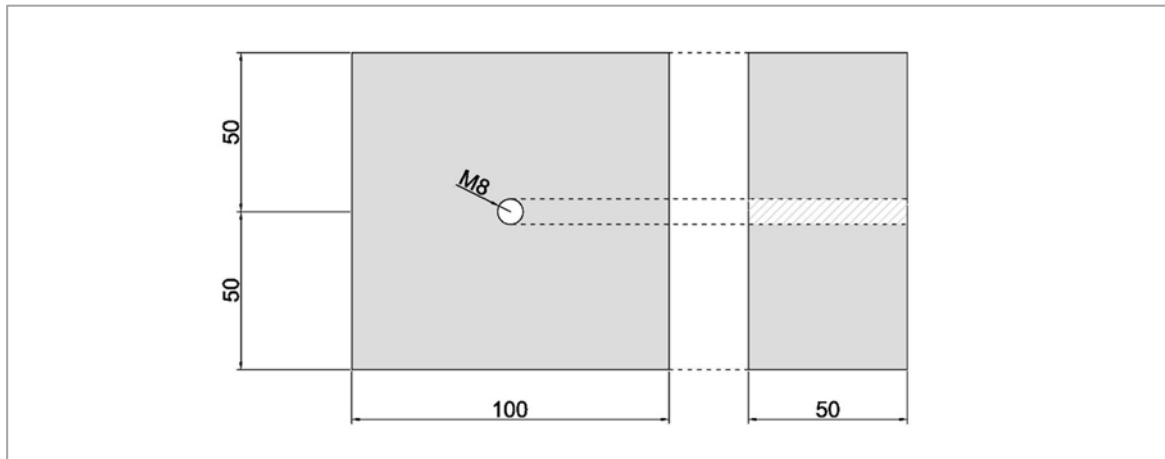


Figura 4.12. Piastra quadrata spessa (misure in mm).

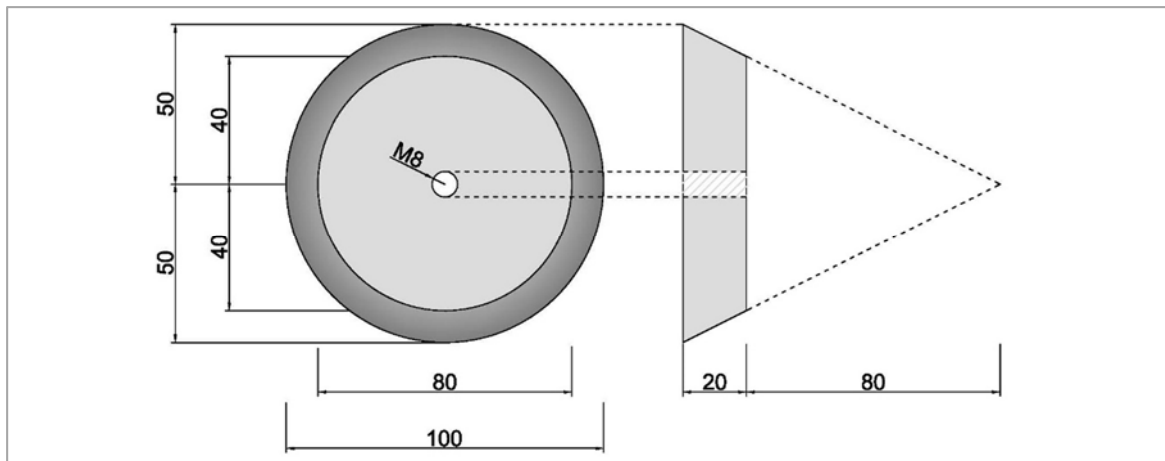


Figura 4.13. Piastra tronco-conica (misure in mm).

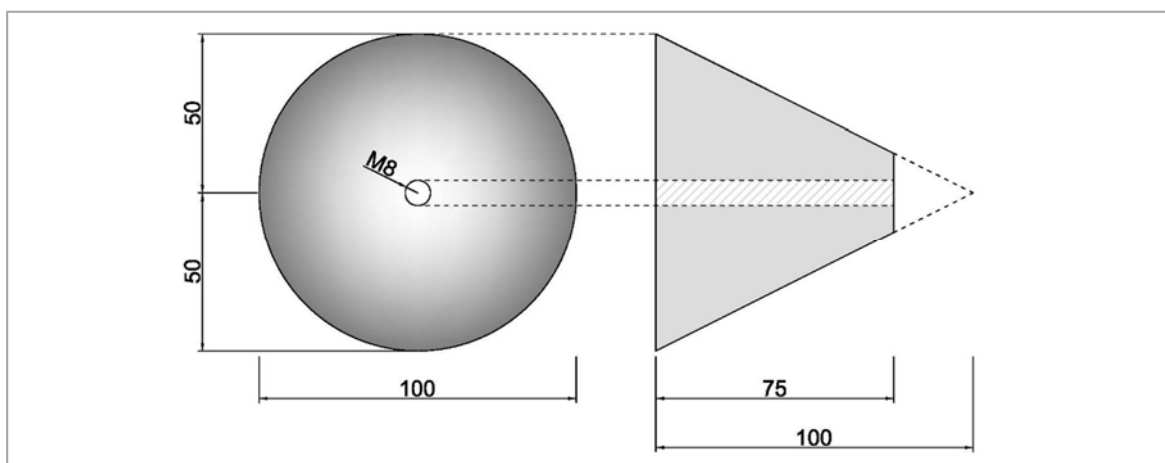


Figura 4.14. Piastra conica corta (misure in mm).

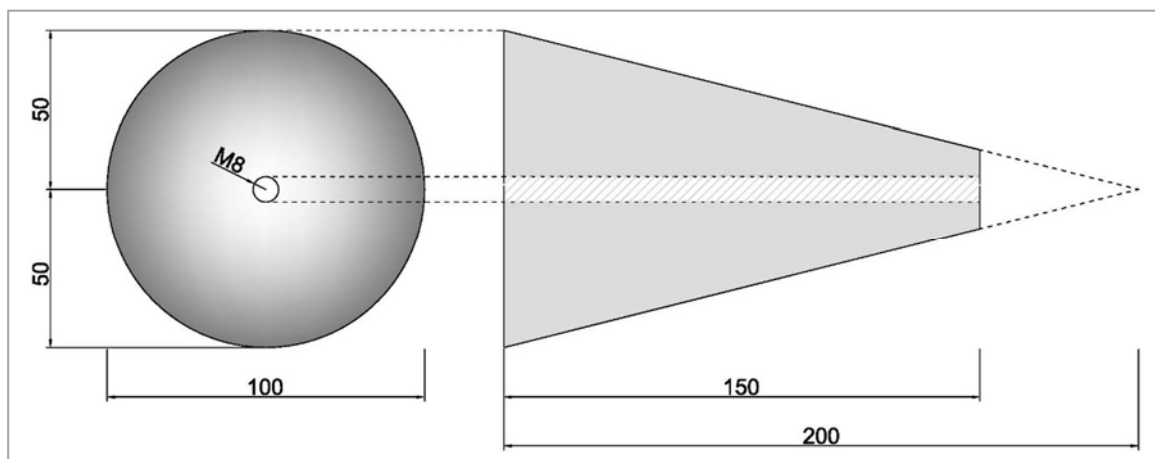


Figura 4.15. Piastra conica lunga (misure in mm).

#### 4.1.5 Celle di carico e acquisizione dati

Una cella di carico è un trasduttore elettronico impiegato per la misura di una forza tramite la conversione di un segnale elettrico variabile in funzione dell'entità della forza applicata. La deformazione meccanica della cella è descritta da una variazione del segnale elettrico e trasformata quindi in termini fisici. Per una corretta funzionalità delle celle si è eseguita una opportuna calibrazione e correzione delle non linearità e delle variazioni dovute alla temperatura.

Il modello fisico è stato strumentato con nr. 3 celle di carico. In particolare:

- Una cella a flessione, per la misura della forza verticale agente sul fondo del modello: cella di carico Celmi Off Center SUP22, carico nominale di 800N;
- Una cella a trazione/compressione, per la misura della forza orizzontale agente sul fondo del modello: cella di carico AEP TCA 10, carico nominale di 100 N;
- Una cella a flessione, per la misura della forza di estrazione del chiodo: cella di carico Celmi Tipo 54, carico nominale di 1 kN, con opportuni adattatori per l'esecuzione di misure di trazione.

Per le prove in posizione centrale con sovraccarico si è utilizzata una quarta cella di carico al posto della cella Celmi Tipo 54, a causa dei carichi più elevati:

- Una cella a trazione/compressione, per la misura della forza di estrazione del chiodo: cella di carico AEP TSTM, carico nominale di 5 kN.

Le celle di carico sono state opportunamente calibrate e collegate ad un unico acquisitore (NI CompactRIO della National Instruments). L'acquisitore è interfacciato ad un computer tramite software LabView.

#### **4.1.6 Fotocamera digitale**

Le pareti in vetro trasparenti che confinano il modello sui due lati longitudinali permettono l'acquisizione del campo di spostamenti delle particelle di terreno tramite analisi PIV (*Particle Image Velocimetry*). Per l'acquisizione delle immagini durante le prove di estrazione si è utilizzata una fotocamera digitale Canon EOS 400D, con sensore CMOS da 10.1 megapixel e obiettivo EFS 10-22 mm.

## **4.2 Modalità di prova**

I test eseguiti su modello fisico consistono in prove di estrazione orizzontali su barre e piastre flottanti di ancoraggio completamente immerse nel terreno. Il programma di prove si può suddividere in 2 parti secondo 2 diverse modalità di prova:

- A. Prove in posizione laterale: in questa fase le prove sono state eseguite su piastre sezionate a metà, con il lato sezionato poggiante sulla parete laterale in vetro del modello, con l'obiettivo di valutare il campo di spostamenti del terreno in prossimità della piastra durante l'estrazione.
- B. Prove in posizione centrale: si sono eseguite prove di estrazione su piastre intere, posizionate al centro del modello, con l'obiettivo di valutare la capacità portante delle piastre al variare della geometria.

Per ogni prova si registrano le forze di compressione e d'attrito sulla piastra attiva di fondo (dimensioni 10x10 cm) e la forza di estrazione tramite la cella di carico posta tra l'estrattore e la barra filettata.

In tutte le modalità di prova l'estrazione del chiodo è eseguita in modalità manuale a velocità di estrazione costante. L'estrazione avviene mediante la rotazione di una manovella collegata a un mandrino. Una rotazione completa del mandrino genera una traslazione orizzontale di barra e piastra di 2 mm. Si esegue una rotazione completa ogni 12 secondi con l'utilizzo di un timer digitale. La velocità di estrazione risulta quindi di 0,17 mm/s.

Tutte le prove sono eseguite a profondità di immersione costante. La quota della barra è centrata rispetto all'altezza totale del riempimento in sabbia. L'altezza del volume di sabbia è di 32 cm; la barra viene posta a una profondità di 16 cm dalla superficie e dal fondo.

Il riempimento del modello con sabbia avviene in modalità automatica per deposizione dall'alto tramite una tramoggia, come descritto nei paragrafi precedenti. La stesa avviene con cassone vuoto fino alla quota di posizionamento della piastra flottante, al fine di ottenere una stesa uniforme. Una volta raggiunta la quota stabilita, si collocano la piastra e la barra e si riprende la stesa fino a raggiungere uno spessore complessivo di sabbia di 32 cm.

Per l'acquisizione delle immagini e l'analisi PIV, la macchina fotografica è collocata in posizione laterale a una distanza di 60 cm dalla parete, con l'obiettivo rivolto verso la parete in vetro in asse rispetto al baricentro della piastra flottante (Figura 4.16a). Attraverso il software DSLR Remote Pro la fotocamera è collegata a un computer e programmata per eseguire uno scatto ogni 5 secondi.

Al fine di limitare i riflessi causati dalla luce naturale, l'acquisizione delle immagini avviene al buio disponendo un telo nero sulle parti del modello non utili per l'analisi dei dati. La parte non coperta è illuminata con 2 lampade Lupo Daylight 300 (Figura 4.16b).



Figura 4.16. Disposizione dell'attrezzatura in fase di prova: particolare del posizionamento della macchina fotografica (a) e della modalità di illuminazione (b).

#### 4.2.1 Modalità A: prove in posizione laterale

Nella modalità A (prove in posizione laterale, Figura 4.17), si sono eseguiti 3 test di estrazione per ogni geometria di piastra, variando la distanza tra la posizione del plinto e la posizione delle celle di carico sul fondo. In questo modo si è potuto determinare l'ascissa longitudinale in cui si ottiene il massimo valore di compressione e attrito sul fondo in funzione del tipo di piastra. Le 3 posizioni sono state ottenute mantenendo fissa la posizione delle celle di carico e variando la posizione iniziale della piastra flottante. Le distanze di misura si intendono a partire dalla base posteriore di ciascuna piastra flottante fino al centro della piastra quadrata attiva sul fondo, collegata con le celle di carico per la misura della compressione e della forza d'attrito sul fondo.

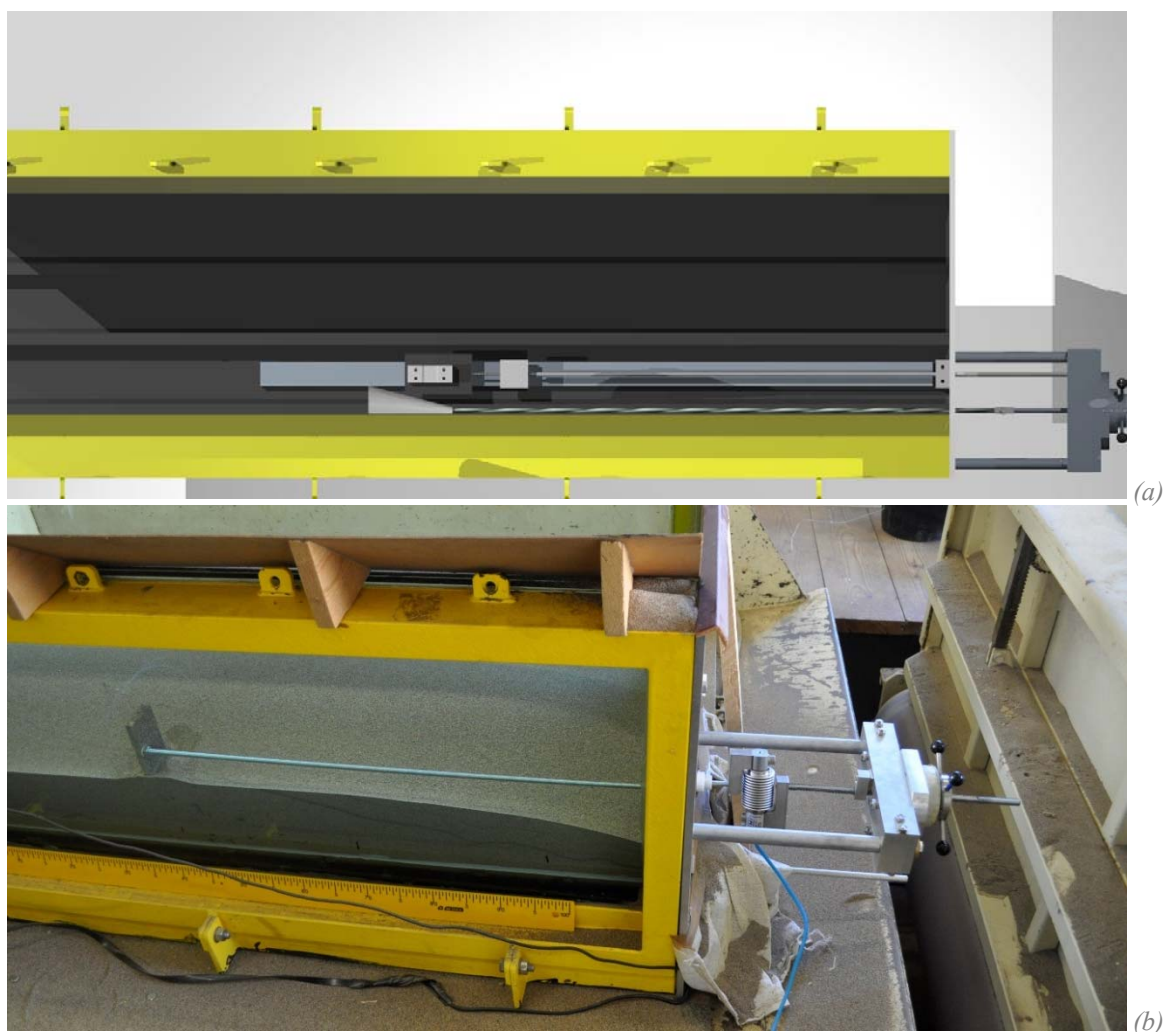


Figura 4.17. Modalità di prova A (laterale): schema (a) e foto (b).



Le tre posizioni sono le seguenti:

- P1: distanza pari a 209 mm;
- P2: distanza pari a 156 mm;
- P3: distanza pari a 103 mm.

Gli schemi delle posizioni sono riportati in Figura 4.18. Nella modalità A si sono utilizzate piastre sezionate a metà poggianti sulla parete laterale in vetro trasparente. La parete laterale si può quindi considerare una sorta di “piano medio” sul quale viene valutato il campo di spostamenti del terreno in prossimità della piastra flottante. Il campo di spostamenti viene registrato tramite tecnica PIV (*Particle Image Velocimetry*). I dettagli sulla tecnica di analisi sono presentati nel paragrafo 4.3.2.

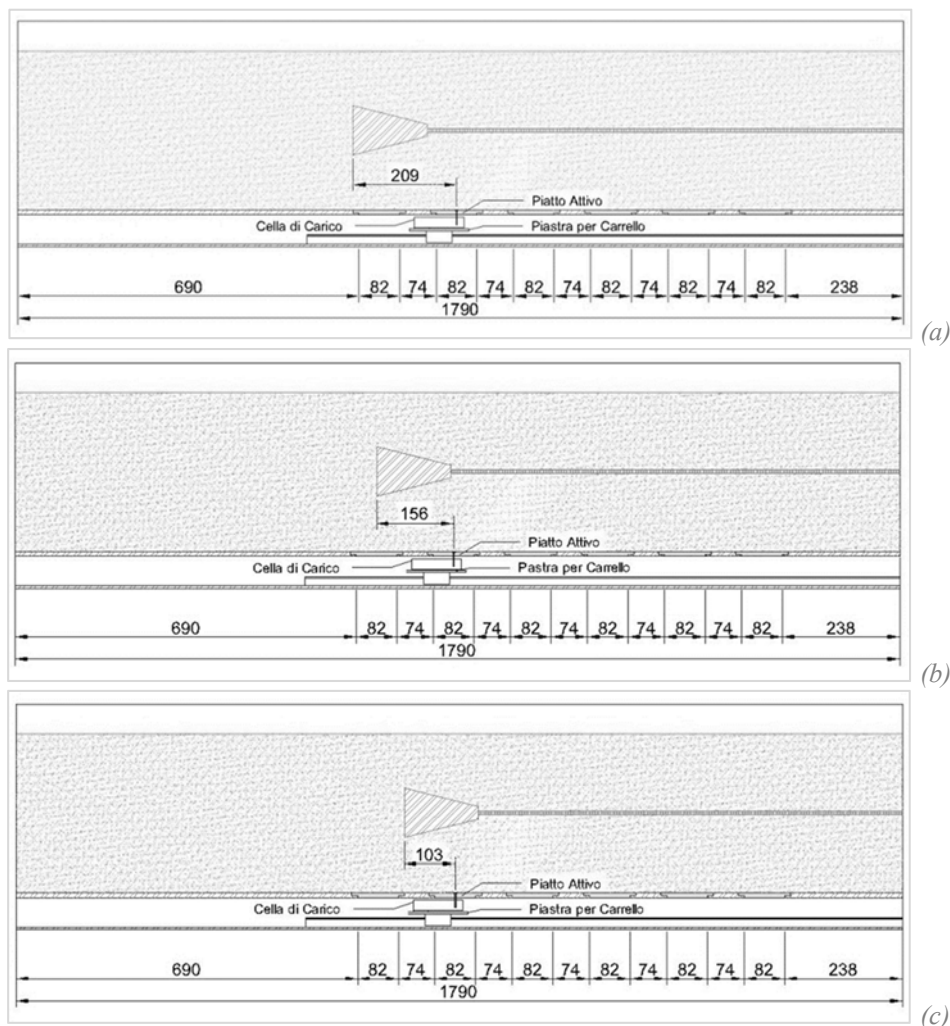


Figura 4.18. Posizioni di misura, modalità di prova A: posizione P1 (a), P2 (b) e P3 (c).

#### 4.2.2 Modalità B: prove in posizione centrale

Nella modalità B (prove in posizione centrale, Figura 4.19), si sono eseguiti i test di pull-out soltanto nella posizione di misura dove nelle prove A si era registrato il valore massimo di compressione e attrito. Si anticipa che la posizione selezionata per la modalità B è la P1, a distanza di 209 mm tra la piastra flottante e la posizione di misura.

Nella modalità B l'acquisizione delle immagini digitali mediante fotocamera è stata effettuata ugualmente, per permettere di eseguire delle valutazioni aggiuntive sulle dimensioni del volume di terreno mobilitato dall'estrazione delle piastre flottanti. La metodologia di estrazione rimane la stessa per tutte le prove.

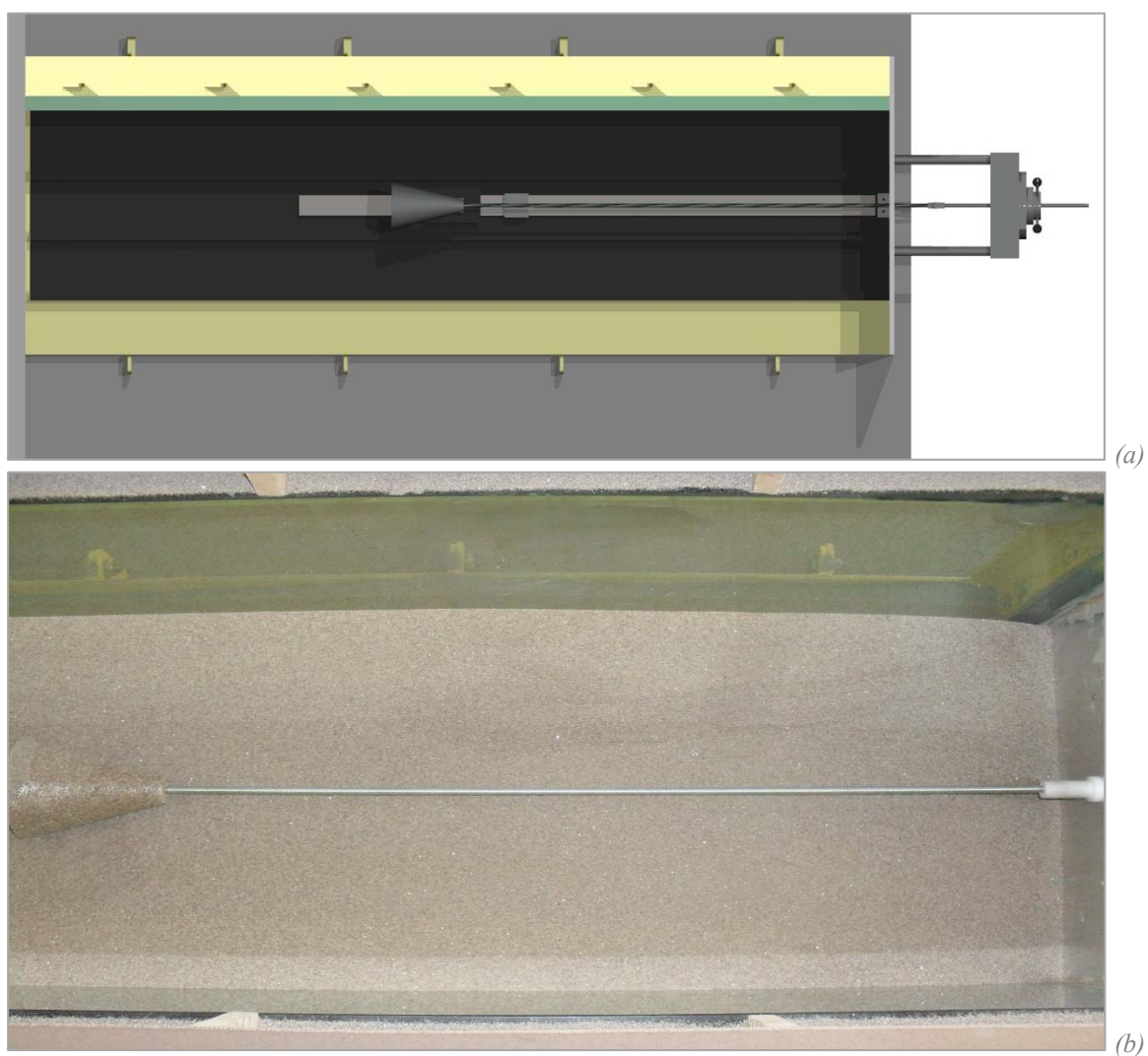


Figura 4.19. Modalità di prova B (centrale): schema (a) e foto (b).



## 4.3 Software utilizzati

### 4.3.1 DSLR Remote Pro

DSLR Remote Pro è un software della Breeze Systems che permette il controllo di una fotocamera digitale in remoto tramite computer. Il software permette di stabilire la frequenza di scatto della fotocamera, il tempo di esposizione, oltre a numerose altre impostazioni.

Di seguito si elencano le impostazioni usate nel software per il controllo automatico degli scatti:

- EOS 400D;
- Tempo di esposizione 1/40 s @f 5/6;
- Regolazione di luminosità ISO 400;
- Size/Quality: large/fine (risoluzione massima);
- White balance: shade (per ottenere una copertura dei colori omogenea sull'intero spettro);
- Metering mode: center-weighted;
- Drive mode: single shot;
- Lunghezza focale: 10 mm;
- Obiettivo: MF con focus a 0,5 metri.

### 4.3.2 GeoPIV

La tecnica denominata *Particle Image Velocimetry* (PIV) è stata originariamente sviluppata nell'ambito della meccanica dei fluidi per misurare la velocità di particelle in moto all'interno di un fluido (Adrian, 1991). L'applicazione della tecnica PIV in ambito geotecnico sfrutta la caratteristica del terreno di presentarsi con una struttura propria costituita da grani diversi tra loro per forma e colore. Illuminando questa struttura si creano luci e ombre differenti tra grani adiacenti le quali possono essere sfruttate come particelle traccianti. La tecnica PIV consente di determinare lo spostamento dei grani di un terreno riconoscendo all'interno di due immagini consecutive zone di terreno omologhe; si ricava

quindi il vettore spostamento delle zone e, noto il tempo intercorso tra una foto e l’altra, si ottiene la velocità.

Si presenta brevemente la tecnica PIV così come proposta dagli autori (White, 2002), (Take, 2002). Il processo di analisi della tecnica PIV è schematicamente illustrato in Figura 4.20 (White, et al., 2003).

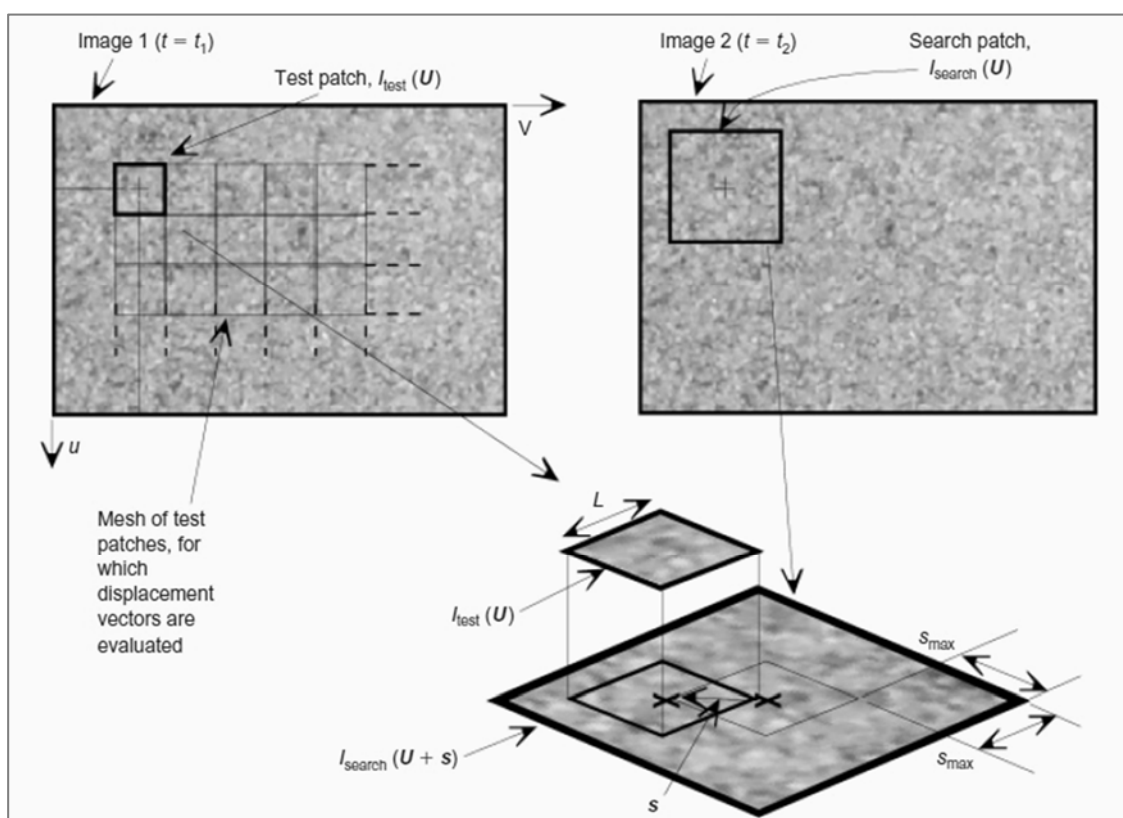


Figura 4.20. Manipolazione dell’immagine durante l’analisi PIV (White, et al., 2003).

La prima immagine viene suddivisa in piccole porzioni con una griglia regolare a maglia quadrata, fissa per le successive elaborazioni, denominata “matrice sagoma”. Ogni porzione quadrata di lato  $L$  (lunghezza espressa in pixels) è definita “test patch” e costituisce un campione della matrice immagine  $I(U)$ . Considerando nella prima immagine una data test patch caratterizzata da un valore di intensità luminosa  $I_{test}(U)$ , nella seconda immagine essa definisce un’area all’interno della quale ricercare il test patch. Questa posizione è denominata “search patch” ed è anch’essa quadrata, ma la sua area si estende

oltre quella della *test patch* di una quantità  $s_{max}$  in entrambe le direzione  $u$  e  $v$ . L'intensità luminosa della *search patch* è definita dal valore  $I_{search}(U+s)$ . Si applica quindi la tecnica di *cross-correlation* che si basa sul criterio statistico della massima correlazione tra due livelli di intensità luminosa  $I_{test}(U)$  e  $I_{search}(U+s)$ . La posizione ricercata è quella alla quale corrisponde il massimo valore del coefficiente di correlazione normalizzato  $R_n(s)$ , calcolato per tutte le possibili posizioni che il *test patch* può assumere dentro la *search patch*. Il coefficiente di correlazione normalizzato  $R_n(s)$  si calcola con la seguente relazione:

$$R_n(s) = \frac{\sum_U I_{test}(U)I_{search}(U + s)}{\sqrt{\sum_U [I_{search}(U + s)]^2 M(U)}}$$

dove  $M(U)$  rappresenta la matrice intensità del dominio  $U$  da cui si estrae  $I_{test}(U)$ , mentre  $U$  è il vettore delle coordinate in pixel  $(u,v)$ .

Si riporta in Figura 4.21(a) un esempio dell'andamento della funzione di correlazione: in corrispondenza del valore massimo di  $R_n(s)$  si ricava il vettore spostamento  $s$  della *test patch*. In Figura 4.21(b) la curva che rappresenta l'andamento di  $R_n(s)$  è valutata con un ingrandimento a livello di singoli pixel in un intorno del picco di correlazione. In tal caso la precisione raggiunta è limitata al pixel. Se si desidera una precisione maggiore, quindi una risoluzione sub-pixel, si possono raccordare i punti in un intorno del picco della funzione  $R_n(s)$  con una doppia funzione interpolatrice cubica, come in Figura 4.21(c). Gli autori riportano che tramite questa interpolazione si raggiunge una risoluzione media del vettore spostamento pari a 0,005 pixel. Un'ulteriore riduzione risulta inutile perché i valori ottenuti, accrescendo notevolmente il carico computazionale, sono minori degli errori associati a precisione ed accuratezza (Sadek, et al., 2003), (White, et al., 2005).

Ripetendo la procedura per ciascun elemento della griglia in cui è stata suddivisa inizialmente la prima immagine, si può ottenere l'intero campo di spostamenti. La procedura va ripetuta per tutte le coppie di immagini in cui si è suddiviso l'intero arco temporale. Una sintesi della sequenza di analisi è presentata nel diagramma di Figura 4.22.

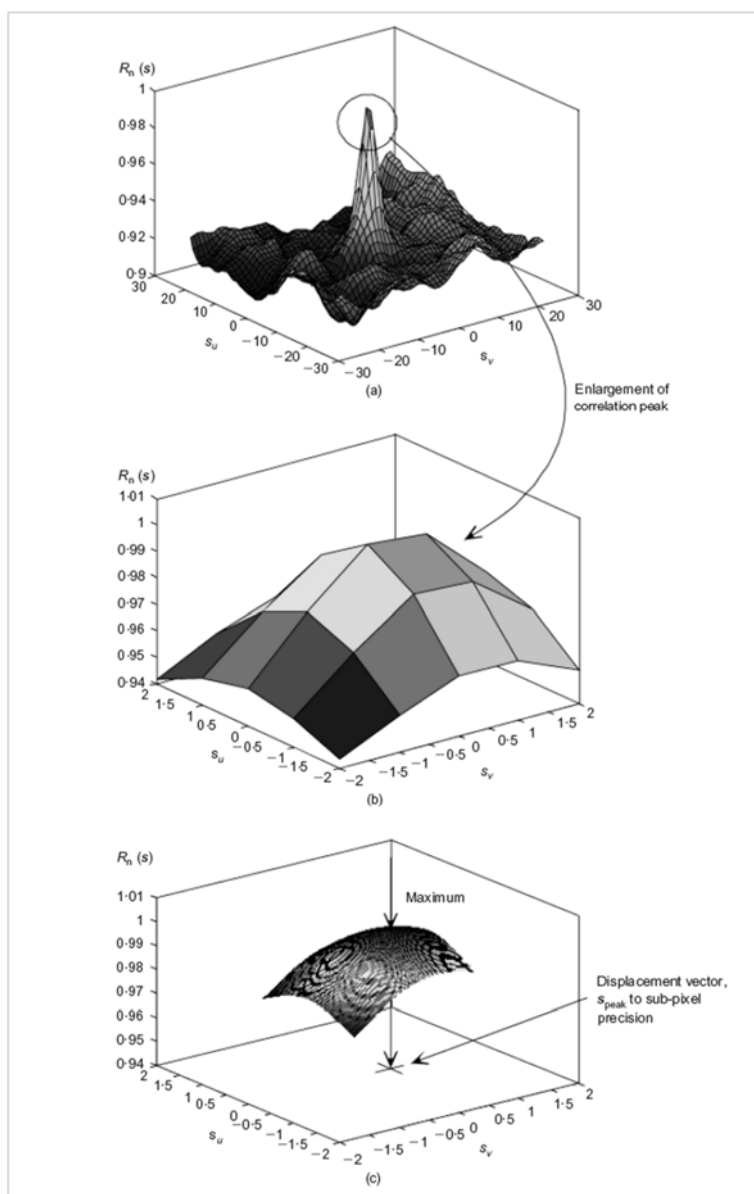


Figura 4.21. Valutazione del vettore spostamento dalla funzione di correlazione: funzione di correlazione  $R_n(s)$  (a); ingrandimento del picco di correlazione con pixel interi (b); interpolazione cubica sub-pixel (c).

Con il procedere dell'analisi i picchi di correlazione possono risultare meno chiari in quanto, aumentando gli spostamenti del terreno, la vista si modifica, come pure il gioco di luci e ombre creato da grani. Questo può influenzare la corretta correlazione tra *test patch* e *search patch*. Per evitare questo rischio, si può provvedere ad aggiornare l'immagine di base a intervalli regolari durante l'analisi.

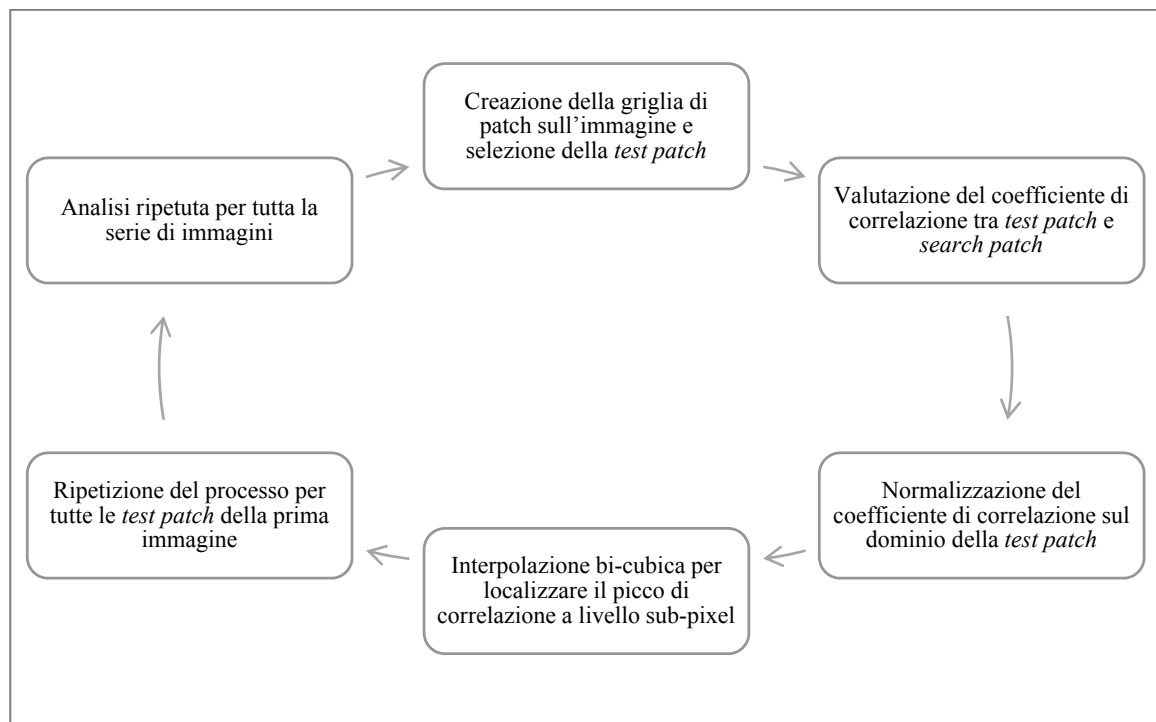


Figura 4.22. Diagramma di sequenza dell'analisi PIV.

La precisione della tecnica PIV applicata nel campo della geotecnica è influenzata sia contenuto e qualità dell'immagine sia dalla dimensione  $L$  della *patch test*. Tra i due fattori, la dimensione  $L$  ha sicuramente una rilevanza maggiore. Ciò è confermato dalla relazione empirica che esprime l'errore di precisione  $\rho_{pixel}$  presente in una sequenza di dati da un'analisi PIV:

$$\rho_{pixel} = \frac{0,6}{L} + \frac{150000}{L^8}$$

Il numero di punti che si possono misurare all'interno di una patch è funzione del lato  $L$  della patch e del numero di pixel  $n_{pixel}$  contenuto nell'immagine:

$$n_{pixel} = \frac{WH}{L^2}$$

Osservando le equazioni di  $\rho_{pixel}$  e  $n_{pixel}$  si evidenzia una contraddizione in termini: patch di grandi dimensioni garantiscono una precisione maggiore ma un minor numero di punti osservabili; patch con lato  $L$  piccolo offrono la possibilità di osservare un numero più

elevato di punti ma con un errore di precisione maggiore. La scelta della dimensione più opportuna della patch va fatta tenendo conto di entrambi i fattori.

GeoPIV (White & Take, 2002) è un software ideato e sviluppato per implementare la tecnica PIV (*Particle Image Velocimetry*) adattandola ai test sperimentali di tipo geotecnico. Partendo da una serie di fotografie digitali scattate durante a istanti temporali successivi nel corso della prova, attraverso GeoPIV è possibile determinare l’entità degli spostamenti registrati tra immagini successive. GeoPIV è un modulo del software di calcolo MatLab.

GeoPIV fornisce un file di output per ogni confronto tra due immagini; ciascun file contiene le coordinate che identificano la patch nella nuova posizione finale e i corrispondenti vettori spostamento. Assemblando i risultati è possibile ricostruire così il campo di spostamento delle particelle in un determinato periodo di tempo.

Nei test qui presentati, la frequenza di scatto della fotocamera è impostata per registrare una foto ogni 5 secondi. Il passo di analisi PIV è quindi di 5 secondi. Per ogni passo si sono calcolati i vettori spostamento, gli spostamenti cumulati e incrementali.

### **4.3.3 NI Labview**

NI Labview è una piattaforma per il system design e un ambiente di sviluppo integrato (IDE) per il linguaggio di programmazione visuale (VPL) di National Instruments. Tale linguaggio grafico è chiamato *linguaggio G*. Rilasciato in origine per l’Apple Macintosh nel 1986, LV è comunemente utilizzato per acquisizione dati, controllo strumenti di misurazione e automazione industriale su numerose piattaforme.

Tramite la piattaforma di NI Labview si è creato un software ad hoc per l’acquisizione dei dati registrati dalle celle di carico durante i test sperimentali, secondo lo schema riportato in Figura 4.23. I dati elettrici in mV/V vengono convertiti in unità di forza (in Newton). Le letture delle celle vengono eseguite contemporaneamente con la frequenza di una lettura al secondo.

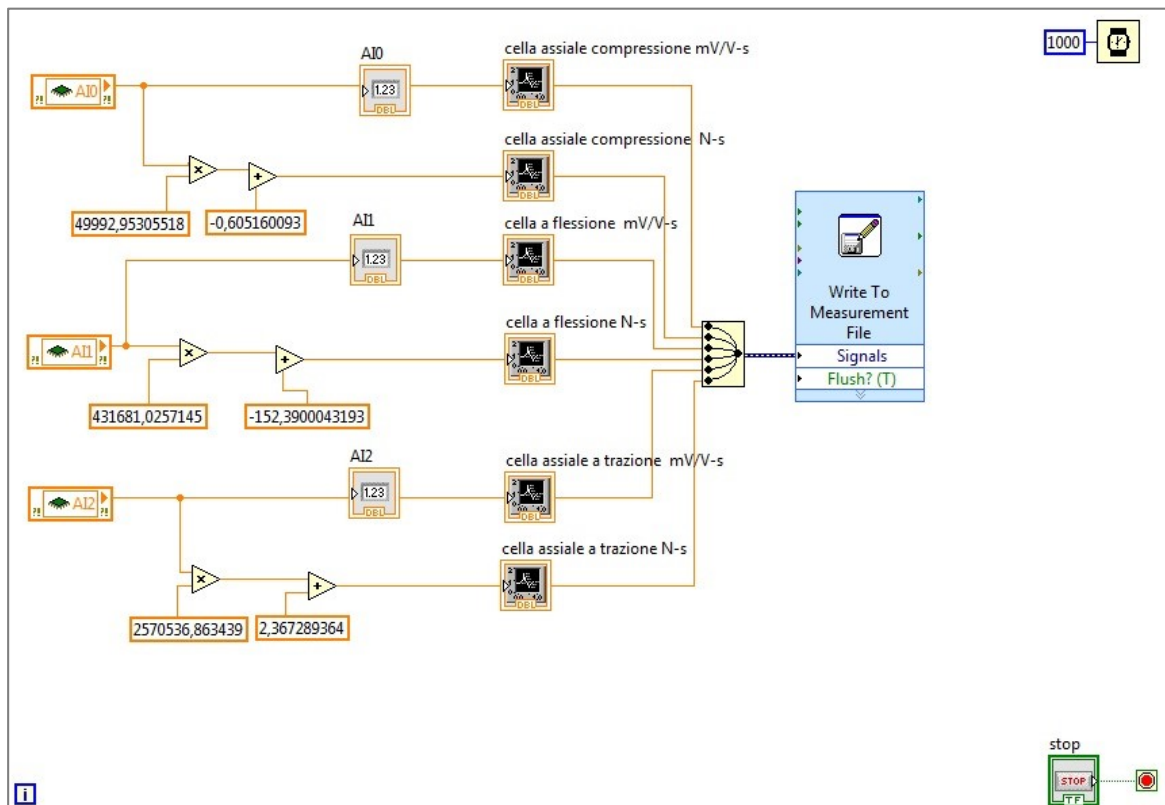


Figura 4.23. Block diagram utilizzato nei test sperimentali (NI Labview).



Figura 4.24. Vista generale del modello fisico durante l'acquisizione dei dati (al buio).



## 4.4 Risultati sperimentali

Si riportano i grafici relativi alle 2 modalità di prova e i relativi confronti. Per la lettura dei grafici valgono le seguenti considerazioni:

- La forza di estrazione viene riportata in termini di capacità portante intesa come forza per unità di area: la forza di pull-out viene divisa per l'area di base della piastra flottante; le piastre hanno infatti aree d'impronta diverse.
- La forza di compressione sul fondo viene riportata in termini di forza per unità di area: la forza ortogonale rispetto al fondo misurata dalla cella di carico viene divisa per l'area della piastrina attiva removibile collegata alla cella (area quadrata di 100 cm<sup>2</sup>). Si noti che i grafici non riportano valori di tensione in termini assoluti, bensì gli incrementi della tensione di compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale, assunta come valore zero. L'incremento ha segno positivo se la compressione sul fondo aumenta, viceversa se si ha una condizione di scarico.
- Anche per la forza di attrito sul fondo vale quanto riportato per la forza di compressione: la forza orizzontale sul fondo misurata dalla cella di carico viene divisa per l'area della piastrina attiva removibile collegata alla cella (area quadrata di 100 cm<sup>2</sup>). Anche in questo caso i grafici riportano gli incrementi tensionali rispetto alla condizione statica iniziale, assunta come valore zero.
- I risultati dell'analisi PIV vengono riportati in termini di spostamenti cumulati e incrementali, per mezzo di vettori e contour, con l'obiettivo di esaminare il campo di spostamenti del terreno; i risultati saranno utili per l'esecuzione di valutazioni sulla forma del cuneo di spinta generato dalle piastre flottanti.
- In generale si farà riferimento alle due condizioni fondamentali per l'analisi dei dati: la condizione di carico di picco (rottura) e la condizione di post-picco (residuo). Si assume quale condizione di picco l'istante in cui si osserva il massimo di forza registrata.

#### 4.4.1 Modalità A: prove in posizione laterale

##### 4.4.1.1 Piastra quadrata sottile

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.25 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 3 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco, seguito da una fase discendente e di parziale ricarico. Considerando il valore di picco quale valore di rottura e il valore minimo della fase post-picco quale valore residuo, si ottiene per  $q_u$  un valore medio di 100,3 kPa e per  $q_r$  un valore medio di 60,5 kPa, con un rapporto  $q_u/q_r$  di 0,603. Il valore di picco viene registrato in corrispondenza di una corsa media di estrazione di 17,7 mm. Gli scarti percentuali dai valori medi sono riportati in Tabella 4.1; gli scarti sono dovuti alla difficoltà operativa nel replicare perfettamente le medesime condizioni sperimentali, pur adottando una procedura di prova standardizzata. Il posizionamento del chiodo all'interno del modello può portare ad un leggero aumento della compattazione della sabbia nell'intorno della testa che può tradursi in un aumento della resistenza del terreno durante l'estrazione. Anche la posa non perfettamente orizzontale del chiodo può influenzare la non perfetta ripetitività dell'esperimento in eguali condizioni.

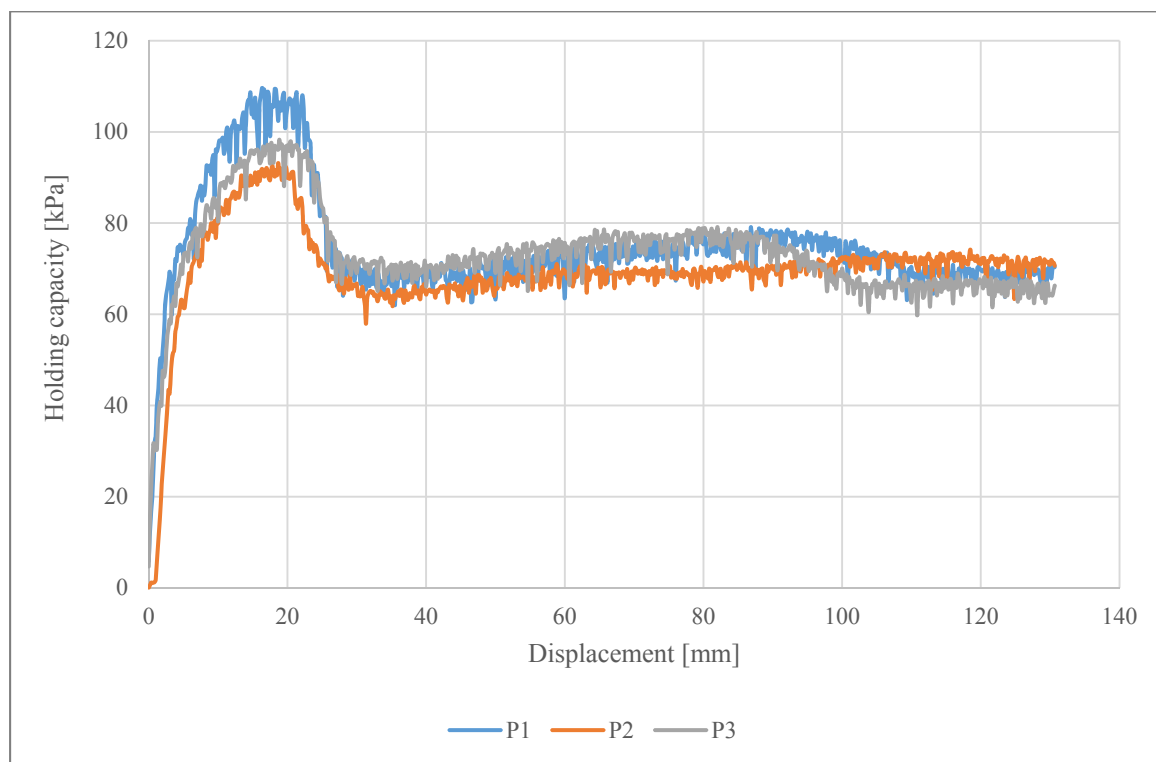


Figura 4.25. Modalità A, piastra quadrata sottile: capacità portante per 3 prove successive.

Tabella 4.1. Modalità A, piastra quadrata sottile: capacità portante ultima e residua.

Posizione	Capacità ultima				Capacità residua		q <sub>r</sub> /q <sub>u</sub>
	q <sub>u</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	x <sub>u</sub> [mm]	E <sub>x</sub> [%]	q <sub>r</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	
P1	109,6	9,2	16,3	-7,5	62,0	2,5	0,565
P2	93,2	-7,2	17,8	0,9	52,9	-12,5	0,568
P3	98,3	-2,1	18,8	6,6	66,5	10,0	0,677
<b>Media</b>	<b>100,3</b>	-	<b>17,7</b>	-	<b>60,5</b>	-	<b>0,603</b>

Note.  
 q<sub>u</sub>, q<sub>r</sub> = Capacità portante ultima e residua, nell’ordine.  
 E<sub>q</sub>, E<sub>x</sub> = Scarto percentuale dal rispettivo valore medio.  
 x = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

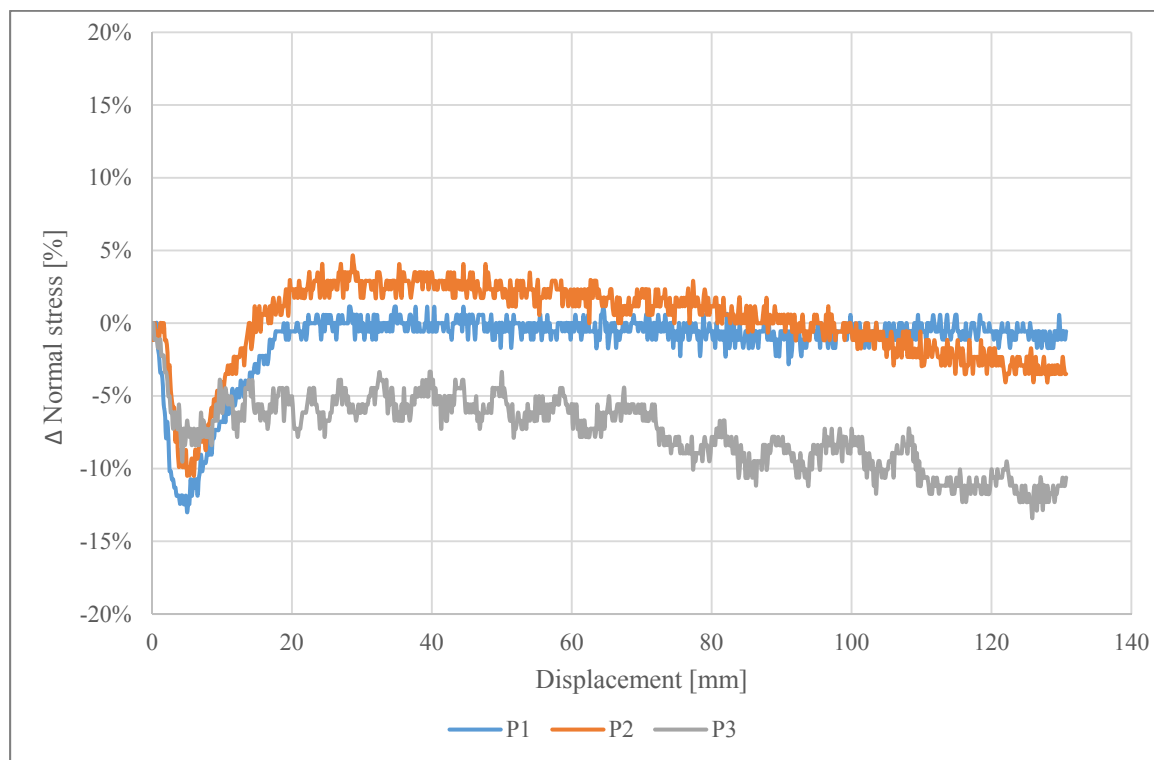


Figura 4.26. Modalità A, piastra quadrata sottile: variazione della compressione sul fondo in funzione della posizione di misura.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.26), si riscontra un andamento simile della curva, con picco negativo all’inizio della corsa di estrazione, tra i 4 e i 6 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Questo perché la piastra tende a spostare il terreno verso l’alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con l’analisi PIV, e in una primissima fase il volume di terreno attivato dalla spinta passiva

della piastra non arriva a lambire il fondo del modello. Il volume di terreno mobilitato tocca il fondo proprio in corrispondenza del picco negativo. Il picco negativo è massimo in valore assoluto nella misura P1, cioè a distanza di 20 cm dalla piastra flottante, facendo registrare uno scarico del 13% rispetto alla condizione statica iniziale. Questa osservazione può fornire un'indicazione quantitativa su forma ed estensione del volume mobilitato.

Dopo il picco negativo, la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un picco massimo, dopo il quale le curve invertono ancora la tendenza fino alla fase di scarico. Per le posizioni P1 e P2 la fase di carico termina tra i 28 e i 29 mm di corsa, mentre per la P3 intorno ai 32 mm. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ . La compressione trasmessa dalla piastra al terreno per spinta passiva infatti raggiunge il fondo con un avanzamento della corsa di circa 10 mm oltre l'ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite. In corrispondenza del picco massimo si osservano valori positivi nelle ordinate, cioè si ha un leggero aumento della compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale, con un incremento massimo del 4,7%.

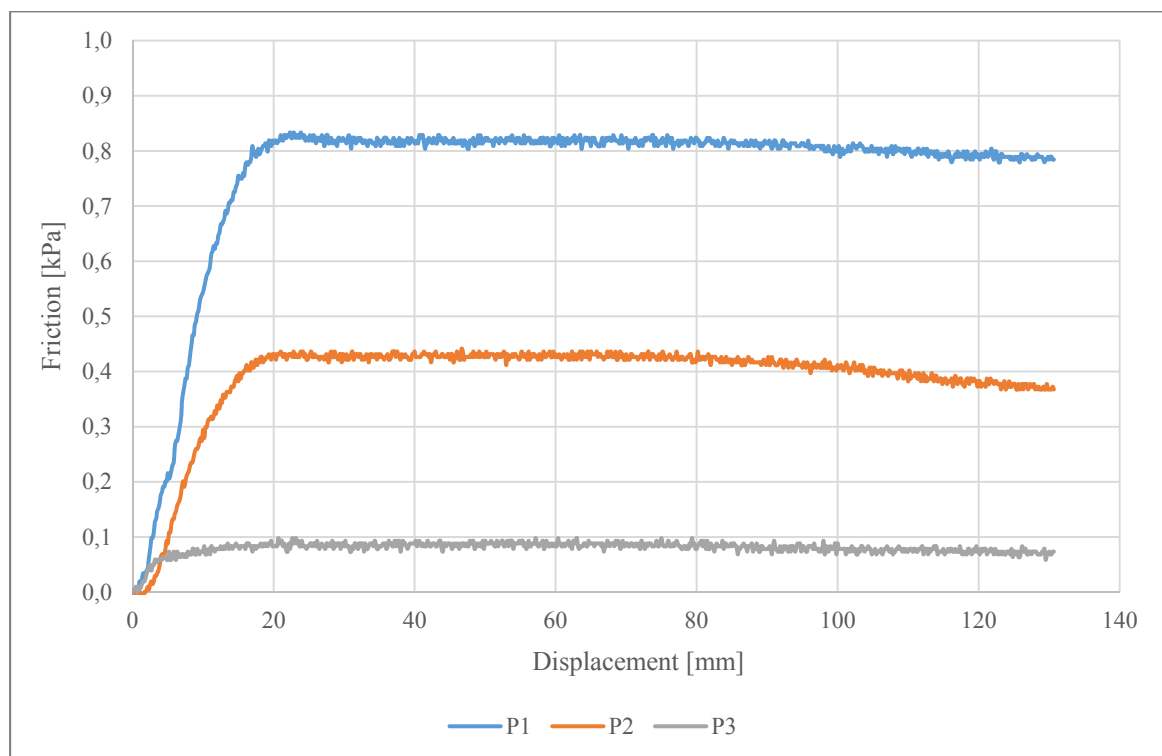


Figura 4.27. Modalità A, piastra quadrata sottile: attrito sul fondo in funzione della posizione di misura.

Per quanto riguarda l’*attrito sul fondo* (Figura 4.27), si osserva come la posizione di misura sia un elemento determinante per l’interpretazione del valore rilevato. L’andamento delle curve nelle 3 prove è simile, con un picco massimo registrato in corrispondenza di una corsa compresa tra 20 e 23 mm, di poco superiore all’ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite della forza di pull-out, seguito da una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo è praticamente costante. Il picco più alto si registra nella posizione P1, pari a 0,83 kPa, seguito dalla P2, dove il picco è di 0,44 kPa, minore del 47% rispetto a P1. Il minimo si registra nella posizione P3, pari a 0,10 kPa, minore dell’88% rispetto a P1. Da queste osservazioni si evince che le tensioni di taglio massime vengono mobilitate completamente ad una distanza non inferiore a 20 cm dalla piastra flottante. Incrociando i dati provenienti dalle due celle di carico poste sul fondo si può stimare che la spinta passiva, lambendo il fondo in corrispondenza della piastra P2, si attivi a partire dalla piastra flottante con angolo di apertura compreso tra 30° e 39° (Figura 4.28).

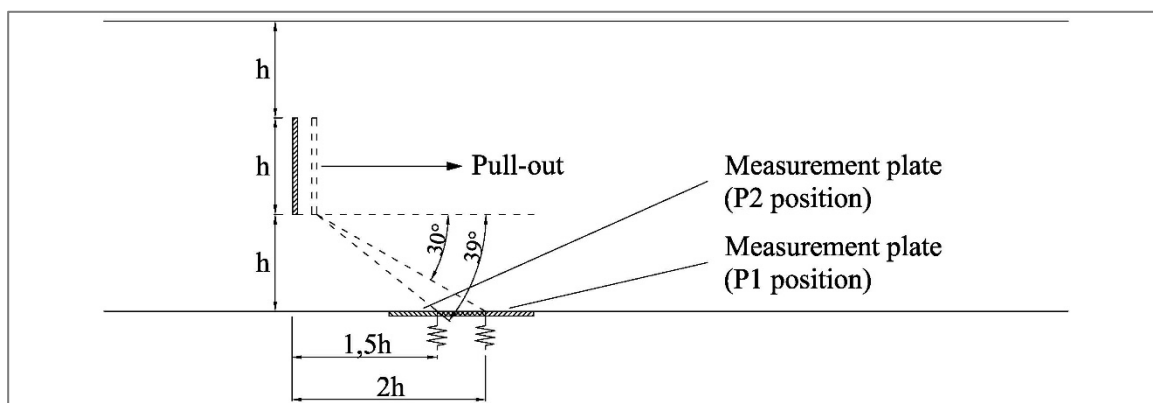


Figura 4.28. Schema della valutazione dell’inclinazione della forza passiva mobilitata.

Tabella 4.2. Modalità A, piastra quadrata sottile: compressione e attrito sul fondo.

Posizione	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
P1	-0,99	-13,0%	6,0	0,09	1,1%	28,3	0,83	22,8
P2	-0,78	-10,5%	5,0	0,35	4,7%	28,7	0,44	21,0
P3	-0,73	-9,5%	4,3	-0,26	0,0%	32,5	0,10	20,7

Nota.  
 $x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.  
 $\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.  
 $\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.

In Tabella 4.2 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all’attrito sul fondo, in funzione della posizione di misura.

Attraverso l’analisi PIV è possibile analizzare il *campo degli spostamenti* del terreno intorno alla piastra flottante. Si è considerata la porzione di terreno evidenziata in Figura 4.29, che rappresenta la mesh assunta per l’analisi. Durante le fasi di estrazione, la piastra flottante tende a spostarsi orizzontalmente e verticalmente, ricercando continuamente una posizione di equilibrio dinamico tra le forze in gioco.

Nella fase di carico che precede la rottura, il terreno davanti alla piastra si comprime e inizia a formarsi un bulbo di carico. Il terreno non subisce significativi spostamenti verso il basso; gli spostamenti più rilevanti si osservano verso l’alto, in quanto il modello riproduce condizioni non confinate o “*shallow anchor condition*” (Das, 1990).

In Figura 4.30 vengono riportati i risultati dell’analisi nella condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ). Si può osservare davanti alla piastra una porzione di terreno di forma triangolare che si sposta rigidamente nel corso dell’estrazione, coerentemente con la teoria di Terzaghi. Dal vertice del triangolo elastico prende forma una linea di rottura inclinata verso l’alto con angolo di influenza compreso tra i 40 e i 43° rispetto all’orizzontale.

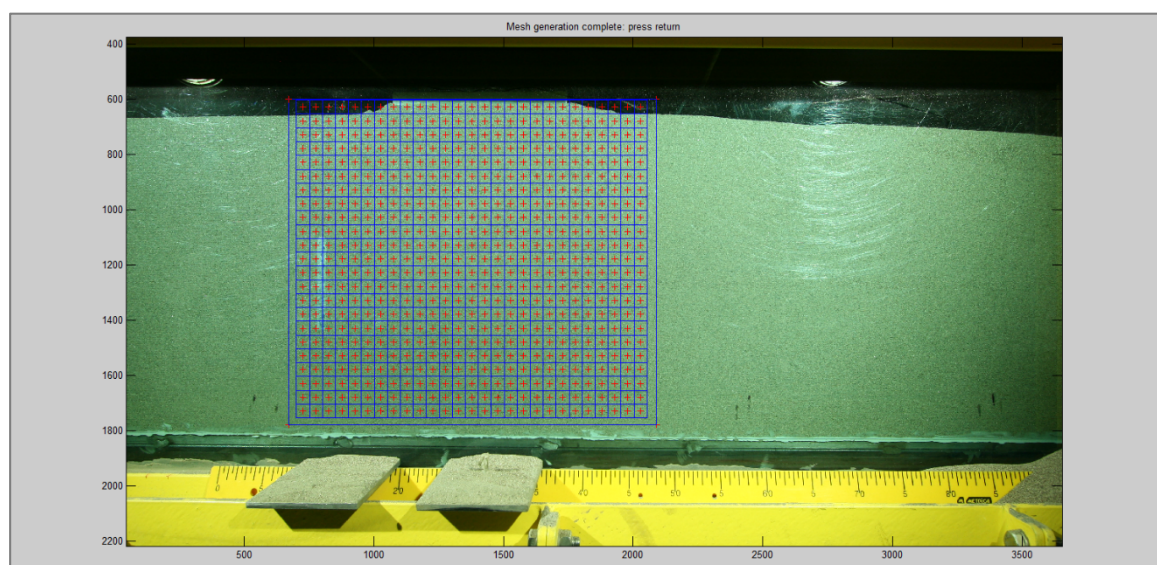


Figura 4.29. Modalità A, piastra quadrata sottile: creazione della mesh per analisi PIV.

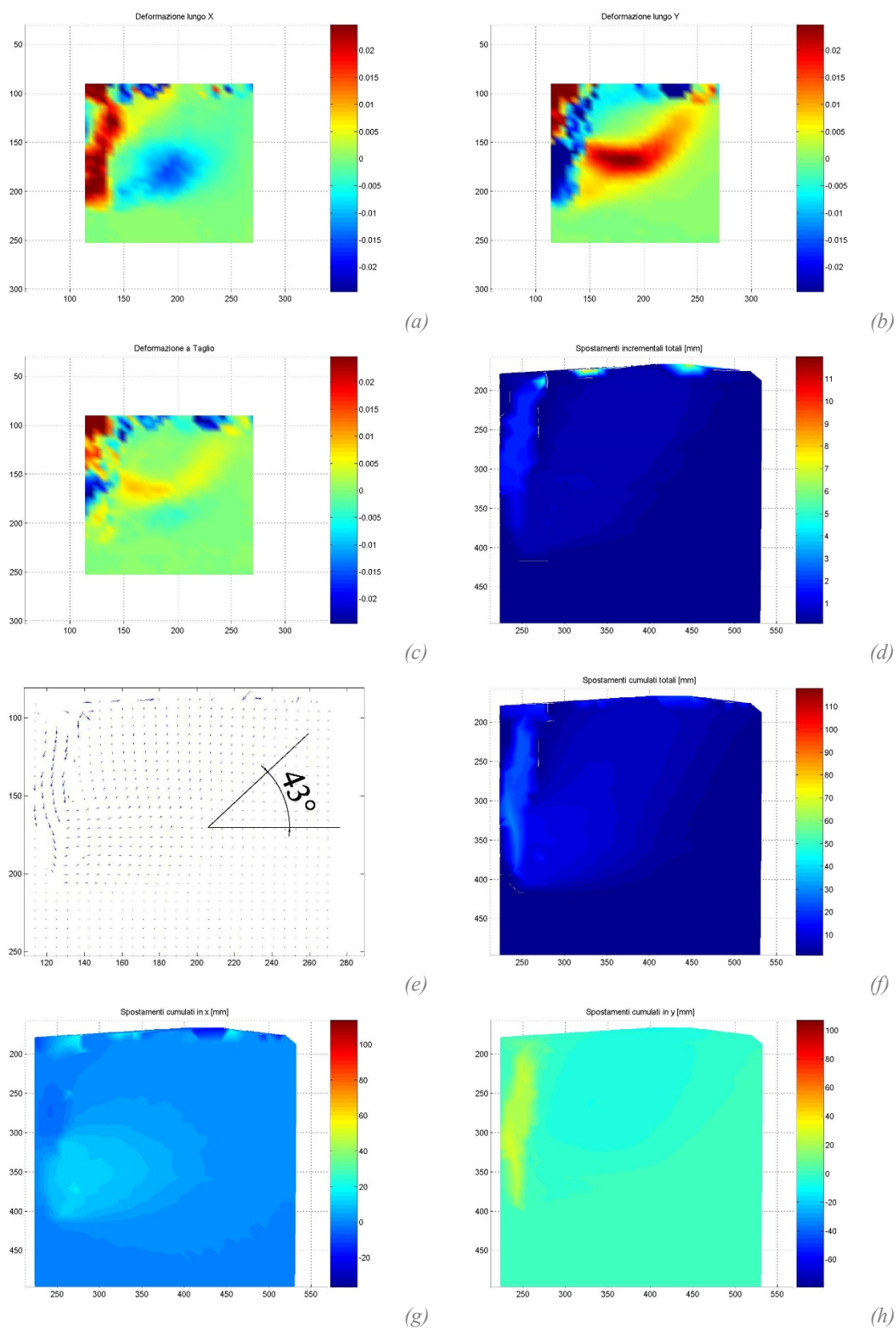


Figura 4.30. Modalità A, piastra quadrata sottile, P1: analisi PIV in condizioni di capacità portante ultima  $q_u$ . Deformazioni orizzontali (a), verticali (b) e a taglio (c); spostamenti incrementali totali con contour (d) e vettori (e); spostamenti cumulated totali (f) e relative componenti orizzontale (g) e verticale (h).



Si è inoltre analizzata la distribuzione degli spostamenti nel corso delle fasi di estrazione successive alla rottura (Figura 4.31). Con il procedere dell'estrazione il volume di terreno mobilitato aumenta, attivando la sabbia sempre più in profondità. L'angolo di influenza della piastra appare assumere un valore massimo in corrispondenza della condizione di rottura, per poi subire una leggera contrazione attestandosi su valori compresi tra  $38^\circ$  e  $41^\circ$  (Figura 4.32).

Al termine dell'estrazione nelle 3 prove si è osservata un'inclinazione della barra compresa tra  $3^\circ$  e  $6^\circ$  rispetto al piano orizzontale (Figura 4.33). Questo è dovuto al non confinamento della superficie superiore del modello, che riproduce ancoraggi relativamente poco profondi. La piastra flottante con il progressivo avanzamento subisce una leggera roto-traslazione verso l'alto; a tergo della piastra si ha la fessurazione del terreno dovuta allo scarico post-rottura, ma la piastra continua ad esplicare sul fronte di carico una capacità portante  $q_r$ , pur ridotta del 40% rispetto a  $q_u$ .

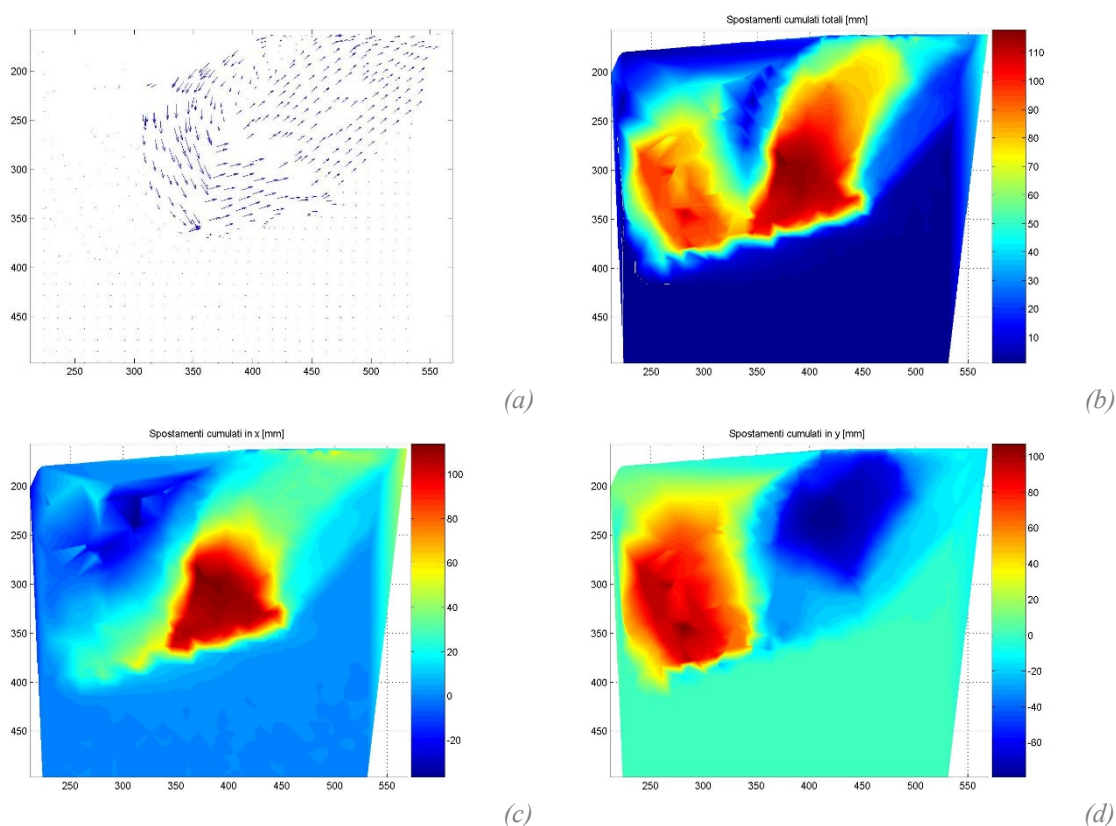


Figura 4.31. Modalità A, piastra quadrata sottile, P1: analisi PIV a fine corsa in condizioni di capacità portante residua  $q_r$ . Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

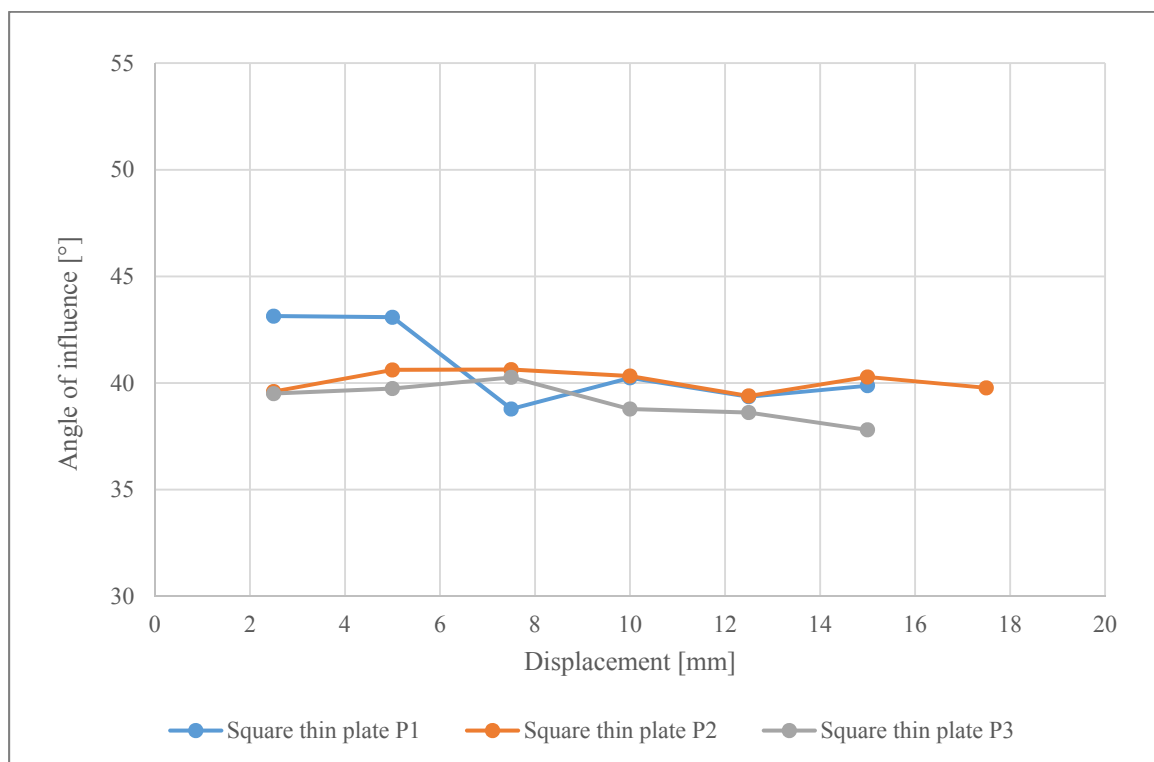


Figura 4.32. Modalità A, piastra quadrata sottile: angolo di influenza della piastra.

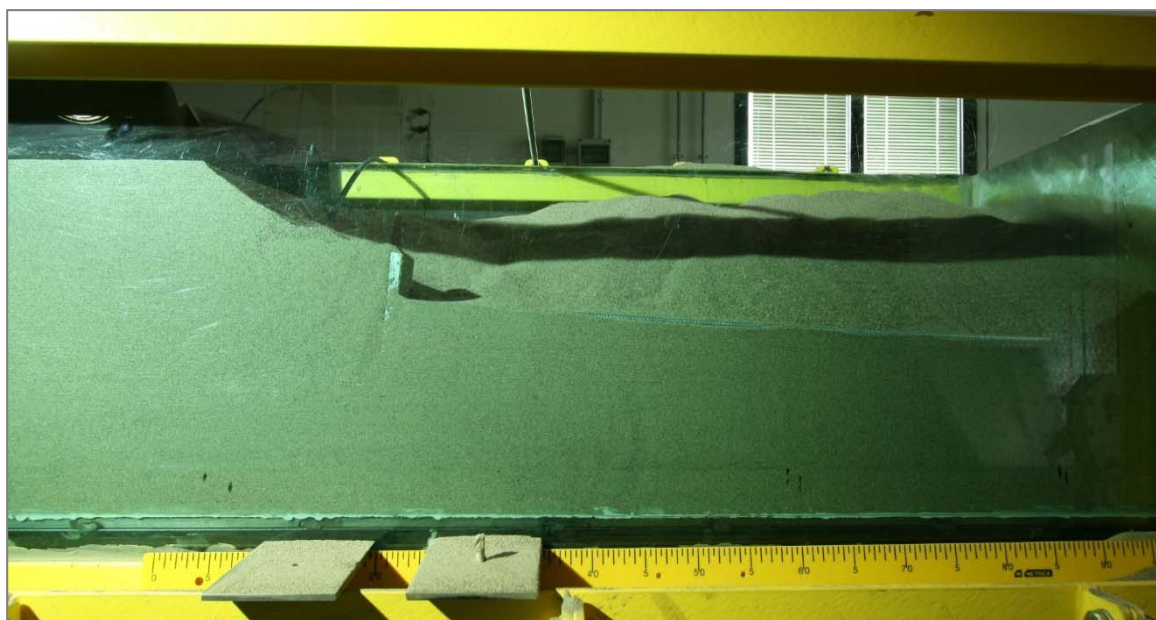


Figura 4.33. Modalità A, piastra quadrata sottile, P1: posizione del sistema flottante a fine estrazione.

#### 4.4.1.2 Piastra quadrata spessa

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.34 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 3 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco, seguito da una fase discendente e di parziale ricarico, come per la piastra sottile. Si ottiene per  $q_u$  un valore medio di 114,7 kPa e per  $q_r$  un valore medio di 67,8 kPa, valori maggiori rispettivamente del 14% e del 12% rispetto alla piastra sottile, con un rapporto  $q_u/q_r$  di 0,591, praticamente invariato. Il valore di picco viene registrato in corrispondenza di una corsa media di estrazione di 17,4 mm, valore anch'esso invariato rispetto alla piastra sottile. L'aumento di capacità portante della piastra spessa rispetto alla piastra sottile è determinato dalla maggiore superficie laterale della piastra, che genera per attrito un'interazione maggiore con il terreno circostante a parità di superficie di carico diretto, aumentando il volume di terreno mobilitato dal sistema flottante. Gli scarti percentuali dai valori medi sono riportati in Tabella 4.3.

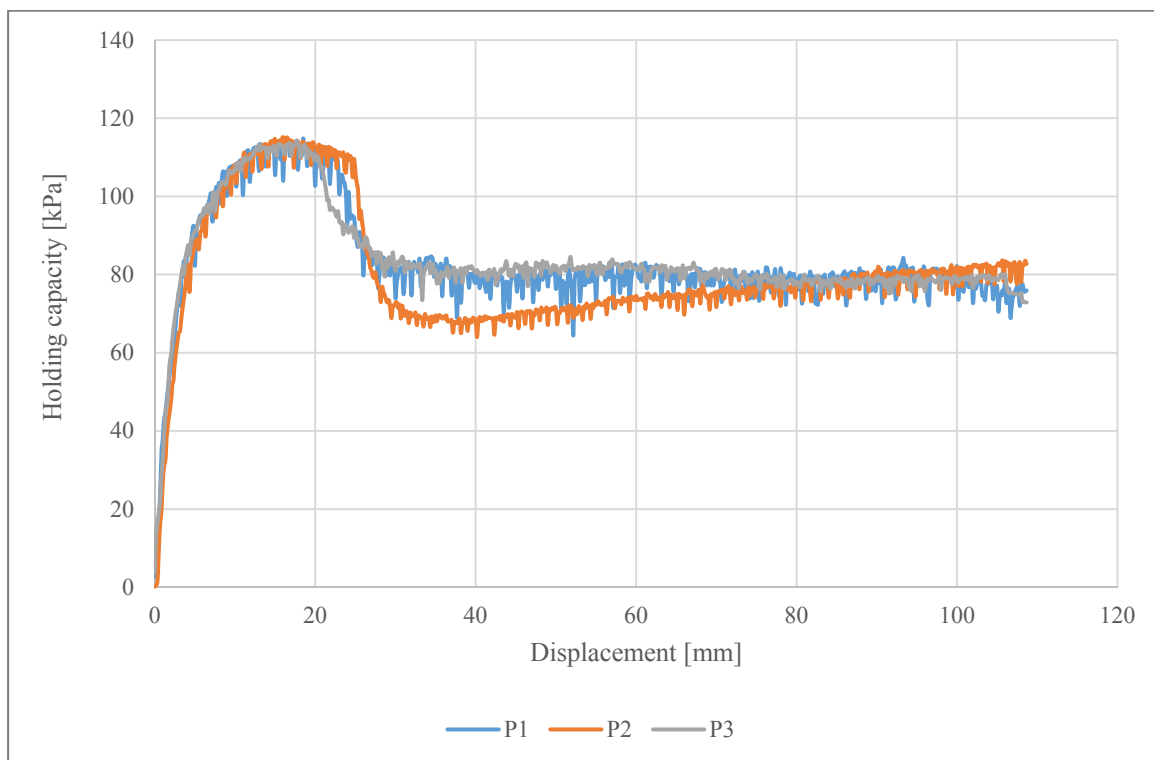


Figura 4.34. Modalità A, piastra quadrata spessa: capacità portante per 3 prove successive.

Tabella 4.3. Modalità A, piastra quadrata spessa: capacità portante ultima e residua.

Posizione	Capacità ultima				Capacità residua		q <sub>r</sub> /q <sub>u</sub>
	q <sub>u</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	x <sub>u</sub> [mm]	E <sub>x</sub> [%]	q <sub>r</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	
P1	114,8	0,1	18,5	6,4	64,4	-5,0	0,561
P2	115,1	0,3	16,0	-8,0	65,6	-3,3	0,570
P3	114,3	-0,4	17,7	1,6	73,5	8,3	0,643
<b>Media</b>	<b>114,7</b>	<b>-</b>	<b>17,4</b>	<b>-</b>	<b>67,8</b>	<b>-</b>	<b>0,591</b>

Note.  
 q<sub>u</sub>, q<sub>r</sub> = Capacità portante ultima e residua, nell’ordine.  
 E<sub>q</sub>, E<sub>x</sub> = Scarto percentuale dal rispettivo valore medio.  
 x = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

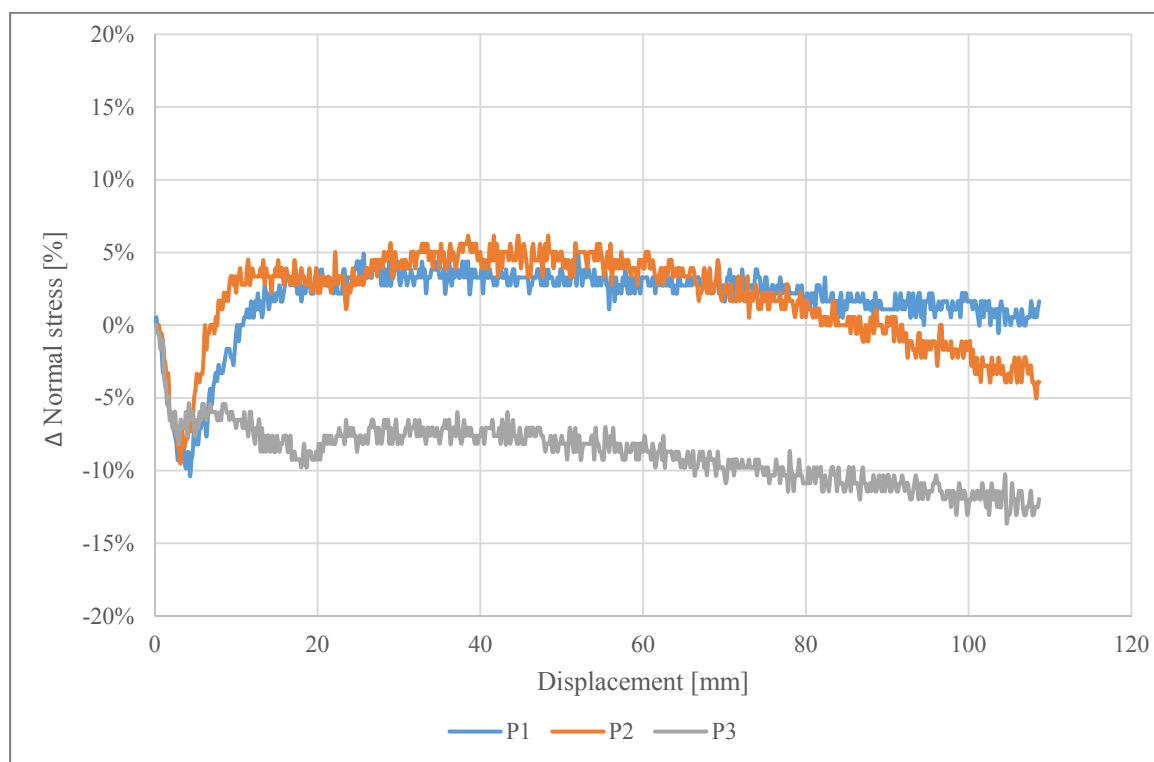


Figura 4.35. Modalità A, piastra quadrata spessa: variazione della compressione sul fondo in funzione della posizione di misura.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.35), si riscontra inizialmente un andamento simile della curva, con picco negativo all’inizio della corsa di estrazione, tra i 3 e i 5 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Questo perché la piastra tende a spostare il terreno verso l’alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con l’analisi PIV, come nel caso della piastra sottile. Il volume di terreno

mobilitato tocca il fondo proprio in corrispondenza del picco negativo. Il picco negativo è massimo in valore assoluto nella misura P1, cioè a distanza di 20 cm dalla piastra flottante, facendo registrare uno scarico del 10,4% rispetto alla condizione statica iniziale.

Dopo il picco negativo, la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un picco massimo, dopo il quale le curve invertono ancora la tendenza fino alla fase di scarico. Per le posizioni P1 e P2 la fase di carico è molto marcata e termina rispettivamente a 25 e 38 mm di corsa, mentre per la P3 non si registra una significativa fase ascendente. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ , come per la piastra sottile. La compressione trasmessa dalla piastra al terreno per spinta passiva infatti raggiunge il fondo con un avanzamento della corsa non minore di 8-10 mm oltre l'ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite. In corrispondenza del picco massimo si osservano valori positivi nelle ordinate, cioè si ha un leggero aumento della compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale, con un incremento massimo del 6,1%.

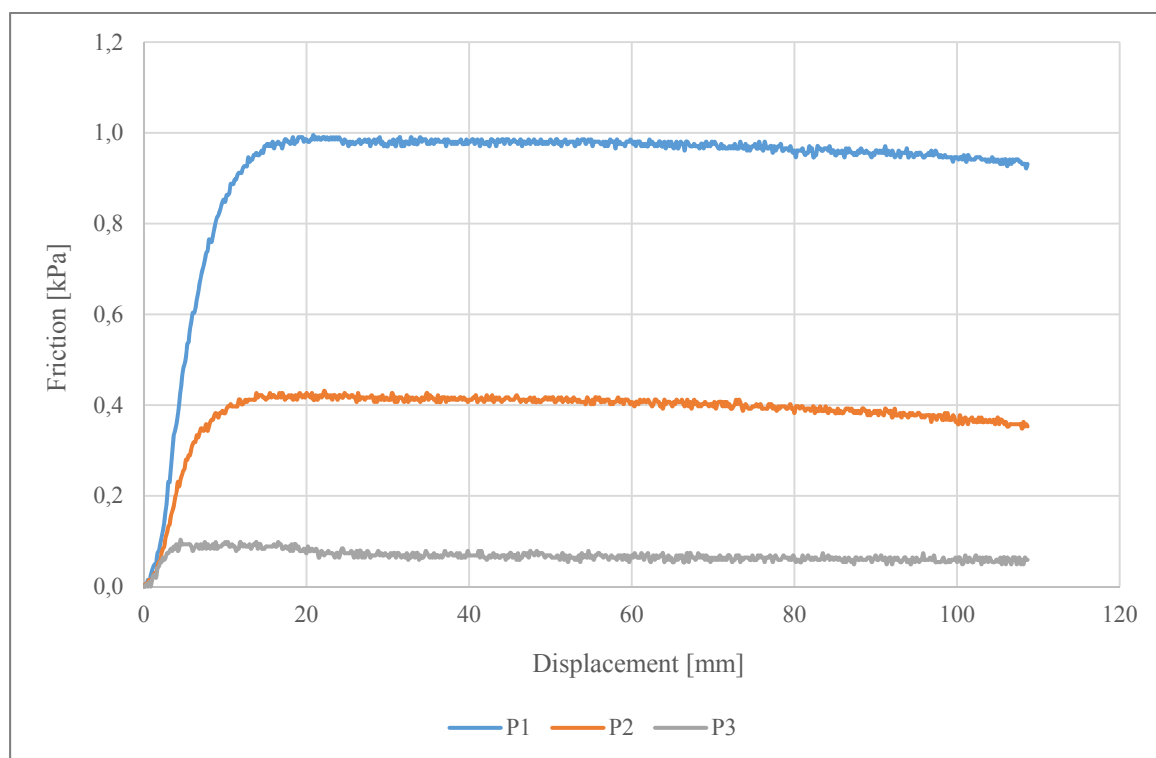


Figura 4.36. Modalità A, piastra quadrata spessa: attrito sul fondo in funzione della posizione di misura.

Per quanto riguarda l'attrito sul fondo (Figura 4.36), si osserva che anche in questo caso la posizione di misura è determinante. L'andamento delle curve nelle 3 prove è simile, con un picco massimo registrato in corrispondenza di una corsa compresa tra 14 e 22 mm, valori molto vicini all'ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite della forza di pull-out, seguito da una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo è praticamente costante o in leggera diminuzione. Il picco più alto si registra nella posizione P1, pari a 1 kPa, maggiore del 20% rispetto alla piastra sottile, seguito dalla P2, dove il picco è di 0,43 kPa, minore del 57% rispetto a P1. Il minimo si registra nella posizione P3, pari a 0,10 kPa. Le tensioni di taglio massime vengono mobilitate completamente ad una distanza non inferiore a 20 cm dalla base della piastra flottante. Incrociando i dati delle due celle di carico sul fondo si stima che la spinta passiva si attivi con angolo di apertura compreso tra  $38^\circ$  e  $51^\circ$  a partire dalla piastra flottante (Figura 4.37), valori superiori rispetto alla piastra sottile.

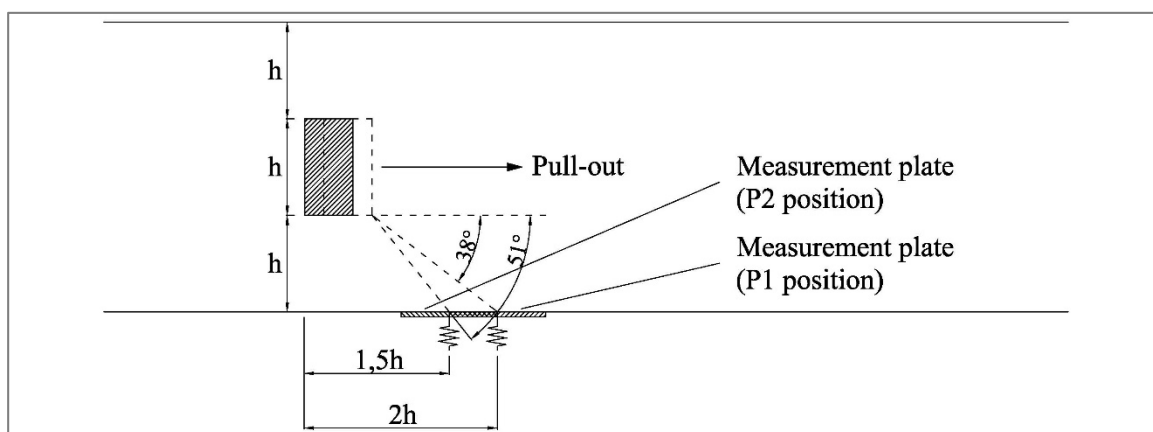


Figura 4.37. Modalità A, piastra quadrata spessa: schema di valutazione della forza passiva mobilitata.

Tabella 4.4. Modalità A, piastra quadrata spessa: compressione e attrito sul fondo.

Posizione	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
P1	-0,82	-10,4%	4,3	0,39	4,9%	25,7	1,00	21,5
P2	-0,73	-9,5%	3,2	0,47	6,1%	38,5	0,43	22,2
P3	-0,65	-8,2%	3,0	-0,47	-6,0%	43,3	0,10	13,8

Nota.

$x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

$\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.

$\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.

In Tabella 4.4 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all’attrito sul fondo, in funzione della posizione di misura.

Attraverso l’analisi PIV è possibile analizzare il *campo degli spostamenti* del terreno intorno alla piastra flottante. Si è considerata la porzione di terreno evidenziata in Figura 4.38, che rappresenta la mesh assunta per l’analisi. Anche in questo caso durante le fasi di estrazione la piastra flottante tende a spostarsi orizzontalmente e verticalmente, ricercando continuamente una posizione di equilibrio dinamico tra le forze in gioco. Nella fase di carico che precede la rottura, il terreno davanti alla piastra si comprime e inizia a formarsi un bulbo di carico. Ancora il terreno non subisce significativi spostamenti verso il basso; gli spostamenti più rilevanti si osservano verso l’alto, in quanto si riproducono condizioni non confinate in superficie.

In Figura 4.39 vengono riportati i risultati dell’analisi nella condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ). Come nel caso di piastra sottile, si può osservare davanti alla piastra una porzione di terreno di forma triangolare che si sposta rigidamente nel corso dell’estrazione, coerentemente con la teoria di Terzaghi. Dal vertice del triangolo elastico prende forma una linea di rottura inclinata verso l’alto con angolo di influenza compreso tra i 39 e i 45° rispetto all’orizzontale.

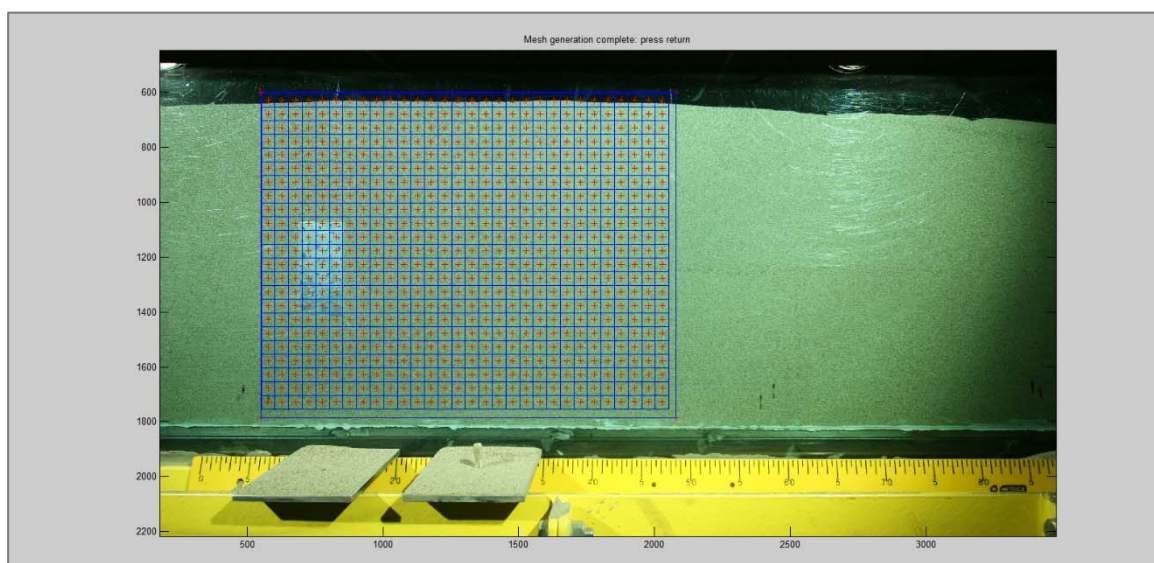


Figura 4.38. Modalità A, piastra quadrata spessa: creazione della mesh per analisi PIV.



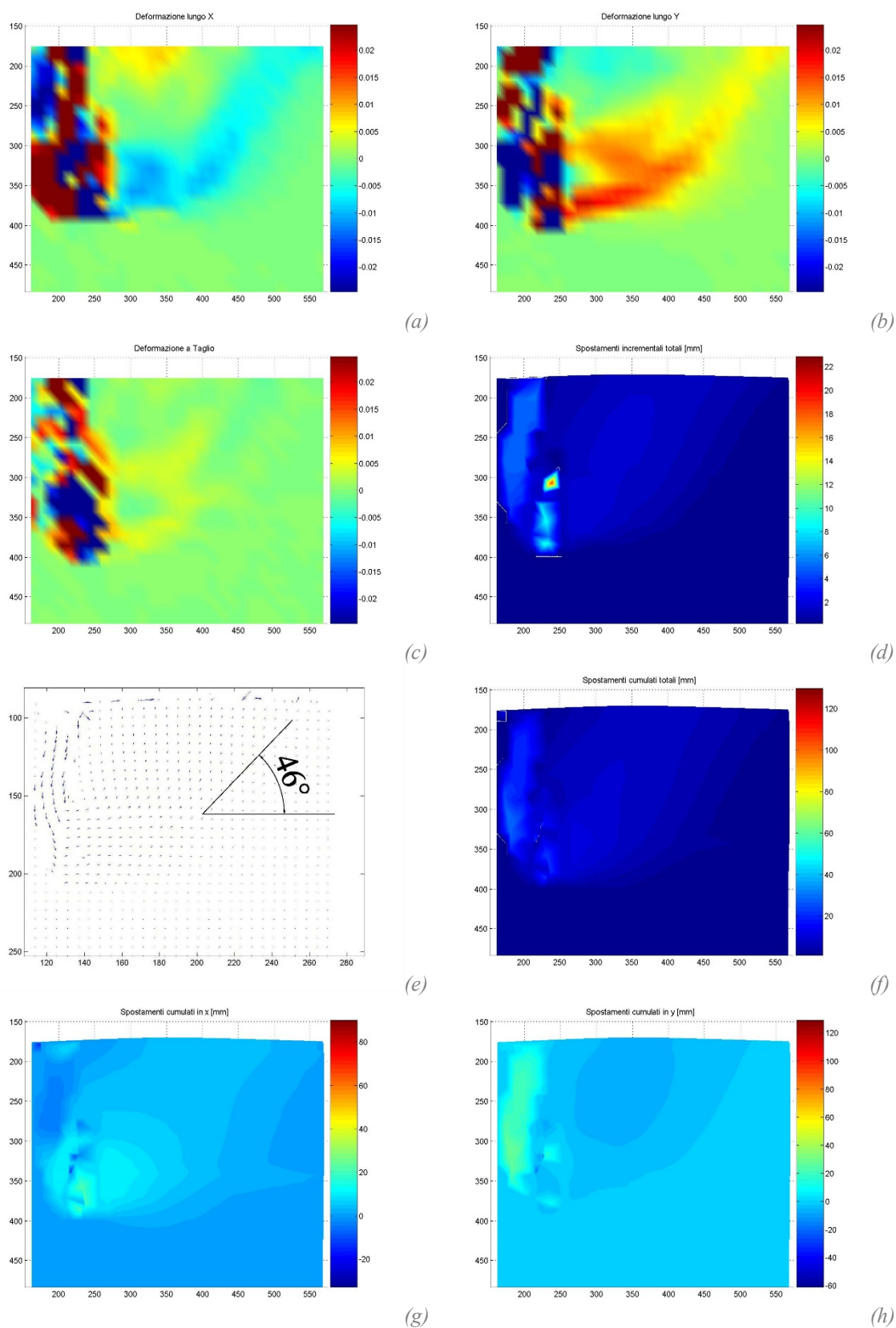


Figura 4.39. Modalità A, piastra quadrata spessa, P1: analisi PIV in condizioni di capacità portante ultima  $q_u$ . Deformazioni orizzontali (a), verticali (b) e a taglio (c); spostamenti incrementali totali con contour (d) e vettori (e); spostamenti cumulati totali (f) e relative componenti orizzontale (g) e verticale (h).

Anche nel caso di piastra quadrata spessa si sono analizzati i risultati in termini di distribuzione degli spostamenti nel corso delle fasi di estrazione successive alla rottura (Figura 4.40). Con il procedere dell'estrazione la piastra mobilita il terreno sempre più in profondità; la maggiore superficie laterale della piastra spessa genera un volume mobilitato maggiore rispetto al caso di piastra sottile. L'angolo di influenza della piastra non appare però in questo caso differenziarsi nelle fasi pre e post picco (Figura 4.41).

Al termine dell'estrazione nelle 3 prove si è osservata un'inclinazione della barra compresa tra  $3^\circ$  e  $6^\circ$  rispetto al piano orizzontale (Figura 4.42). La piastra flottante con il progressivo avanzamento subisce una leggera roto-traslazione verso l'alto dovuta al non confinamento del modello; a tergo della piastra si ha la fessurazione del terreno dovuta allo scarico post-rottura, ma anche in questo caso la piastra continua ad esplicare sul fronte di carico una capacità portante  $q_r$ , pur ridotta del 40% rispetto a  $q_u$ .

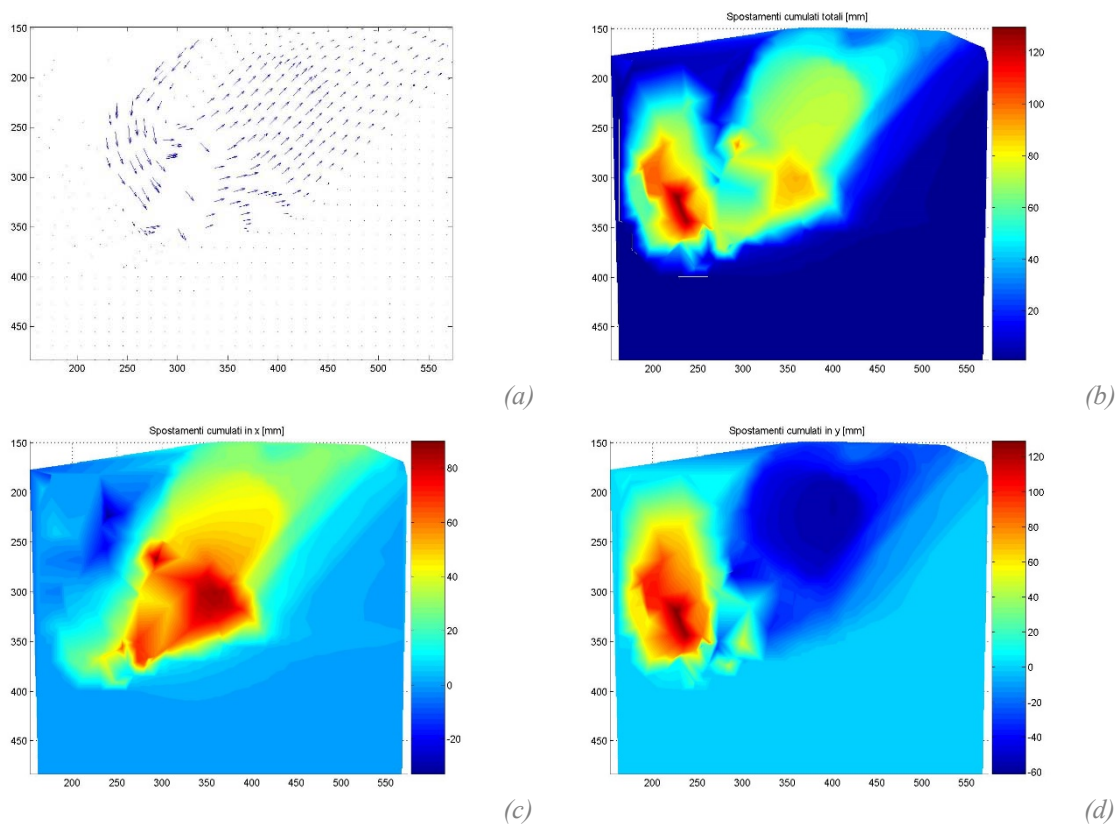


Figura 4.40. Modalità A, piastra quadrata spessa, P1: analisi PIV a fine corsa in condizioni di capacità portante residua  $q_r$ . Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

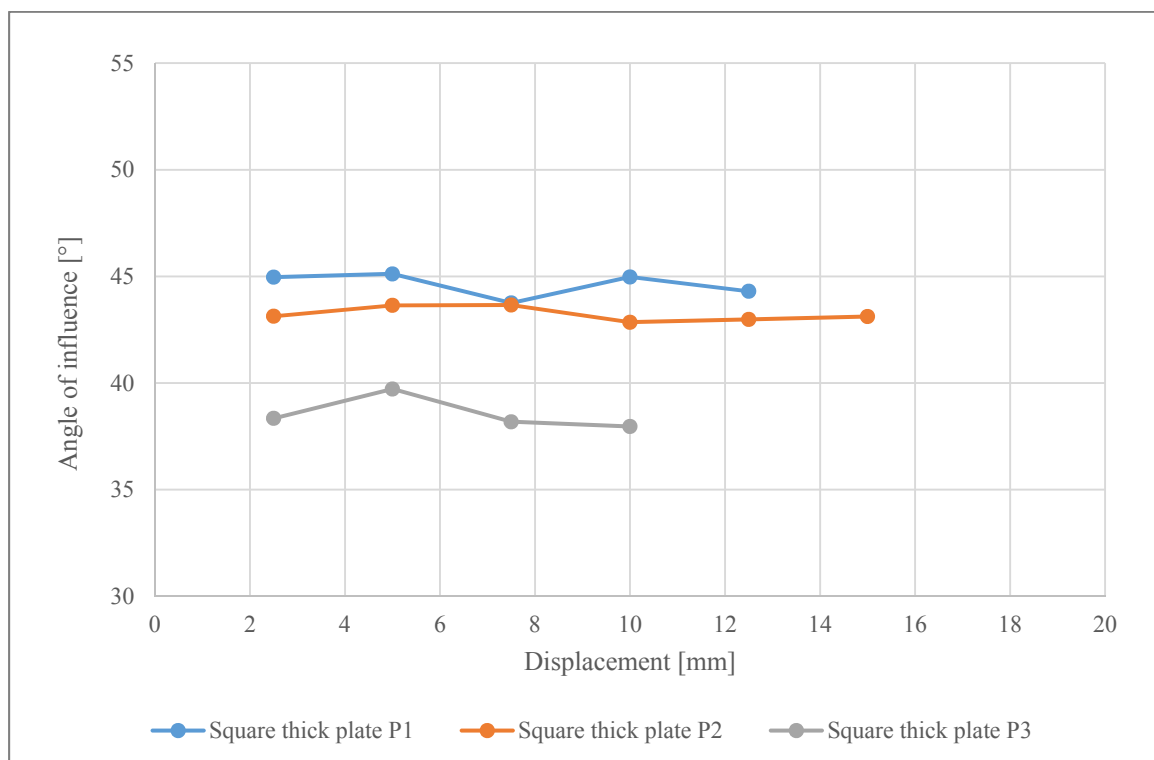


Figura 4.41. Modalità A, piastra quadrata spessa: angolo di influenza della piastra.

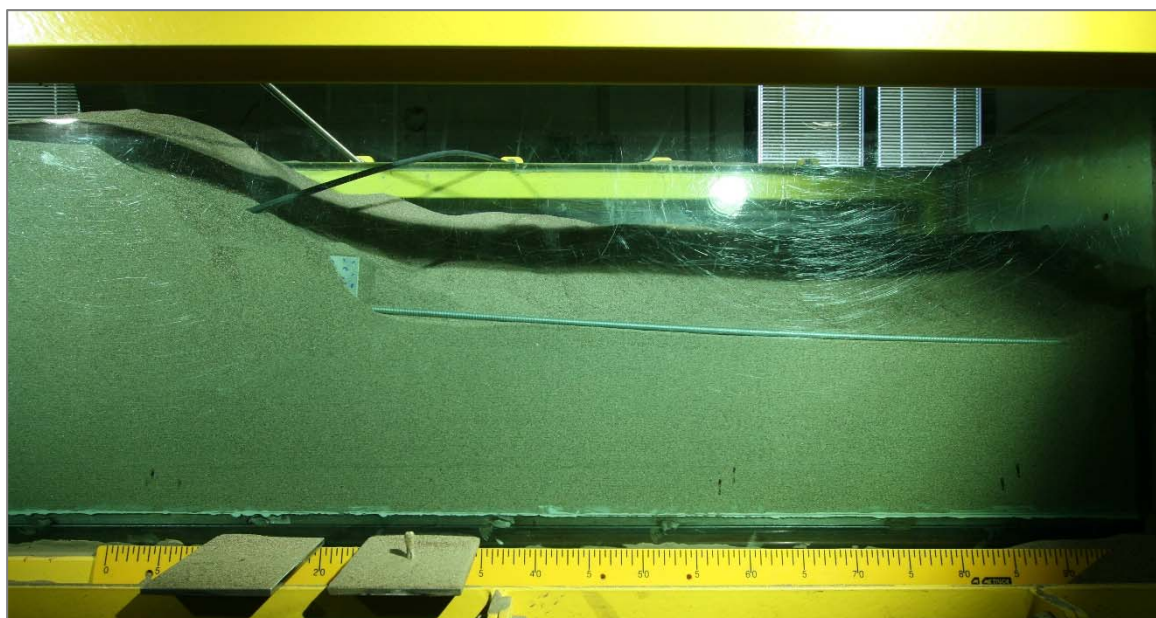


Figura 4.42. Modalità A, piastra quadrata spessa, P1: posizione del sistema flottante a fine estrazione.

#### 4.4.1.3 Piastra tronco-conica

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.43 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 3 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco, seguito da una fase discendente e di parziale ricarico, come per le piastre quadrate. Si ottiene per  $q_u$  un valore medio di 121,4 kPa e per  $q_r$  un valore medio di 76,4 kPa, valori maggiori rispettivamente del 6% e del 13% rispetto alla piastra quadrata spessa, con un rapporto  $q_u/q_r$  di 0,629, leggermente maggiore rispetto ai casi precedenti. Il valore di picco viene registrato in corrispondenza di una corsa media di estrazione di 17,7 mm, valore invariato rispetto ai precedenti. L'aumento di capacità portante della piastra tronco-conica rispetto alle piastre quadrate è determinato dalla specifica geometria della piastra; la superficie laterale tronco-conica è infatti inferiore rispetto a quella della piastra piatta spessa, ma con meno superficie di contatto genera comunque un'interazione maggiore con il terreno circostante, aumentando il volume di terreno mobilitato dal sistema flottante. Gli scarti percentuali dai valori medi sono riportati in Tabella 4.5.

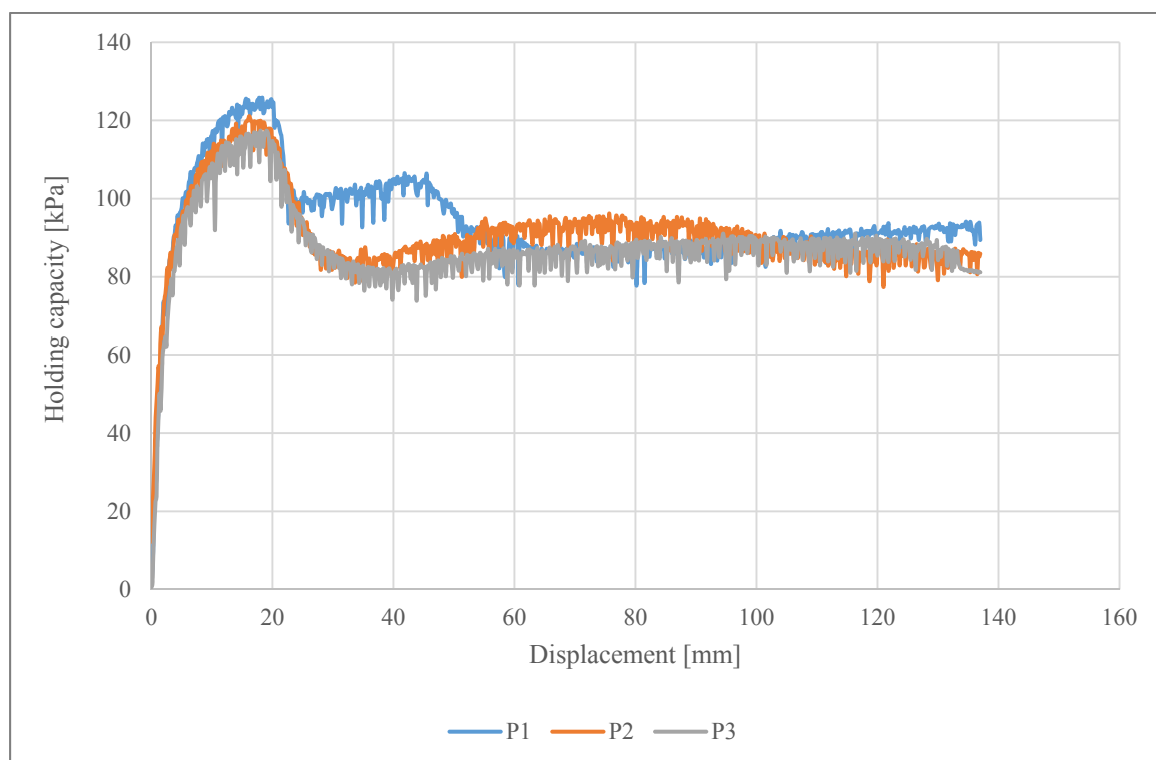


Figura 4.43. Modalità A, piastra tronco-conica: capacità portante per 3 prove successive.

Tabella 4.5. Modalità A, piastra tronco-conica: capacità portante ultima e residua.

Posizione	Capacità ultima				Capacità residua		q <sub>r</sub> /q <sub>u</sub>
	q <sub>u</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	x <sub>u</sub> [mm]	E <sub>x</sub> [%]	q <sub>r</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	
P1	125,8	3,6	17,8	0,9	77,9	2,0	0,619
P2	121,1	-0,2	16,2	-8,5	77,4	1,3	0,639
P3	117,4	-3,3	19,0	7,5	73,9	-3,3	0,630
<b>Media</b>	<b>121,4</b>	<b>-</b>	<b>17,7</b>	<b>-</b>	<b>76,4</b>	<b>-</b>	<b>0,629</b>

Note.  
 q<sub>u</sub>, q<sub>r</sub> = Capacità portante ultima e residua, nell’ordine.  
 E<sub>q</sub>, E<sub>x</sub> = Scarto percentuale dal rispettivo valore medio.  
 x = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

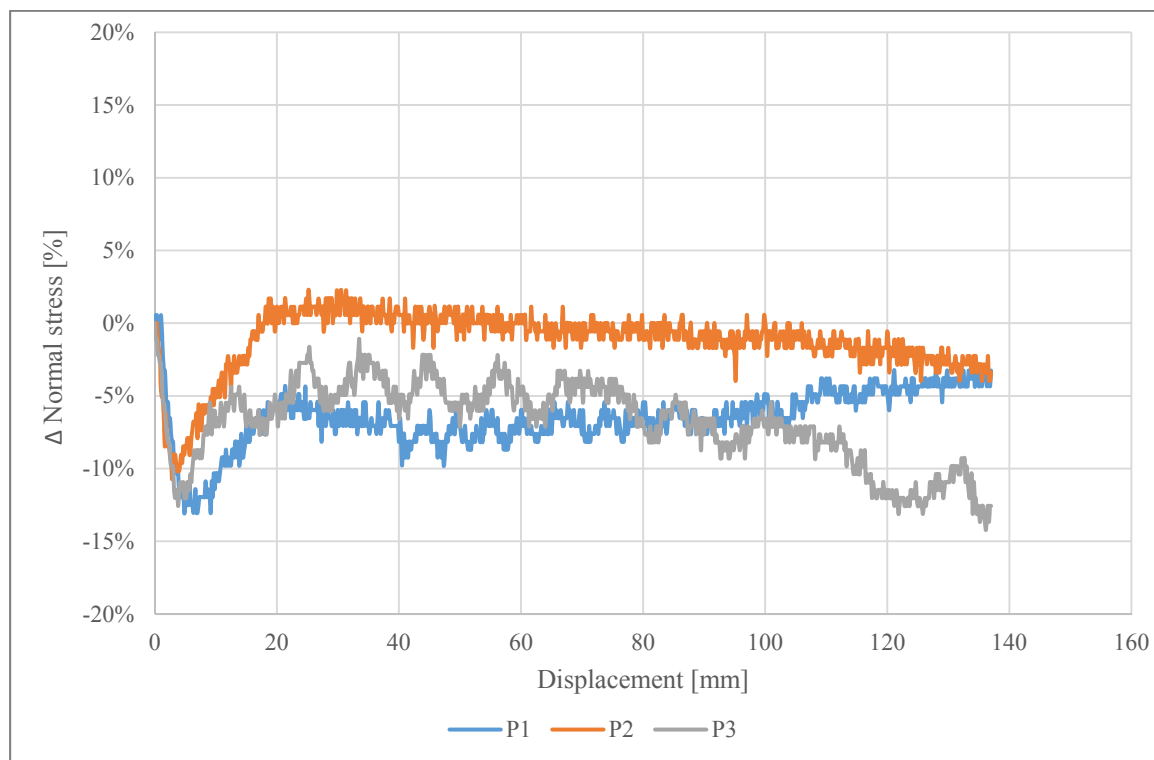


Figura 4.44. Modalità A, piastra tronco-conica: variazione della compressione sul fondo in funzione della posizione di misura.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.44), si riscontra inizialmente un andamento simile della curva, con picco negativo all’inizio della corsa di estrazione, tra i 3 e i 5 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Questo perché la piastra tende a spostare il terreno verso l’alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con l’analisi PIV, come nei casi precedenti. Il volume di terreno mobilitato tocca

il fondo proprio in corrispondenza del picco negativo. Il picco negativo è massimo in valore assoluto nella misura P1, cioè a distanza di 20 cm dalla piastra flottante, facendo registrare uno scarico del 13% rispetto alla condizione statica iniziale, valore praticamente identico al caso di piastra quadrata sottile e superiore del 3% rispetto alla piastra quadrata spessa.

Dopo il picco negativo, la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un picco massimo, dopo il quale le curve invertono ancora la tendenza fino alla fase di scarico. La fase di carico più marcata si riscontra nelle posizioni P2 e P3 e termina rispettivamente a 26 e 34 mm di corsa, mentre per la P1 non si registra una significativa fase ascendente, a differenza dei casi precedenti. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ , come per le piastre precedenti. La compressione trasmessa dalla piastra al terreno per spinta passiva infatti raggiunge il fondo con un avanzamento della corsa non minore di circa 10 mm oltre l'ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite. In corrispondenza del picco massimo si osserva per la posizione P2 un valore positivo nell'ordinata, cioè si ha un leggero aumento (2,3%) della compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale.

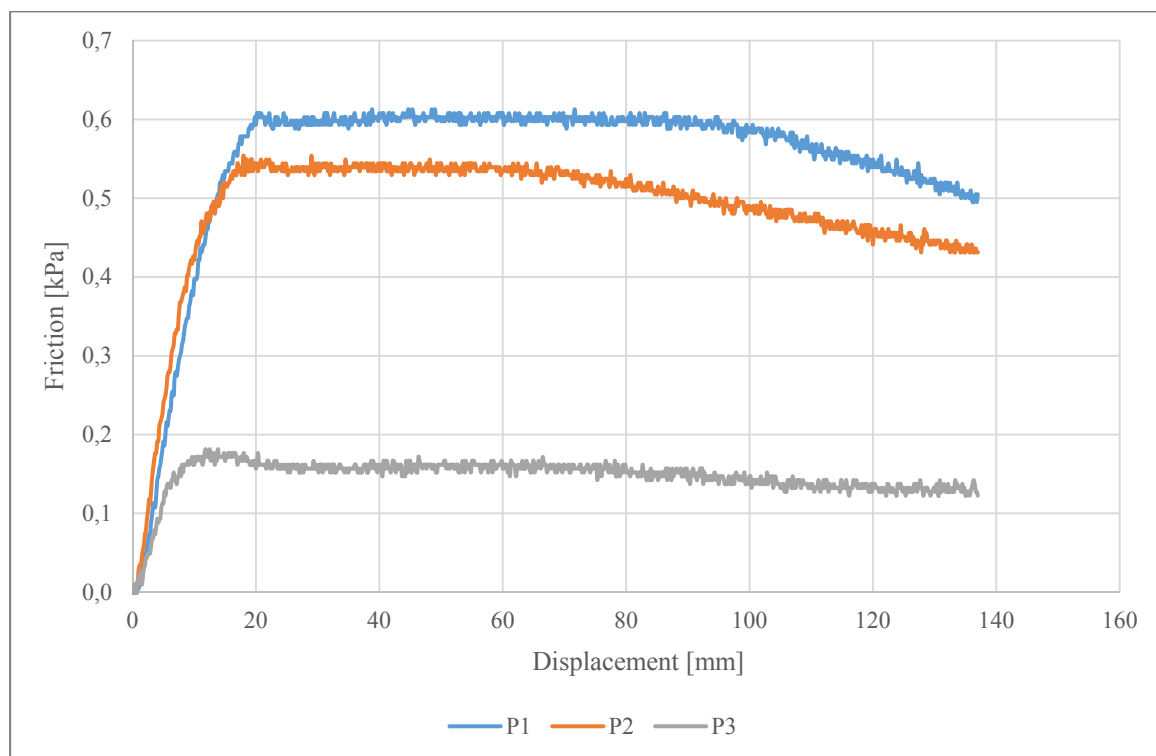


Figura 4.45. Modalità A, piastra tronco-conica: attrito sul fondo in funzione della posizione di misura.

Per quanto riguarda l’*attrito sul fondo* (Figura 4.45), si osserva come anche in questo caso la posizione di misura sia un elemento determinante per l’interpretazione del valore rilevato. L’andamento delle curve nelle 3 prove è simile, con un picco massimo registrato in corrispondenza di una corsa compresa tra 13 e 21 mm, valori molto vicini all’ascissa  $x_u$  per la quale si raggiunge il carico limite della forza di pull-out, seguito da una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo è praticamente costante o in molto leggera diminuzione. Il picco più alto si registra nella posizione P1, pari a 0,61 kPa, minore del 39% rispetto alla piastra spessa, seguito dalla P2, dove il picco è di 0,55 kPa, non molto diverso da P1. Il minimo si registra nella posizione P3, pari a 0,18 kPa. Da queste osservazioni si evince che le tensioni di taglio massime vengono mobilitate completamente ad una distanza intermedia tra P1 e P2, compresa tra 15 e 20 cm dalla base della piastra flottante. Si stima che la spinta passiva si attivi a partire dalla piastra con angolo di apertura compreso tra  $38^\circ$  e  $51^\circ$  (Figura 4.46), in modo molto simile alla piastra quadrata spessa.

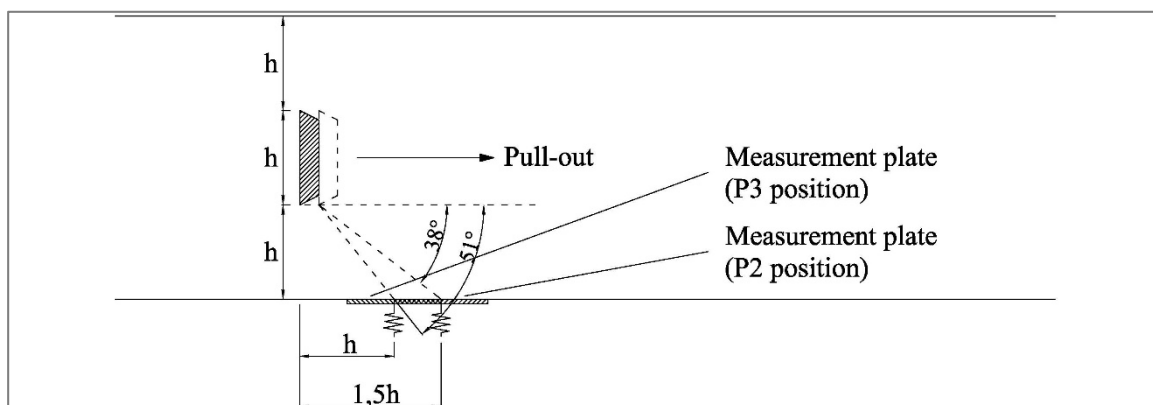


Figura 4.46. Modalità A, piastra tronco-conica: schema di valutazione della forza passiva mobilitata.

Tabella 4.6. Modalità A, piastra tronco-conica: compressione e attrito sul fondo.

Posizione	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
P1	-1,04	-13,0%	4,8	-0,35	-4,3%	21,3	0,61	20,8
P2	-0,82	-10,7%	2,8	0,17	2,3%	25,2	0,55	19,2
P3	-0,99	-12,6%	3,8	-0,09	-1,1%	33,5	0,18	13,8

Nota.  
 $x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.  
 $\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.  
 $\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.



In Tabella 4.6 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all'attrito sul fondo, in funzione della posizione di misura.

Attraverso l'analisi PIV è possibile analizzare il *campo degli spostamenti* del terreno intorno alla piastra flottante. Si è considerata la porzione di terreno evidenziata in Figura 4.47, che rappresenta la mesh assunta per l'analisi. Anche in questo caso durante le fasi di estrazione la piastra flottante tende a spostarsi orizzontalmente e verticalmente, ricercando continuamente una posizione di equilibrio dinamico tra le forze in gioco. Nella fase di carico che precede la rottura, il terreno davanti alla piastra si comprime e inizia a formarsi un bulbo di carico. Ancora il terreno non subisce significativi spostamenti verso il basso; gli spostamenti più rilevanti si osservano verso l'alto, in quanto si riproducono condizioni non confinate in superficie.

In Figura 4.48 vengono riportati i risultati dell'analisi nella condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ). Come nei casi precedenti, si osserva davanti alla piastra una porzione di terreno di forma triangolare che si sposta rigidamente nel corso dell'estrazione, coerentemente con la teoria di Terzaghi. Dal vertice del triangolo elastico prende forma una linea di rottura inclinata verso l'alto con angolo di influenza compreso tra i  $36^\circ$  e i  $44^\circ$  rispetto all'orizzontale, angolo leggermente inferiore rispetto ai casi precedenti. Il vertice elastico appare però posizionato più in profondità rispetto alla piastra quadrata sottile.

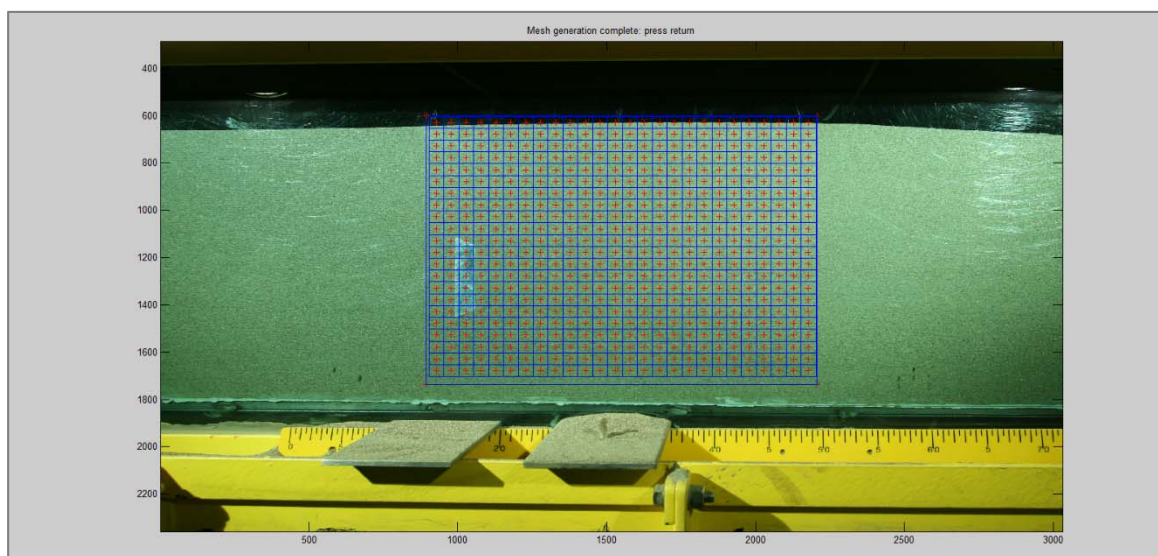


Figura 4.47. Modalità A, piastra tronco-conica: creazione della mesh per analisi PIV.

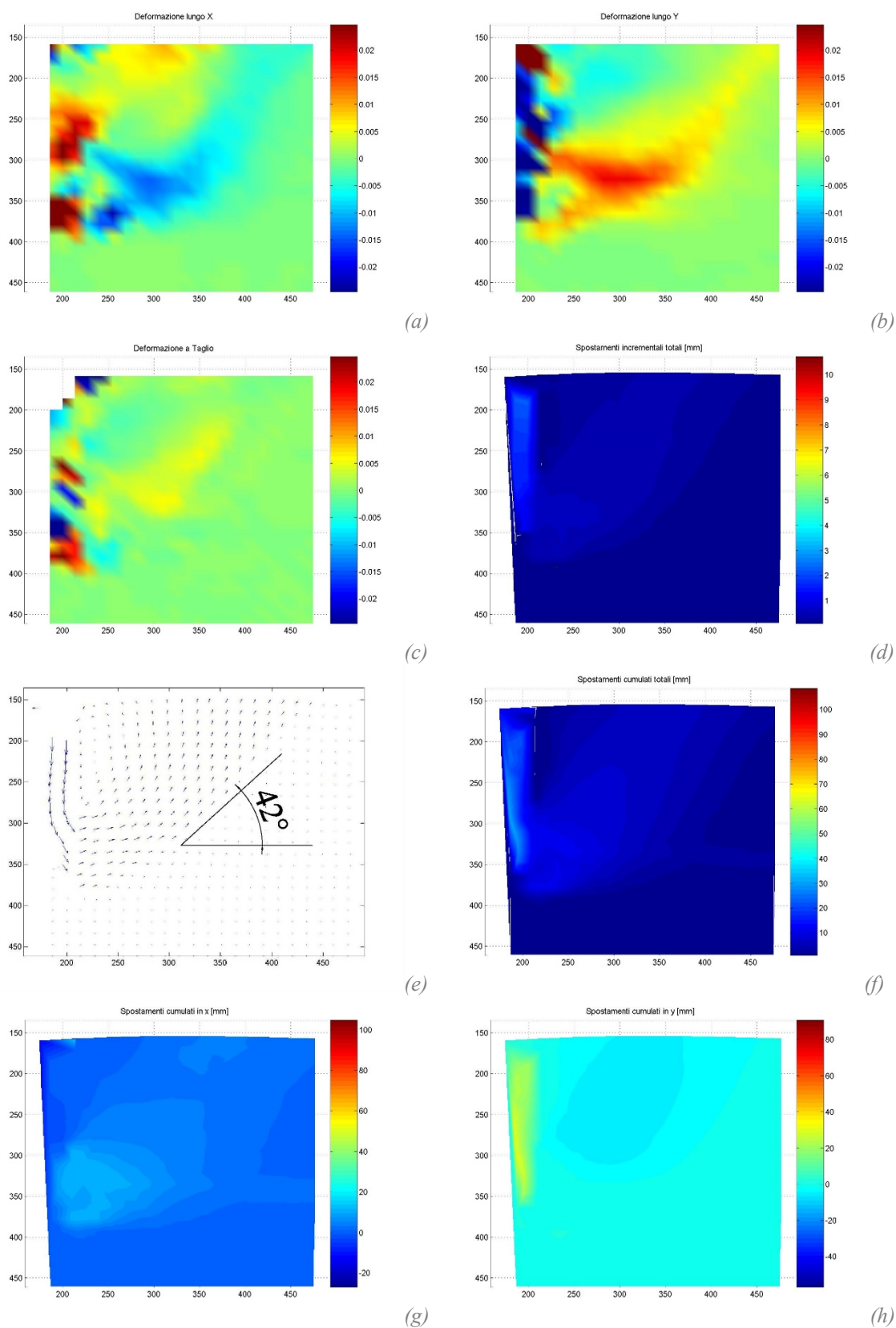


Figura 4.48. Modalità A, piastra tronco-conica, P1: analisi PIV in condizioni di capacità portante ultima  $q_u$ . Deformazioni orizzontali (a), verticali (b) e a taglio (c); spostamenti incrementali totali con contour (d) e vettori (e); spostamenti cumulati totali (f) e relative componenti orizzontale (g) e verticale (h).

Si analizza infine la distribuzione degli spostamenti nel corso delle fasi di estrazione successive alla rottura (Figura 4.49). Con il procedere dell'estrazione la piastra fluttante mobilita il terreno sempre più in profondità; il triangolo elastico che si genera sul fronte della piastra appare spostarsi con moto di roto-traslazione rigida anche nelle fasi post-rottura, e appare inoltre di volume maggiore rispetto al caso di piastra quadrata, con il vertice del triangolo collocato più in profondità. Non si osservano significative variazioni dell'angolo di influenza della piastra tra le fasi pre e post picco (Figura 4.50).

Al termine dell'estrazione nelle 3 prove si è osservata un'inclinazione della barra compresa tra  $3^\circ$  e  $6^\circ$  rispetto al piano orizzontale (Figura 4.51). Anche in questo caso la piastra fluttante con il progressivo avanzamento subisce una leggera roto-traslazione verso l'alto; a tergo della piastra si ha la fessurazione del terreno dovuta allo scarico post-rottura, ma la piastra continua ad esplicare sul fronte di carico una capacità portante  $q_r$  ridotta del 37% rispetto a  $q_u$ , superiore ai casi precedenti di piastra quadrata sottile e spessa.

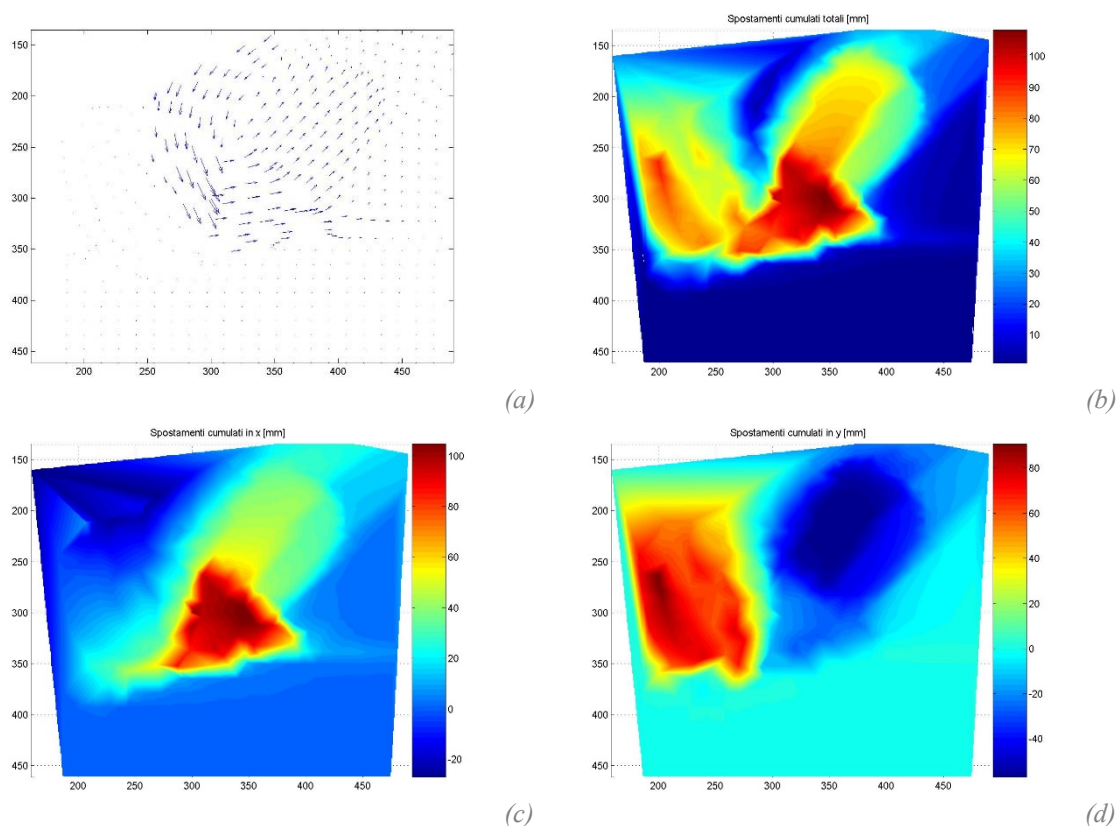


Figura 4.49. Modalità A, piastra tronco-conica, P1: analisi PIV a fine corsa in condizioni di capacità portante residua  $q_r$ . Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

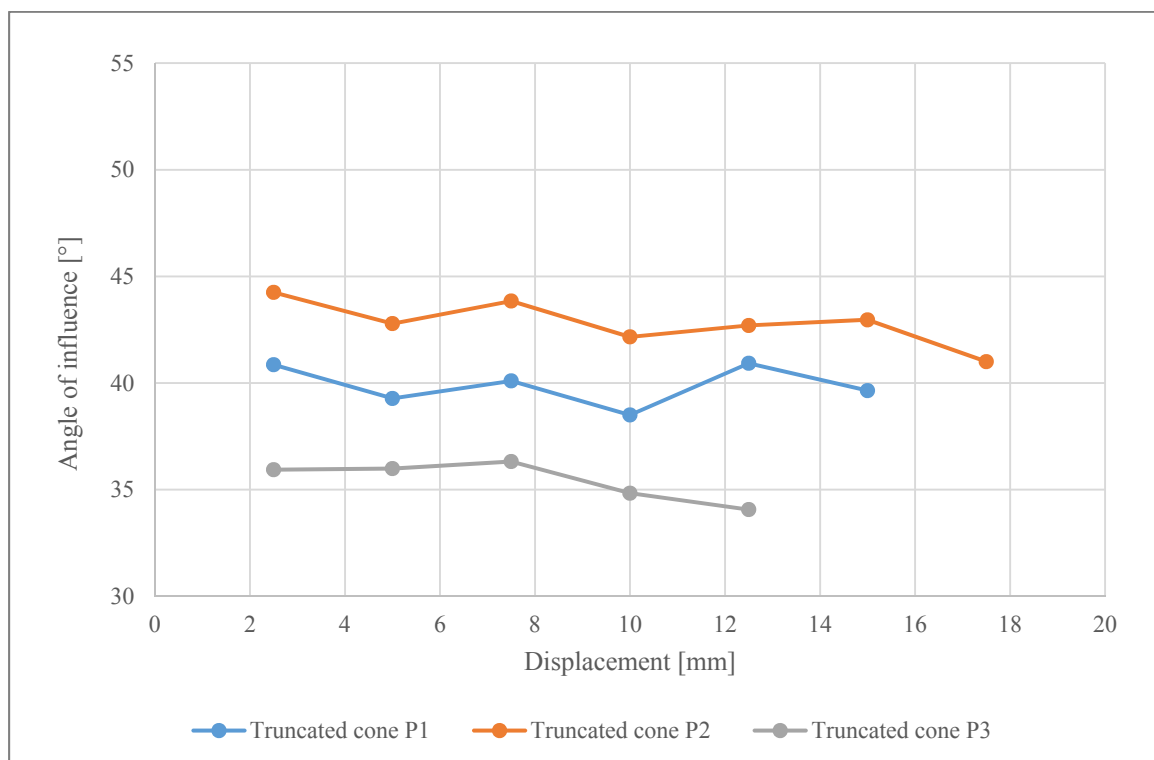


Figura 4.50. Modalità A, piastra tronco-conica: angolo di influenza della piastra.

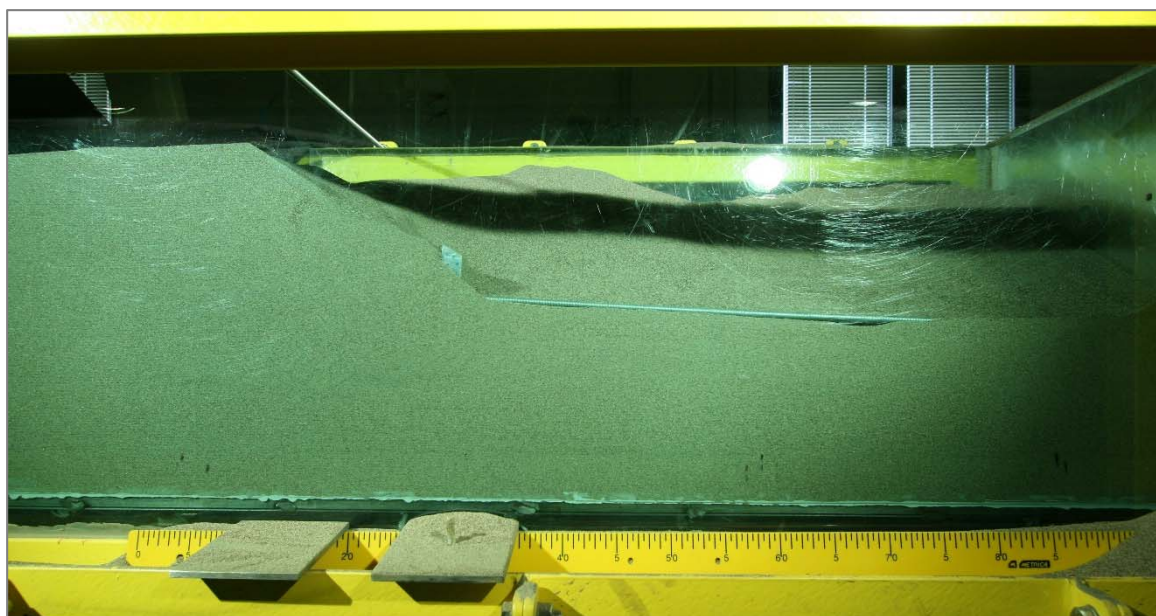


Figura 4.51. Modalità A, piastra tronco-conica, P1: posizione del sistema flottante a fine estrazione.

#### 4.4.1.4 Piastra conica corta

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.52 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 3 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco, seguito da una fase discendente e di parziale ricarico, come per le piastre quadrate. Si ottiene per  $q_u$  un valore medio di 101,1 kPa e per  $q_r$  un valore medio di 72,8 kPa, valori inferiori rispettivamente del 20% e del 5% rispetto alla piastra tronco-conica; il dato più significativo è però il rapporto  $q_u/q_r$  pari a 0,72, maggiore del 16% rispetto alla piastra tronco-conica. Il valore di picco viene registrato in corrispondenza di una corsa media di estrazione di 17,9 mm, in linea con i precedenti. La specifica geometria della piastra conica corta facilita l'inserimento della piastra flottante nel terreno, abbassando la capacità portante ultima. Questo effetto è però compensato dalle maggiori tensioni tangenziali di attrito che si generano all'interfaccia piastra-terreno, essendo la superficie laterale conica maggiore rispetto alle piastre fin qui considerate. Questo fenomeno è fondamentale per l'attivazione del sistema flottante. Gli scarti percentuali dai valori medi sono riportati in Tabella 4.7.

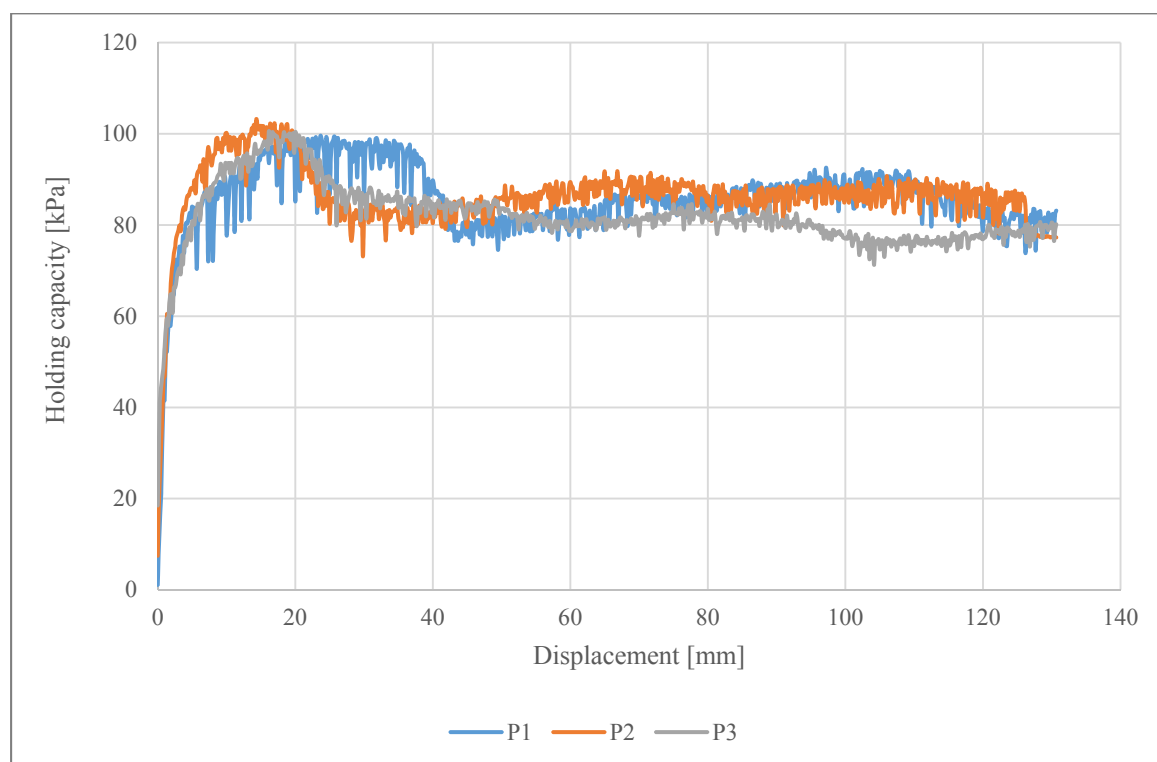


Figura 4.52. Modalità A, piastra conica corta: capacità portante per 3 prove successive.



Tabella 4.7. Modalità A, piastra conica corta: capacità portante ultima e residua.

Posizione	Capacità ultima				Capacità residua		q <sub>r</sub> /q <sub>u</sub>
	q <sub>u</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	x <sub>u</sub> [mm]	E <sub>x</sub> [%]	q <sub>r</sub> [kPa]	E <sub>q</sub> [%]	
P1	99,6	-1,5	23,7	31,9	74,0	1,7	0,743
P2	103,2	2,1	14,0	-22,0	73,1	0,5	0,709
P3	100,6	-0,5	16,2	-9,9	71,3	-2,1	0,708
<b>Media</b>	<b>101,1</b>	-	<b>17,9</b>	-	<b>72,8</b>	-	<b>0,720</b>

Note.  
 q<sub>u</sub>, q<sub>r</sub> = Capacità portante ultima e residua, nell’ordine.  
 E<sub>q</sub>, E<sub>x</sub> = Scarto percentuale dal rispettivo valore medio.  
 x = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

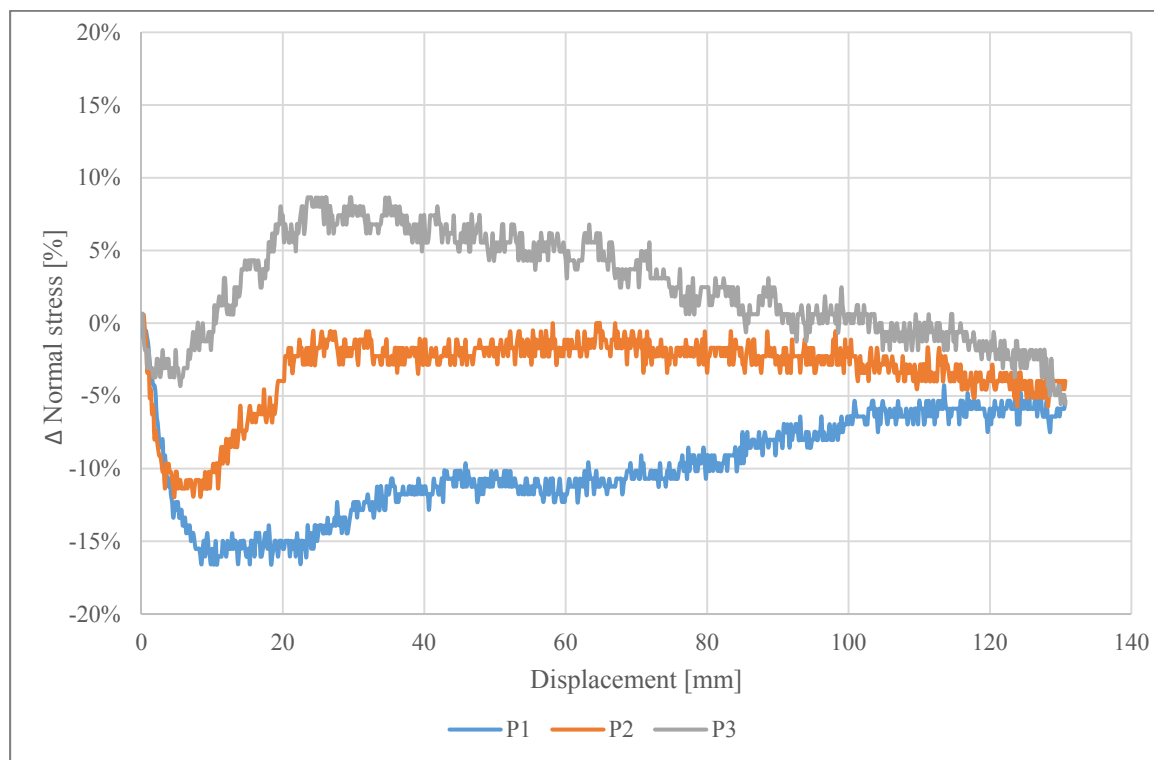


Figura 4.53. Modalità A, piastra conica corta: variazione della compressione sul fondo in funzione della posizione di misura.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.53), si riscontra inizialmente un picco negativo all’inizio della corsa di estrazione, tra 5 e 9 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Questo effetto è maggiore rispetto ai casi precedenti, favorito dalla geometria conica della piastra che tende più facilmente a spostare il terreno verso l’alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con l’analisi PIV. Il

volume di terreno mobilitato tocca il fondo in corrispondenza del picco negativo. Il picco negativo è massimo in valore assoluto nella misura P1, cioè a distanza di 20 cm dalla piastra flottante, facendo registrare uno scarico del 16,6% rispetto alla condizione statica iniziale, valore superiore del 3% rispetto alla piastra tronco-conica.

Dopo il picco negativo, la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un picco massimo, dopo il quale le curve P2 e P3 invertono ancora la tendenza fino alla fase di scarico. La P1 invece aumenta fino a ritornare alla condizione statica iniziale. La fase di carico più marcata si riscontra nelle posizioni P3 per una corsa di 24 mm, e P2 a 58 mm. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ , come per le piastre precedenti. La compressione trasmessa dalla piastra al terreno per spinta passiva raggiunge il fondo prima in P3, posizione più vicina alla piastra flottante, e poi in P2. In corrispondenza del picco massimo si osserva per la posizione P3 un valore positivo nell'ordinata, con un significativo aumento (+8,6%) della compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale.

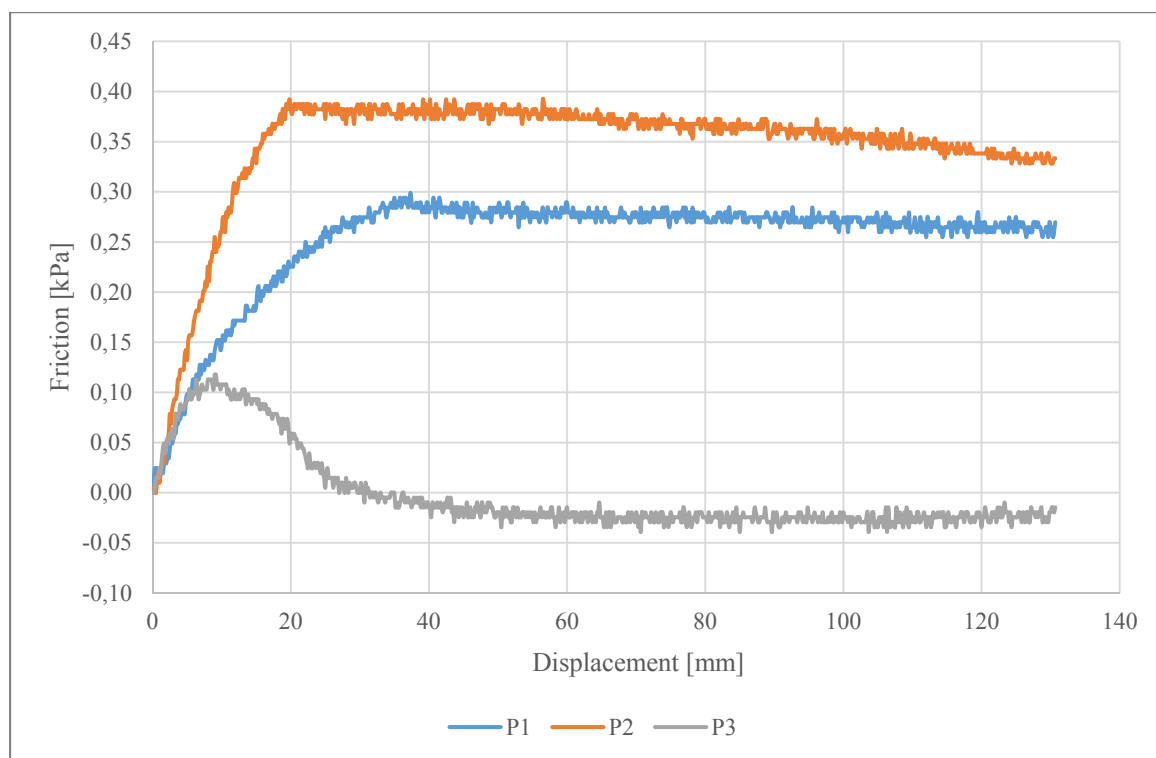


Figura 4.54. Modalità A, piastra conica corta: attrito sul fondo in funzione della posizione di misura.



Per quanto riguarda l'attrito sul fondo (Figura 4.54), si osserva come anche in questo caso la posizione di misura sia un elemento determinante per l'interpretazione della geometria del cono di spinta. L'andamento delle curve P2 e P3 registra un picco massimo in corrispondenza di una corsa compresa tra 9 e 20 mm, valori vicini all'ascissa  $x_u$  per la quale si ha il limite di capacità portante, seguito da una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo è praticamente costante o in leggera diminuzione. Il picco più alto si registra nella posizione P2 e pari a 0,39 kPa, minore del 56% rispetto alla piastra tronco-conica, seguito dalla P1, dove il picco è di 0,3 kPa. La P3 non registra valori di attrito significativi. Da queste osservazioni e da quelle sulla variazione della compressione sul fondo si stima che il cono di spinta passiva lambisca inizialmente il fondo ad una distanza molto prossima a P3, compresa tra 5 e 10 cm dalla base della piastra flottante, attivando completamente le tensioni tangenziali di attrito in P2. Si assume quindi un angolo di apertura del cono compreso tra  $51^\circ$  e  $73^\circ$  (Figura 4.55), valori superiori rispetto alle piastre già considerate.

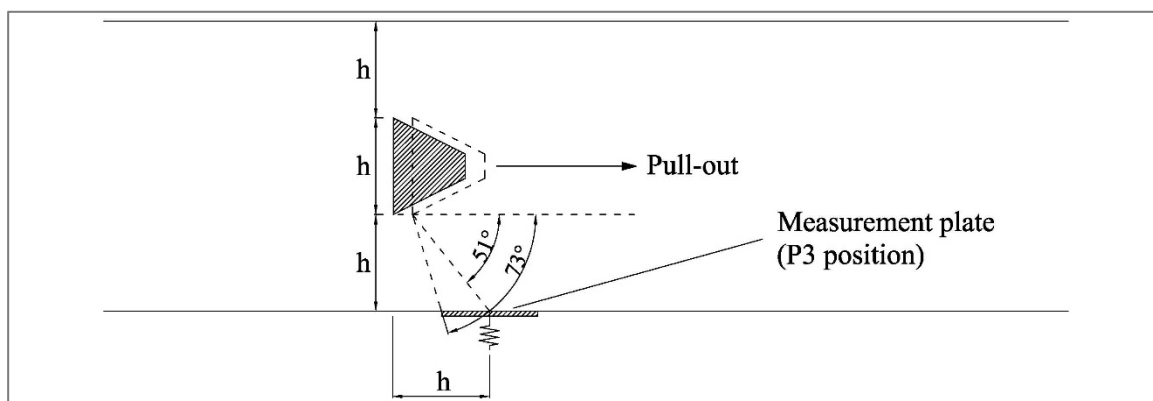


Figura 4.55. Modalità A, piastra conica corta: schema di valutazione della forza passiva mobilitata.

Tabella 4.8. Modalità A, piastra conica corta: compressione e attrito sul fondo.

Posizione	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
P1	-1,34	-16,6%	8,5	-0,35	-4,3%	113,5	0,30	37,3
P2	-0,91	-11,9%	7,3	0,00	0,0%	58,2	0,39	19,8
P3	-0,30	-4,3%	5,5	0,60	8,6%	24,0	0,12	9,0

Nota.  
 $x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.  
 $\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.  
 $\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.

In Tabella 4.8 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all’attrito sul fondo, in funzione della posizione di misura.

Attraverso l’analisi PIV è possibile analizzare il *campo degli spostamenti* del terreno intorno alla piastra flottante. Si è considerata la porzione di terreno evidenziata in Figura 4.56, che rappresenta la mesh assunta per l’analisi. Anche in questo caso durante le fasi di estrazione la piastra flottante tende a spostarsi orizzontalmente e verticalmente, ricercando continuamente una posizione di equilibrio dinamico tra le forze in gioco. Ancora il terreno non subisce significativi spostamenti verso il basso; gli spostamenti più rilevanti si osservano verso l’alto, in quanto si riproducono condizioni non confinate in superficie. In Figura 4.57 vengono riportati i risultati dell’analisi nella condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ). A differenza dei casi precedenti, non si osserva davanti alla piastra il triangolo elastico di Terzaghi, in quanto tale porzione di terreno è di fatto sostituita dal volume della piastra flottante. Dal vertice del cono prende forma una superficie di rottura inclinata verso l’alto con angolo di influenza compreso tra i 40 e i 44° rispetto all’orizzontale, in linea con i casi precedenti. Da notare come il vertice del triangolo elastico da cui inizia la superficie di rottura coincida con il vertice del cono, e per questo risulta di fatto traslato più in profondità rispetto alle piastre precedenti. Il cono si può quindi considerare come una sorta di “vincolo imposto” alla geometria del triangolo di Terzaghi, spostando di fatto la superficie di rottura più in profondità.

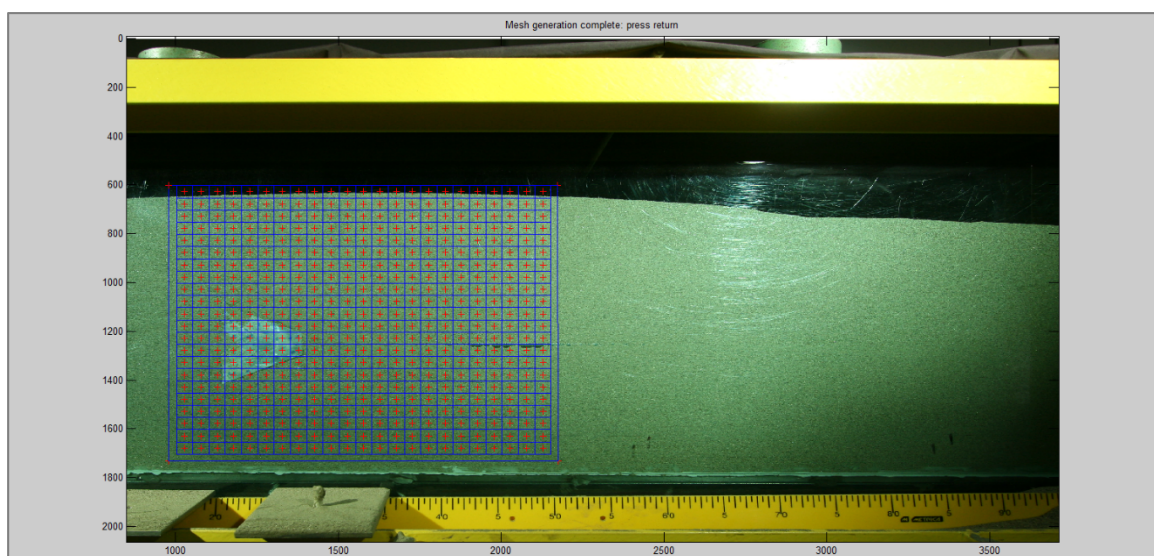


Figura 4.56. Modalità A, piastra conica corta: creazione della mesh per analisi PIV.

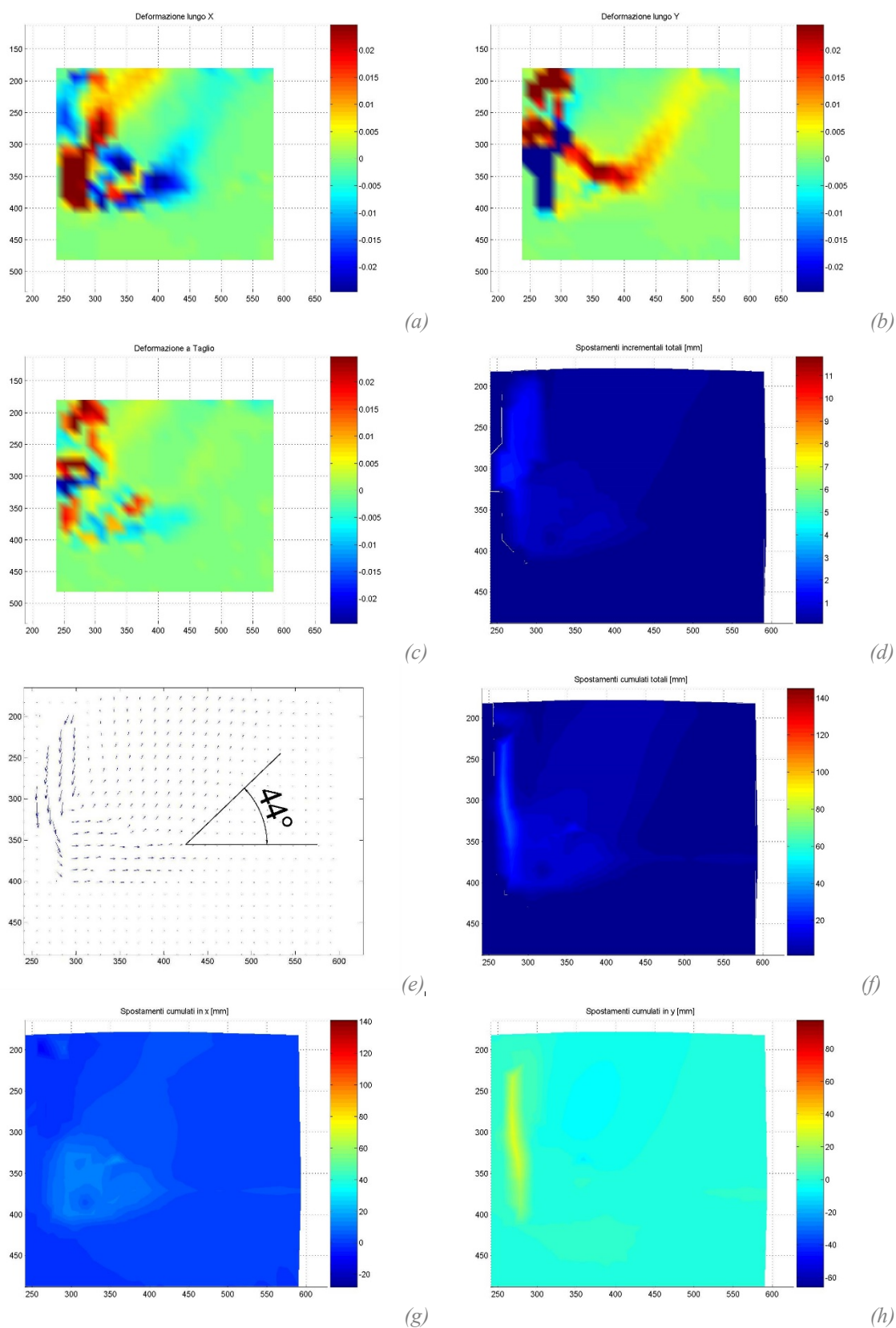


Figura 4.57. Modalità A, piastra conica corta, P1: analisi PIV in condizioni di capacità portante ultima  $q_u$ . Deformazioni orizzontali (a), verticali (b) e a taglio (c); spostamenti incrementali totali con contour (d) e vettori (e); spostamenti cumulati totali (f) e relative componenti orizzontale (g) e verticale (h).

Si analizzano infine i risultati in termini di distribuzione degli spostamenti nel corso delle fasi di estrazione successive alla rottura (Figura 4.58). Con il procedere dell'estrazione la piastra flottante mobilita il terreno sempre più in profondità, addentrandosi sempre più nella massa di terreno. Non si osservano significative variazioni dell'angolo di influenza della piastra tra le fasi pre e post picco (Figura 4.59).

Al termine dell'estrazione nelle 3 prove si è osservata un'inclinazione della barra compresa tra  $3^\circ$  e  $5^\circ$  rispetto al piano orizzontale (Figura 4.60). Anche in questo caso la piastra flottante con il progressivo avanzamento subisce una leggera roto-traslazione verso l'alto. Con l'avanzamento della piastra si ha la fessurazione del terreno a tergo dovuta allo scarico post-rottura e il terreno sul fronte di spinta sormonta la piastra flottante scendendo sul retro. La piastra continua comunque ad esplicare una capacità portante  $q_r$  ridotta del 28% rispetto a  $q_u$ ; la perdita di capacità portante nella fase post-rottura è nettamente inferiore rispetto ai casi precedenti di piastra quadrata e tronco-conica.

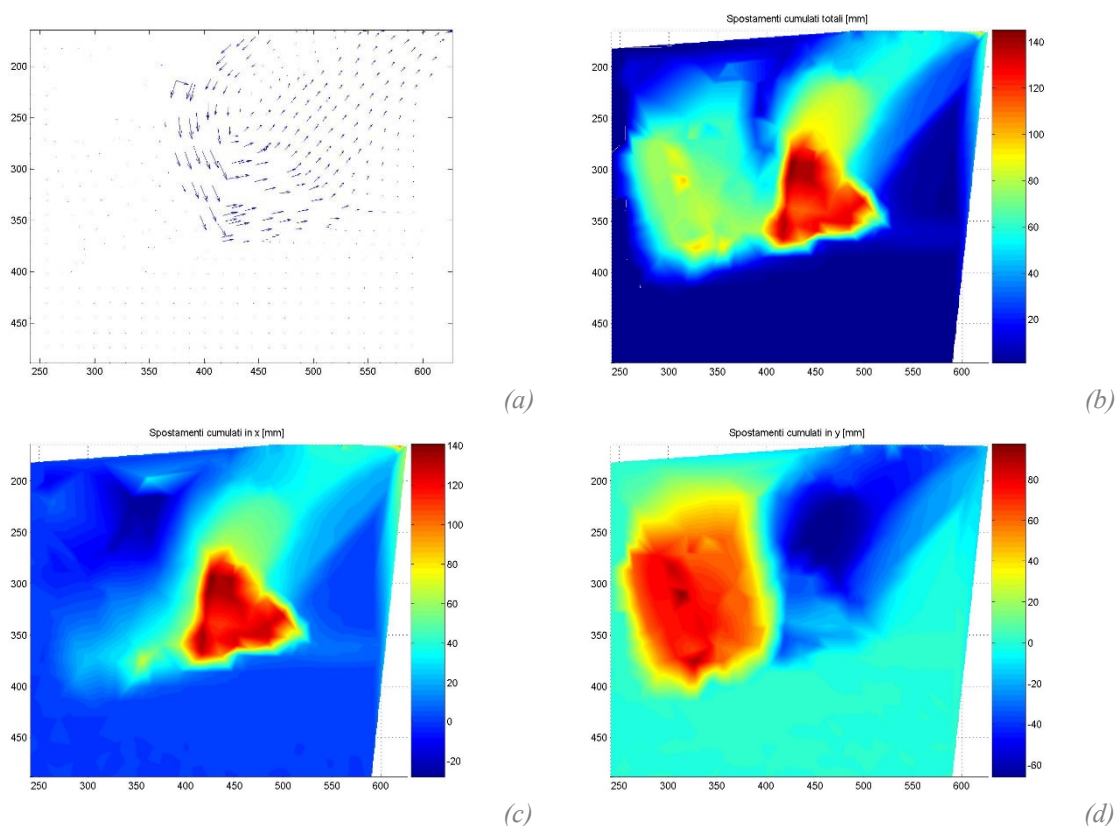


Figura 4.58. Modalità A, piastra conica corta, P1: analisi PIV a fine corsa in condizioni di capacità portante residua  $q_r$ . Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

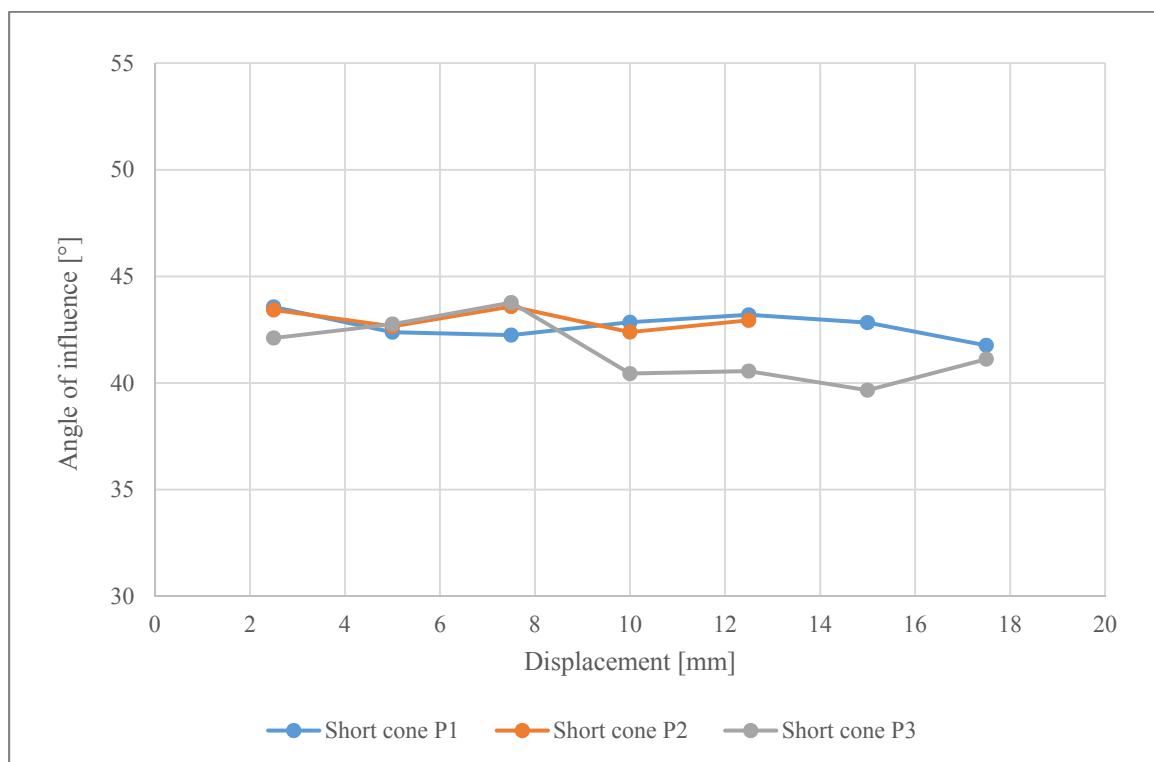


Figura 4.59. Modalità A, piastra conica corta: angolo di influenza della piastra.

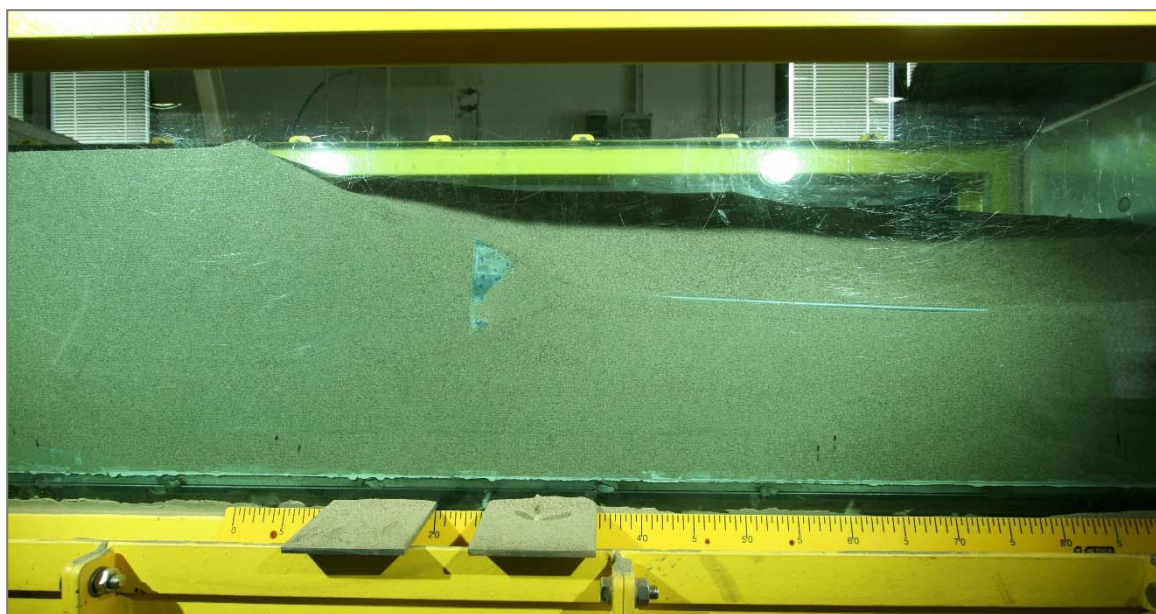


Figura 4.60. Modalità A, piastra conica corta, P1: posizione del sistema flottante a fine estrazione.



#### 4.4.1.5 Piastra conica lunga

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.61 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 3 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco. La fase post-picco è discendente ma registra una perdita di capacità portante molto minore rispetto ai casi precedenti. Si ottiene per  $q_u$  un valore medio di 105,9 kPa e per  $q_r$  un valore medio di 78,9 kPa, rispettivamente superiori del 5% e del 3% rispetto alla piastra conica corta; il dato più significativo è ancora il rapporto  $q_u/q_r$  pari a 0,745, maggiore del 3,4% rispetto alla piastra conica corta. Il valore di picco viene registrato in corrispondenza di una corsa media di estrazione di 29,3 mm, anche se il tratto di crescita repentina termina intorno ai 7-10 mm per tutte e 3 le prove. La specifica geometria della piastra conica lunga facilita l'inserimento della piastra flottante nel terreno, abbassando la capacità portante ultima rispetto alle piastre quadrate e a quella tronco-conica, effetto che è però compensato dalle maggiori tensioni tangenziali di attrito che si generano all'interfaccia piastra-terreno, essendo la superficie laterale conica maggiore. Questo diventa fondamentale soprattutto nelle fasi post-picco. Gli scarti percentuali dai valori medi sono riportati in Tabella 4.9.

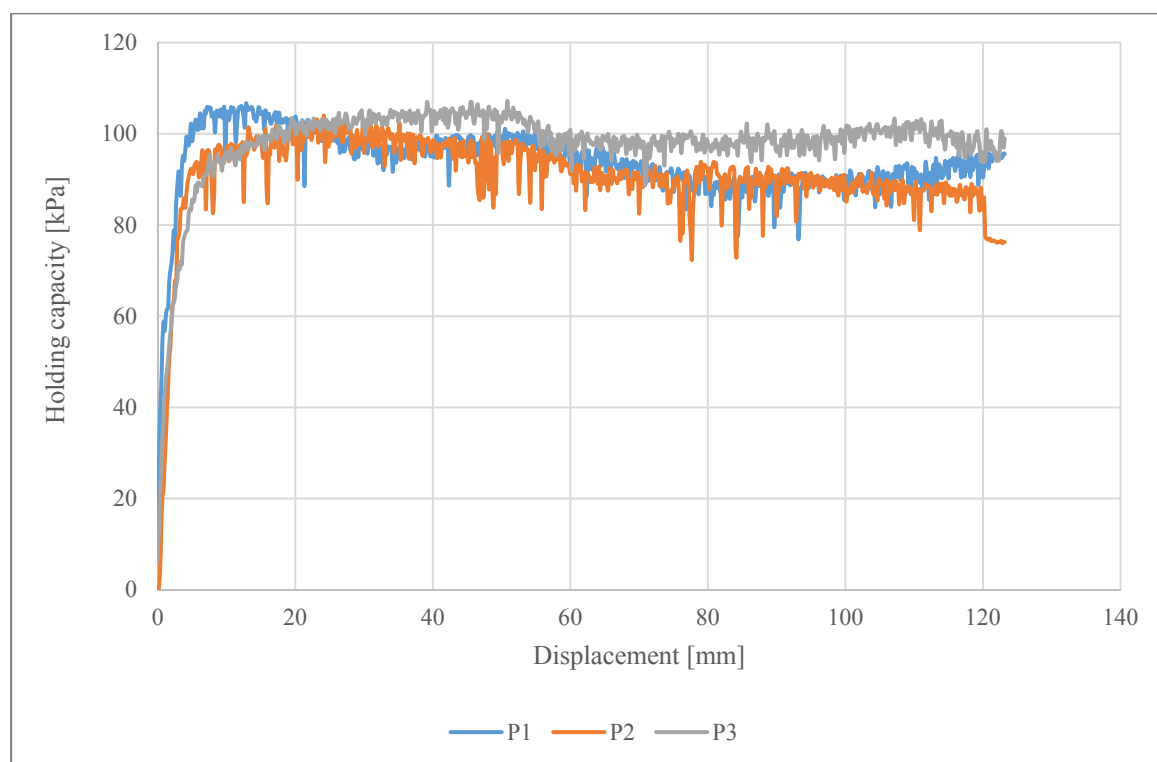


Figura 4.61. Modalità A, piastra conica lunga: capacità portante per 3 prove successive.

Tabella 4.9. Modalità A, piastra conica lunga: capacità portante ultima e residua.

Posizione	Capacità ultima				Capacità residua		$q_r/q_u$
	$q_u$ [kPa]	$E_q$ [%]	$x_u$ [mm]	$E_x$ [%]	$q_r$ [kPa]	$E_q$ [%]	
P1	106,6	0,7	12,8	-56,2	76,9	-2,5	0,721
P2	103,8	-1,9	24,2	-17,4	76,5	-3,0	0,737
P3	107,2	1,3	50,8	73,6	83,3	5,6	0,777
<b>Media</b>	<b>105,9</b>	-	<b>29,3</b>	-	<b>78,9</b>	-	<b>0,745</b>

Note.  
 $q_u, q_r$  = Capacità portante ultima e residua, nell'ordine.  
 $E_q, E_x$  = Scarto percentuale dal rispettivo valore medio.  
 $x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

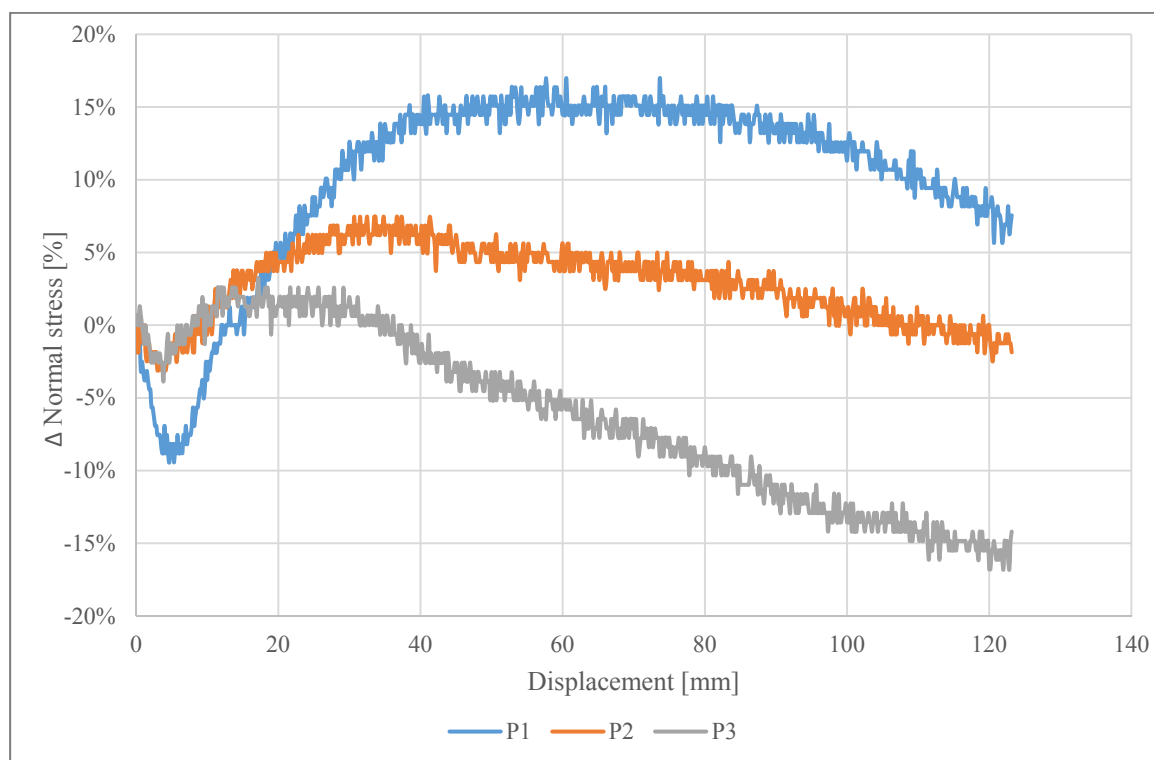


Figura 4.62. Modalità A, piastra conica lunga: variazione della compressione sul fondo in funzione della posizione di misura.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.62), si riscontra inizialmente un picco negativo all'inizio della corsa di estrazione, tra 3 e 6 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Questo effetto è minore rispetto a tutti casi precedenti, favorito dalla geometria conica allungata della piastra che tende sì a spostare il terreno verso l'alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con l'analisi PIV, ma



che genera anche un effetto di confinamento nel terreno sottostante. Il picco negativo è massimo in valore assoluto nella misura P1, cioè a distanza di 20 cm dalla piastra flottante, molto vicino alla punta del cono, facendo registrare uno scarico del 9,4% rispetto alla condizione statica iniziale, valore inferiore del 76% rispetto alla piastra conica corta.

Dopo il picco negativo, la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un picco massimo, dopo il quale le curve invertono ancora la tendenza fino alla fase di scarico. La fase di carico più marcata si riscontra nella posizioni P1 per una corsa di 57,7 mm, ma è relativamente evidente anche in P2 a 31,5 mm. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ , come per le piastre precedenti, in piena fase post-picco. La compressione trasmessa dalla piastra al terreno per spinta passiva raggiunge il fondo prima in P3, posizione più vicina alla piastra flottante, e successivamente in P2 e P1. In corrispondenza del picco massimo si osservano in tutti e 3 i casi valori positivi nelle ordinate, con un significativo aumento (massimo +17%) della compressione sul fondo rispetto alla condizione statica iniziale. Da notare come la compressione abbia impronta nettamente maggiore rispetto ai casi precedenti.

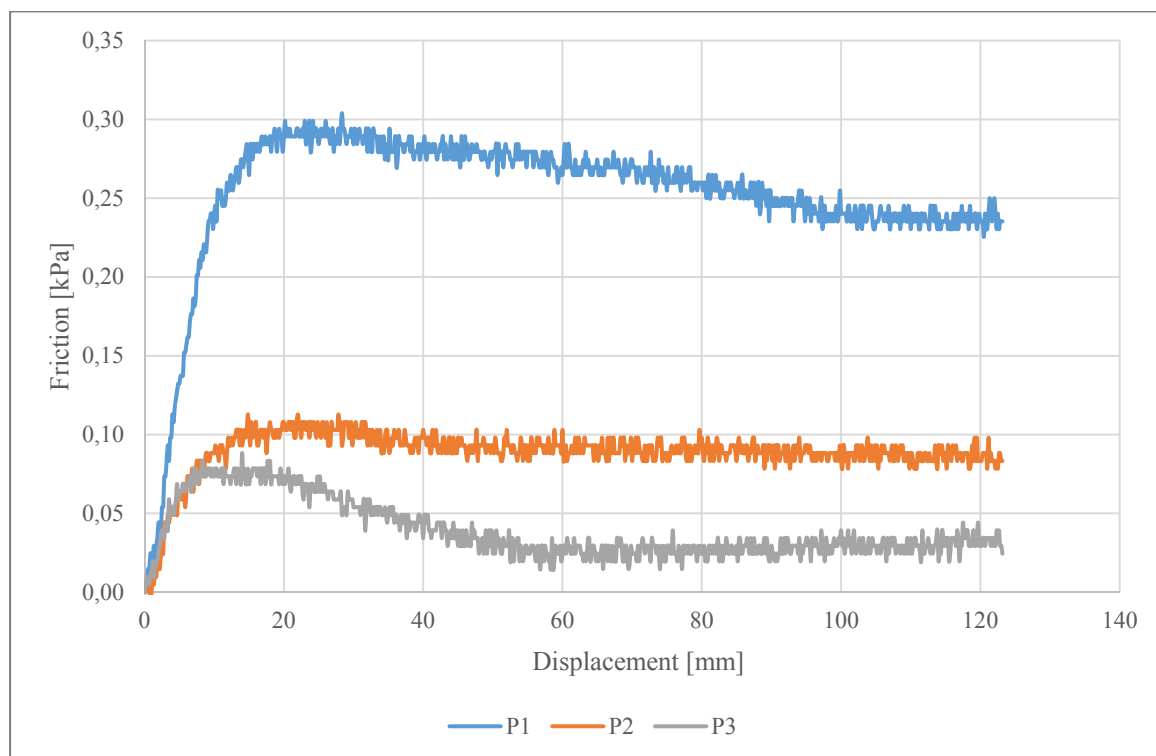


Figura 4.63. Modalità A, piastra conica lunga: attrito sul fondo in funzione della posizione di misura.

Per quanto riguarda l'attrito *sul fondo* (Figura 4.63), anche in questo caso la posizione di misura è determinante. L'andamento delle curve registra un picco massimo in corrispondenza di una corsa compresa tra 14 e 28 mm, seguito da una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo è praticamente costante o in leggera diminuzione. Il picco più alto si registra nella posizione P1 e pari a 0,3 kPa, seguito P2 e P3, con valori simili al caso di piastra conica corta. Da queste osservazioni e da quelle sulla variazione della compressione sul fondo si stima che il cono di spinta passiva lambisca inizialmente il fondo ad una distanza intermedia tra P2 e P3, compresa tra 10 e 15 cm dalla base della piastra flottante, attivando completamente le tensioni tangenziali di attrito in P1. Si assume quindi un angolo di apertura del cono compreso tra 38° e 51° (Figura 4.64). Il volume mobilitato appare però molto maggiore rispetto ai casi precedenti, come anche l'effetto di confinamento.

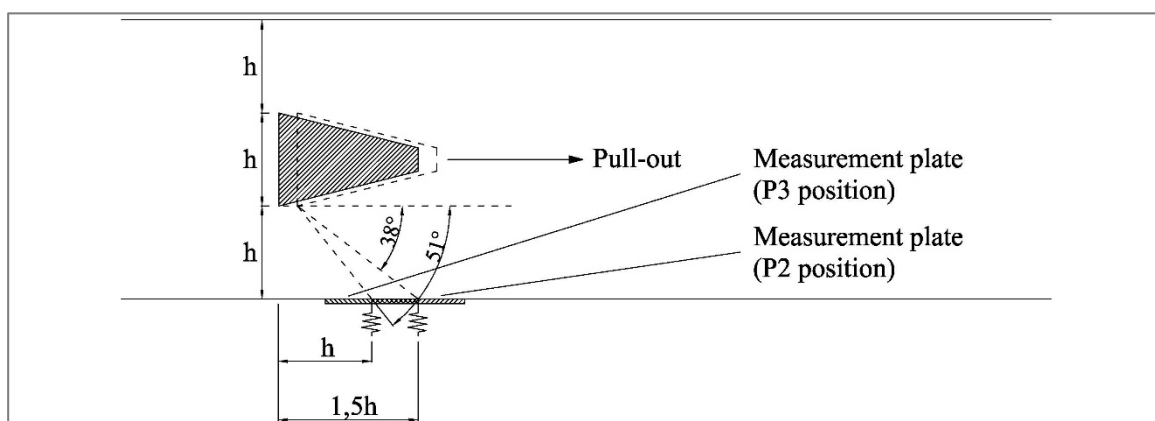


Figura 4.64. Modalità A, piastra conica lunga: schema di valutazione della forza passiva mobilitata.

Tabella 4.10. Modalità A, piastra conica lunga: compressione e attrito sul fondo.

Posizione	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
P1	-0,65	-9,4%	5,3	1,17	17,0%	57,7	0,30	28,3
P2	-0,22	-3,1%	4,3	0,52	7,5%	31,5	0,11	22,0
P3	-0,26	-3,9%	3,8	0,22	3,2%	17,2	0,09	14,0

Nota.  
*x* = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.  
 $\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.  
 $\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.

In Tabella 4.10 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all’attrito sul fondo, in funzione della posizione di misura.

Attraverso l’analisi PIV è possibile analizzare il *campo degli spostamenti* del terreno intorno alla piastra flottante. Si è considerata la porzione di terreno evidenziata in Figura 4.65, che rappresenta la mesh assunta per l’analisi. Anche in questo caso durante le fasi di estrazione la piastra flottante tende a spostarsi orizzontalmente e verticalmente, ricercando continuamente una posizione di equilibrio dinamico tra le forze in gioco. Ancora il terreno non subisce significativi spostamenti verso il basso; gli spostamenti più rilevanti si osservano verso l’alto, in condizioni di superficie non confinata. In questo caso la geometria conica allungata genera un importante effetto di confinamento per il terreno sottostante la piastra flottante; avendo già una densità elevata, non subisce significative deformazioni, ma l’effetto di compressione sul fondo è particolarmente evidente. In Figura 4.66 vengono riportati i risultati dell’analisi nella condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ). Anche in questo caso non si osserva davanti alla piastra il triangolo elastico di Terzaghi, in quanto tale porzione di terreno è di fatto sostituita dal volume della piastra flottante. Dal vertice del cono prende forma una superficie di rottura inclinata verso l’alto con angolo di influenza compreso tra i  $43$  e i  $51^\circ$  rispetto all’orizzontale, maggiore rispetto ai casi precedenti. Da notare come la superficie di rottura parta dal vertice del cono, e per questo risulta più profonda rispetto alle piastre precedenti. Il cono si può quindi considerare come una sorta di “vincolo imposto” alla geometria della superficie di rottura.

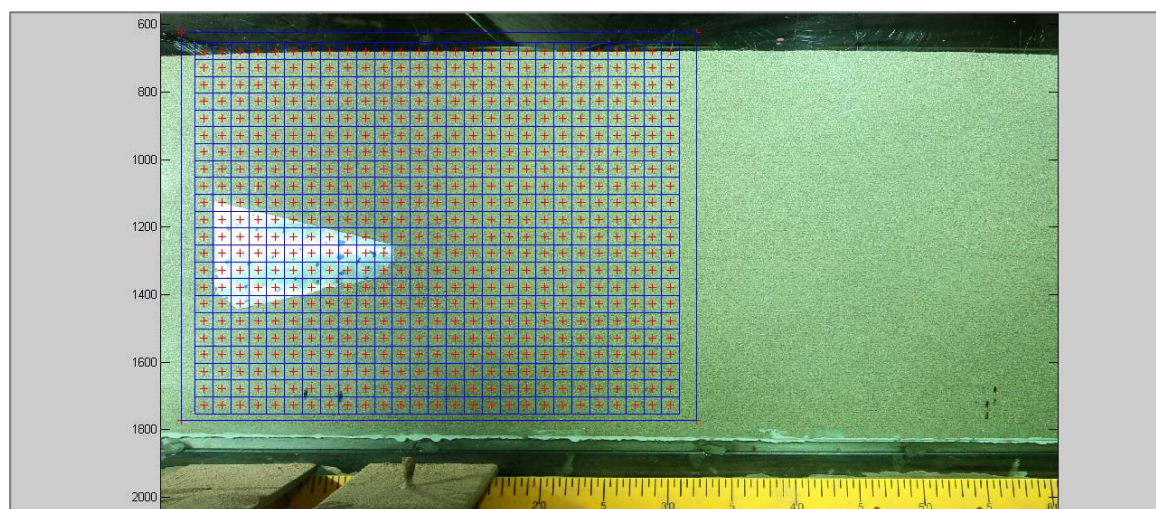


Figura 4.65. Modalità A, piastra conica lunga: creazione della mesh per analisi PIV.

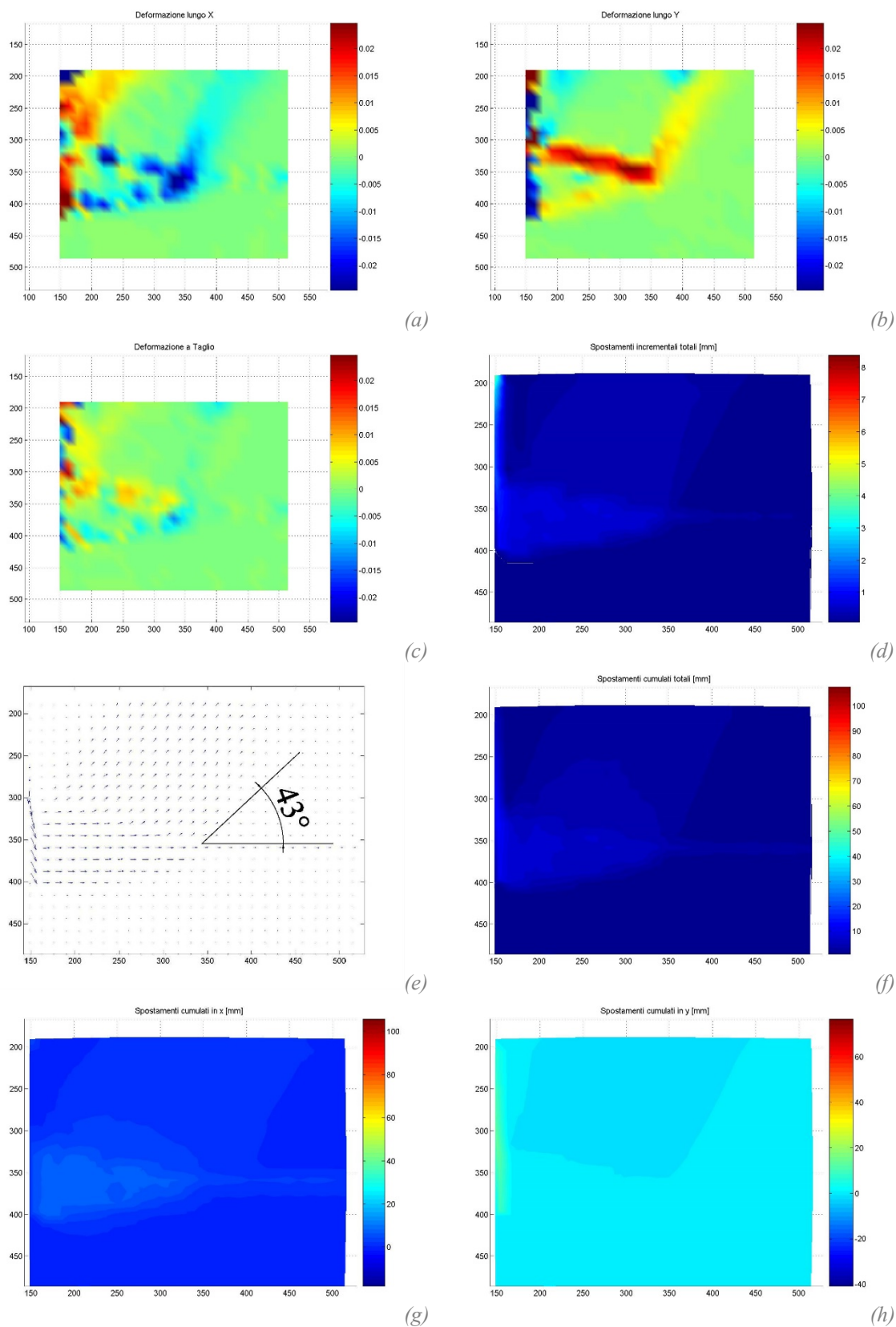


Figura 4.66. Modalità A, piastra conica lunga, P1: analisi PIV in condizioni di capacità portante ultima  $q_u$ . Deformazioni orizzontali (a), verticali (b) e a taglio (c); spostamenti incrementali totali con contour (d) e vettori (e); spostamenti cumulati totali (f) e relative componenti orizzontale (g) e verticale (h).

Si analizzano infine i risultati in termini di distribuzione degli spostamenti nel corso delle fasi di estrazione successive alla rottura (Figura 4.67). Con il procedere dell'estrazione la piastra flottante mobilita il terreno sempre più in profondità, addentrandosi sempre più nella massa di terreno. Non si osservano significative variazioni dell'angolo di influenza della piastra tra le fasi pre e post picco (Figura 4.68).

Al termine dell'estrazione nelle 3 prove si è osservata un'inclinazione della barra compresa tra  $2^\circ$  e  $5^\circ$  rispetto al piano orizzontale (Figura 4.69). Anche in questo caso la piastra flottante con il progressivo avanzamento subisce una leggera roto-traslazione verso l'alto. Con l'avanzamento della piastra si ha la fessurazione del terreno a tergo dovuta allo scarico post-rottura e il terreno sul fronte di spinta sormonta la piastra flottante scendendo sul retro. La piastra continua comunque ad esplicare una capacità portante  $q_r$  ridotta solo del 25% rispetto a  $q_u$ ; la perdita di capacità portante nella fase post-rottura è nettamente inferiore rispetto ai casi precedenti di piastra quadrata e tronco-conica.

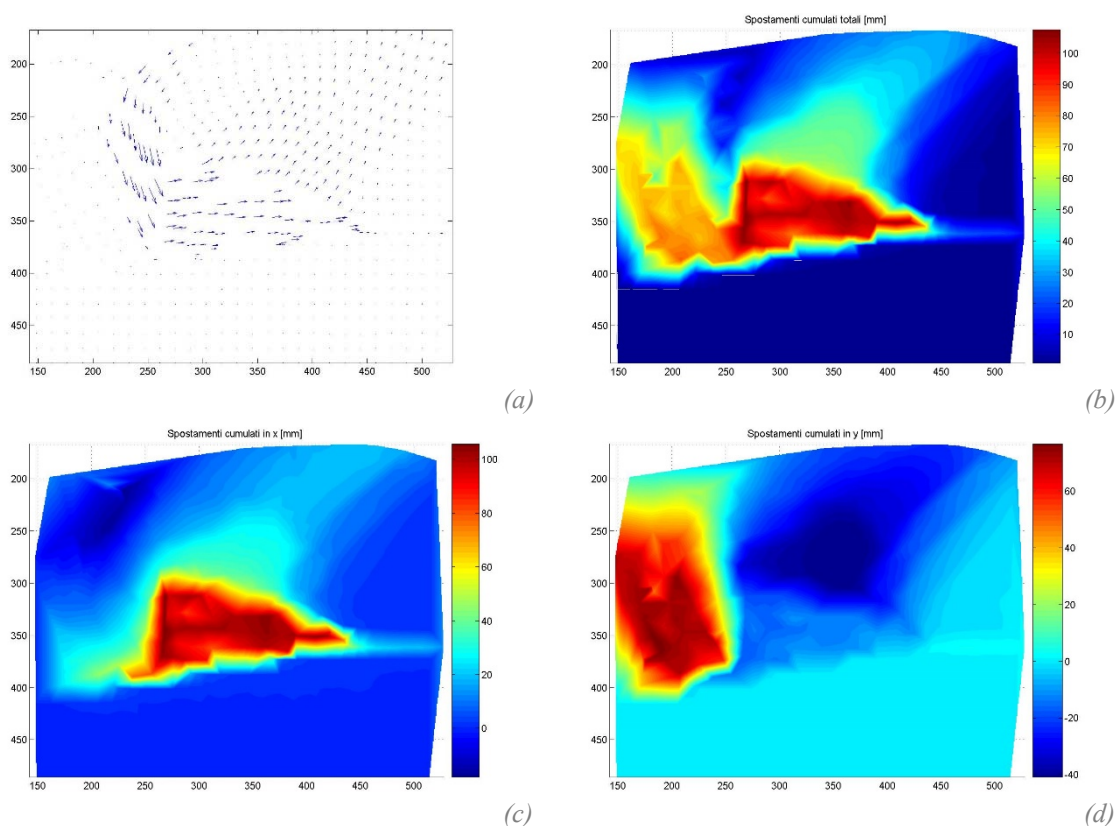


Figura 4.67. Modalità A, piastra conica lunga, PI: analisi PIV a fine corsa in condizioni di capacità portante residua  $q_r$ . Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).



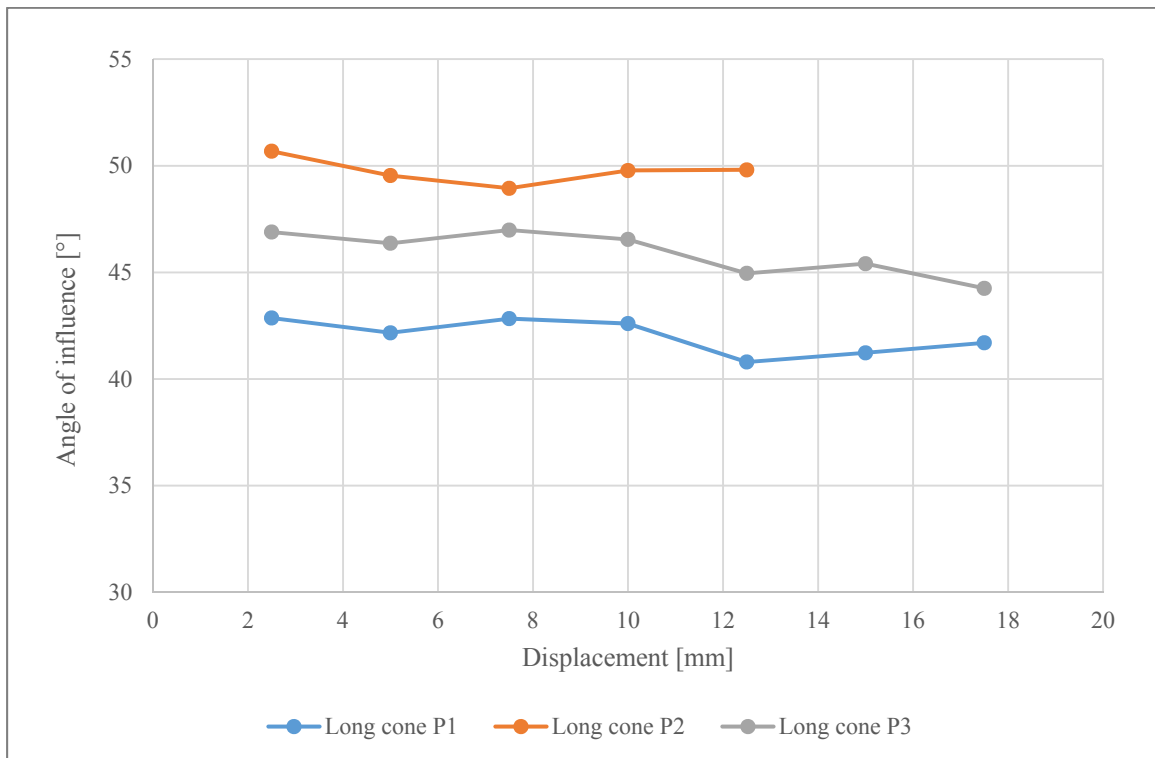


Figura 4.68. Modalità A, piastra conica lunga: angolo di influenza della piastra.



Figura 4.69. Modalità A, piastra conica lunga, P1: posizione del sistema flottante a fine estrazione.

#### 4.4.1.6 Modalità A: confronto dei risultati e osservazioni

*Per quanto riguarda la capacità portante, si osserva per tutte le piastre un andamento qualitativamente simile, con aumento repentino fino a un valore di picco. In*

Tabella 4.11 si riportano i valori medi registrati in funzione del tipo di piastra flottante. Il massimo si ottiene con piastra tronco-conica, seguita dal quadrato spesso e dal cono lungo.

Considerando invece la fase di post-picco, si osservano comportamenti tra loro molto differenti. Il dato più significativo è il rapporto  $q_u/q_r$  tra capacità portante ultima e residua, che fornisce una stima della perdita di capacità portante pre e post picco. Il rapporto massimo pari a 0,745 si ottiene con la piastra conica lunga. La specifica geometria della piastra conica lunga infatti da un lato facilita l’inserimento della piastra flottante nel terreno, abbassando la capacità portante ultima rispetto alle piastre quadrate e a quella tronco-conica. Questo effetto è però compensato dalle maggiori tensioni tangenziali di attrito che si generano all’interfaccia piastra-terreno, essendo la superficie laterale conica maggiore. Questo nelle fasi post-picco diventa il meccanismo fondamentale. Infatti dalle analisi dei campi di spostamento si osserva la fessurazione del terreno a tergo dovuta allo scarico post-rottura, e sul fronte di spinta il terreno sormonta la piastra flottante scendendo sul retro. Grazie alla resistenza imputabile alle forze attrittive, di entità proporzionale alla superficie di contatto, la piastra continua comunque ad esplicare una capacità portante  $q_r$ , anche se ridotta rispetto a  $q_u$ ; la perdita di capacità portante è però nettamente inferiore nel caso di piastra conica lunga, in quanto la superficie laterale è maggiore.

*Tabella 4.11. Modalità A: confronto capacità portante in funzione del tipo di piastra.*

<b>Tipo di piastra</b>	<b>Capacità ultima <math>q_u</math> [kPa]</b>	<b>Capacità residua <math>q_r</math> [kPa]</b>	<b><math>q_r/q_u</math></b>
<b>Quadrato sottile</b>	100,3	60,5	0,603
<b>Quadrato spesso</b>	114,7	67,8	0,591
<b>Tronco-cono</b>	121,4	76,4	0,629
<b>Cono corto</b>	101,1	72,8	0,720
<b>Cono lungo</b>	105,9	78,9	0,745



La misura della capacità portante appare non essere funzione della posizione in cui si esegue il test. Alcune differenze si registrano a causa delle difficoltà operative nel replicare perfettamente le medesime condizioni sperimentali.

Esaminando l’effetto sul fondo generato dall’avanzamento delle piastre flottanti, appare evidente la differenza di comportamento in funzione della geometria della piastra. L’effetto maggiore sulla compressione si ottiene ancora con piastra conica lunga, con un incremento massimo del 16% rispetto alla condizione statica iniziale e con maggiore area di impronta sul fondo, a causa della maggiore lunghezza del cono.

Per quanto riguarda la spinta passiva mobilitata dall’avanzamento della piastra, si riportano in Tabella 4.12 gli angoli osservati incrociando i dati delle celle di carico sul fondo e delle analisi PIV dei campi di spostamento. Si nota un angolo del cuneo di spinta verso il fondo mediamente maggiore nel cono corto, e nel cono lungo nella spinta verso l’alto. Tutti i valori sono concentrati tra i 39° e i 46°, con un valore medio molto prossimo all’angolo di attrito di picco della sabbia (42-43°). La massa di terreno tende a spostarsi verso l’alto con l’avanzamento delle piastre, effetto dovuto alle condizioni di ancoraggio non profondo, con modello fisico non confinato in superficie (“*shallow anchor condition*”).

Tabella 4.12. Modalità A: angoli di spinta passiva in funzione del tipo di piastra.

Tipo di piastra	Angolo di spinta [°]	
	Verso il fondo	Verso la superficie
<b>Quadrato sottile</b>	30 – 39°	40
<b>Quadrato spesso</b>	38 – 51°	42
<b>Tronco-cono</b>	38 – 51°	39
<b>Cono corto</b>	51 – 73°	42
<b>Cono lungo</b>	38 – 51°	46

#### 4.4.2 Modalità B: prove in posizione centrale

Per i test in modalità B si è optato per la misura nella sola posizione P1, risultata in media la più significativa dai test in modalità A.

Considerando la *capacità portante*, dal grafico di Figura 4.70 si osserva un andamento qualitativamente simile nelle 4 curve, con aumento repentino fino a un valore di picco, seguito da una fase discendente e di parziale ricarico. In corrispondenza del picco massimo di capacità portante si ha la condizione di rottura. Come nei test eseguiti in “Modalità A”, anche in questo caso la piastra per la quale si osserva il massimo di capacità portante è quella tronco-conica (101,1 kPa), seguita rispettivamente dal cono corto e lungo (rispettivamente 94,2 kPa e 93,9 kPa, entrambe più basse di circa il 7% rispetto alla tronco-conica) e dalla piastra quadrata (85,8 kPa, 15% in meno rispetto alla tronco-conica). La maggiore capacità portante ultima data dalla piastra tronco-conica è dovuta alla maggiore superficie laterale, che incrementa la resistenza attritiva in fase di immorsamento della piastra nel terreno, pur mantenendo una cospicua superficie frontale resistente. Nelle piastre coniche invece la superficie frontale è praticamente nulla e quasi tutto il meccanismo resistente va attribuito alle forze attritive che si sviluppano sulla superficie laterale. In questo caso il carico viene trasferito più in profondità rispetto alle piastre quadrata e tronco-conica; da un lato però la forma appuntita facilita l’inserimento della piastra flottante nel terreno; d’altro canto invece la maggiore superficie laterale genera una maggiore interazione attritiva con il terreno circostante che compensa in parte la considerazione precedente.

Tali osservazioni vanno completate considerando anche la fase post-picco. Assumendo il valore minimo della fase post-picco quale valore residuo, la capacità portante residua massima si registra con il cono lungo, pari a 73,6 kPa, seguita rispettivamente dal cono corto (66,4 kPa, 10% in meno rispetto al cono lungo), dalla piastra tronco-conica (60,5 kPa, 18% in meno) e da quella quadrata (50,9 kPa, 31% in meno). Il dato più significativo per l’analisi del meccanismo “flottante” è però il rapporto  $q_u/q_r$  tra la capacità portante ultima e residua. Il massimo si osserva per la piastra conica lunga, pari a 0,784; dopo la rottura infatti il terreno sul retro della piastra flottante fessura perdendo contatto, mentre sul fronte si raggiunge la resistenza passiva massima e si ha un effetto di punzonamento,

con il terreno che sormonta la piastra e scivola sul retro. La piastra comunque continua ad esplicare un'azione resistente anche dopo la rottura, e nel caso di piastra conica lunga questa azione è ridotta solo del 22%. Questo effetto diventa meno marcato con il diminuire della superficie laterale delle piastre, in quanto retto fondamentalmente dalle forze attrittive che si sviluppano all'interfaccia laterale piastra-terreno. Le perdite di capacità portante registrate nei test sono infatti del 30% per la piastra conica corta, del 40% per la troncoconica e del 41% per la piastra quadrata sottile.

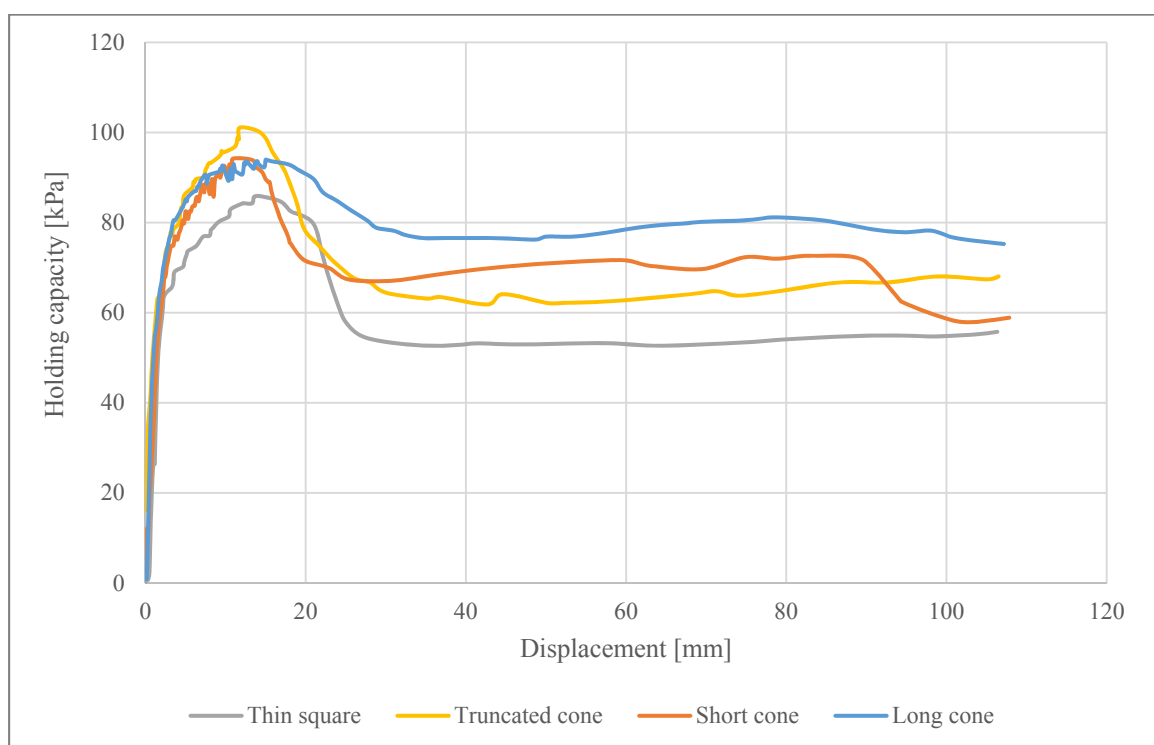


Figura 4.70. Modalità B: confronto capacità portante in funzione del tipo di piastra.

Tabella 4.13. Modalità B: capacità portante in funzione del tipo di piastra.

Tipo di piastra	Capacità ultima		Capacità residua	$q_r/q_u$
	$q_u$ [kPa]	$x_u$ [mm]	$q_r$ [kPa]	
Quadrato sottile	85,84	13,7	50,9	0,593
Tronco-cono	101,11	11,8	60,5	0,599
Cono corto	94,23	11,0	66,4	0,705
Cono lungo	93,91	15,0	73,6	0,784

Note.

$q_u, q_r$  = Capacità portante ultima e residua, nell'ordine.

$x_u$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.

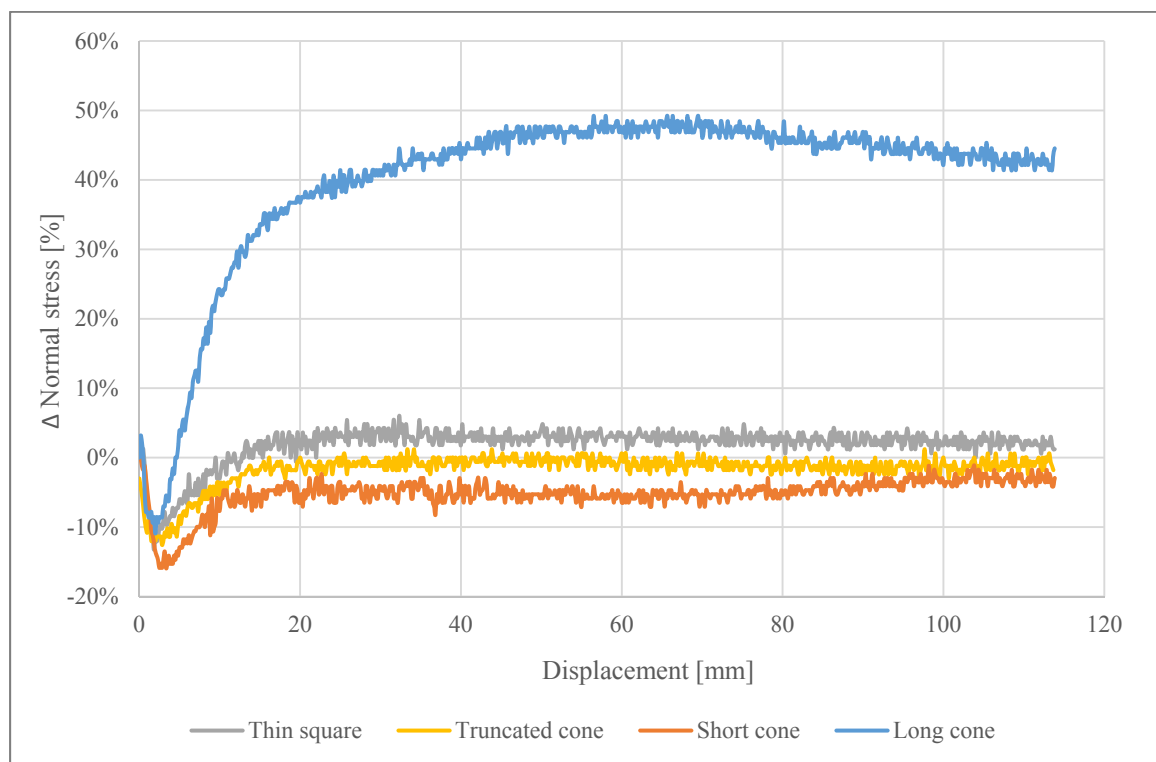


Figura 4.71. Modalità B: confronto della variazione di compressione sul fondo in funzione del tipo di piastra.

Osservando la *variazione della compressione sul fondo* (Figura 4.71), per tutti i casi si riscontra inizialmente un picco negativo all'inizio della corsa di estrazione, tra 1 e 4 mm, cioè una fase di scarico del peso sul fondo. Lo scarico massimo si riscontra nel caso di piastra conica corta, pari al 15,9% rispetto alla condizione statica di partenza. Il minimo in valore assoluto si osserva invece per la piastra conica lunga. Questo effetto è minore rispetto a tutti i casi precedenti in quanto favorito dalla geometria molto allungata della piastra, che tende sì a spostare il terreno verso l'alto, ma che genera anche un effetto di confinamento nel terreno sottostante.

Dopo il picco negativo si osserva in tutti i casi un parziale o completo ricarico: la compressione sul fondo aumenta con il procedere dell'estrazione fino a un massimo, più o meno marcato, dopo il quale le curve invertono ancora la tendenza e si assestano su un valore praticamente costante o di parziale scarico fino al termine della corsa. La fase di carico più marcata si riscontra nel caso di piastra conica lunga, con un incremento della compressione sul fondo nettamente superiore rispetto a tutte le altre geometrie. Nella piastra conica lunga l'incremento massimo registrato è del 49,2%, seguito dalla piastra

quadrata con +6% e dalla tronco-conica con un +1,2%. La fase di carico termina in ogni caso dopo il raggiungimento della capacità portante ultima  $q_u$ , come per le piastre precedenti, in piena fase post-picco. Il caso di piastra conica lunga appare interessante, in quanto l'incremento di compressione sul fondo si osserva in un'area molto estesa; da ciò consegue che il volume di terreno mobilitato dalla spinta passiva sia nettamente maggiore rispetto agli altri casi, e che vi sia un maggiore effetto di confinamento verso il basso, dovuto alla geometria molto allungata del cono.

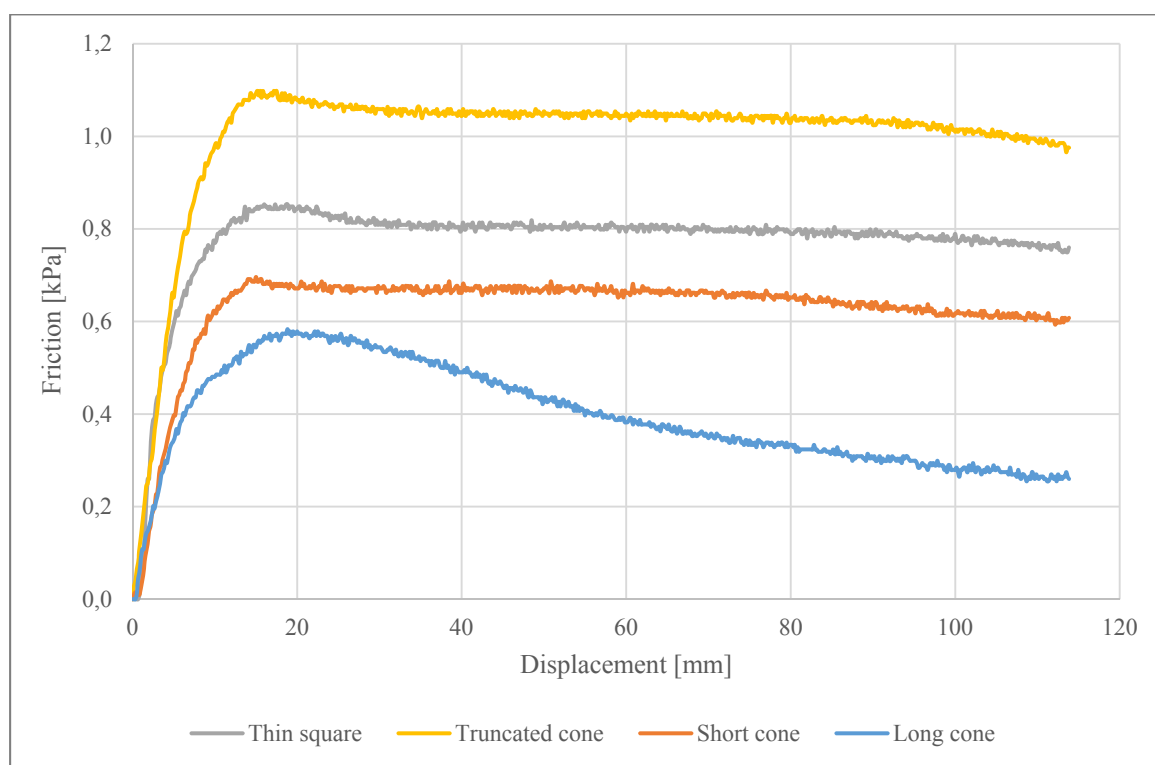


Figura 4.72. Modalità B: confronto delle tensioni di attrito sul fondo in funzione del tipo di piastra.

Per quanto riguarda le tensioni orizzontali di *attrito sul fondo* (Figura 4.72), anche in questo caso l'andamento delle curve registra un picco massimo in corrispondenza di una corsa compresa tra 15 e 20 mm, prossima all'ascissa per la quale si determina la condizione di rottura e punzonamento del terreno. Dopo il picco si osserva una inversione della curva, con una fase in cui la tensione orizzontale sul fondo resta costante o diminuisce leggermente. Il picco massimo si registra per la piastra tronco-conica (1,1 kPa), che

mobilità quindi maggiormente le forze di attrito orizzontali a parità di carico, seguito rispettivamente dalla piastra quadrata, dal cono corto e dal cono lungo. Il cono lungo mobilità infatti meno spostamenti orizzontali sul fondo a causa del notevole incremento delle tensioni normali di compressione, come già osservato in Figura 4.71.

In Tabella 4.14 si riporta una sintesi dei principali dati osservati riguardo alla variazione di compressione e all'attrito sul fondo, in funzione del tipo di piastra.

Tabella 4.14. Modalità B: compressione e attrito sul fondo in funzione del tipo di piastra

Tipo di piastra	Compressione						Attrito	
	Min			Max			Max	
	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	x [mm]	$\tau$ [kPa]	x [mm]
Quadrato sottile	-0,95	-13,3%	1,8	0,43	6,0%	32,3	0,85	17,3
Tronco-cono	-0,91	-12,6%	3,0	0,09	1,2%	33,5	1,10	15,2
Cono corto	-1,17	-15,9%	3,2	-0,09	-1,2%	98,0	0,70	15,0
Cono lungo	-0,60	-10,9%	2,0	2,72	49,2%	56,5	0,58	19,2

*Nota.*  
 $x$  = Valore della corsa di estrazione per cui si determina la relativa sollecitazione.  
 $\Delta\sigma_c$  = Variazione della tensione di compressione normale al fondo rispetto alla condizione statica iniziale.  
 $\tau$  = Tensione orizzontale di attrito sul fondo.

Si eseguono infine alcune considerazioni sui *campi di spostamento* e sui *volumi di terreno mobilitati* dalle piastre flottanti. Anche nelle prove eseguite in “Modalità B” è stata effettuata l’acquisizione delle immagini digitali mediante fotocamera. L’analisi PIV ha fornito dati significativi solo per la piastra conica lunga. Per tutti gli altri tipi di piastra non si sono registrati spostamenti sulla parete laterale dovuti all’estrusione delle piastre flottanti al centro del modello. Questo permette di affermare in termini qualitativi che il volume mobilitato dalla forza passiva nel caso di cono lungo è maggiore rispetto agli altri, ma può costituire un dato utile per una stima quantitativa del volume stesso.

Gli spostamenti mobilitati dalla spinta passiva partono dal centro e si evolvono verso le pareti laterali fino a lambirle dopo 40 secondi dall’inizio dell’estrusione della piastra flottante, condizione che corrisponde a una corsa di 6,7 mm (Figura 4.73). Gli

spostamenti sono rivolti verso l'alto inclinati nella direzione di spinta con angolo compreso tra  $35^\circ$  e  $50^\circ$  rispetto all'orizzontale.

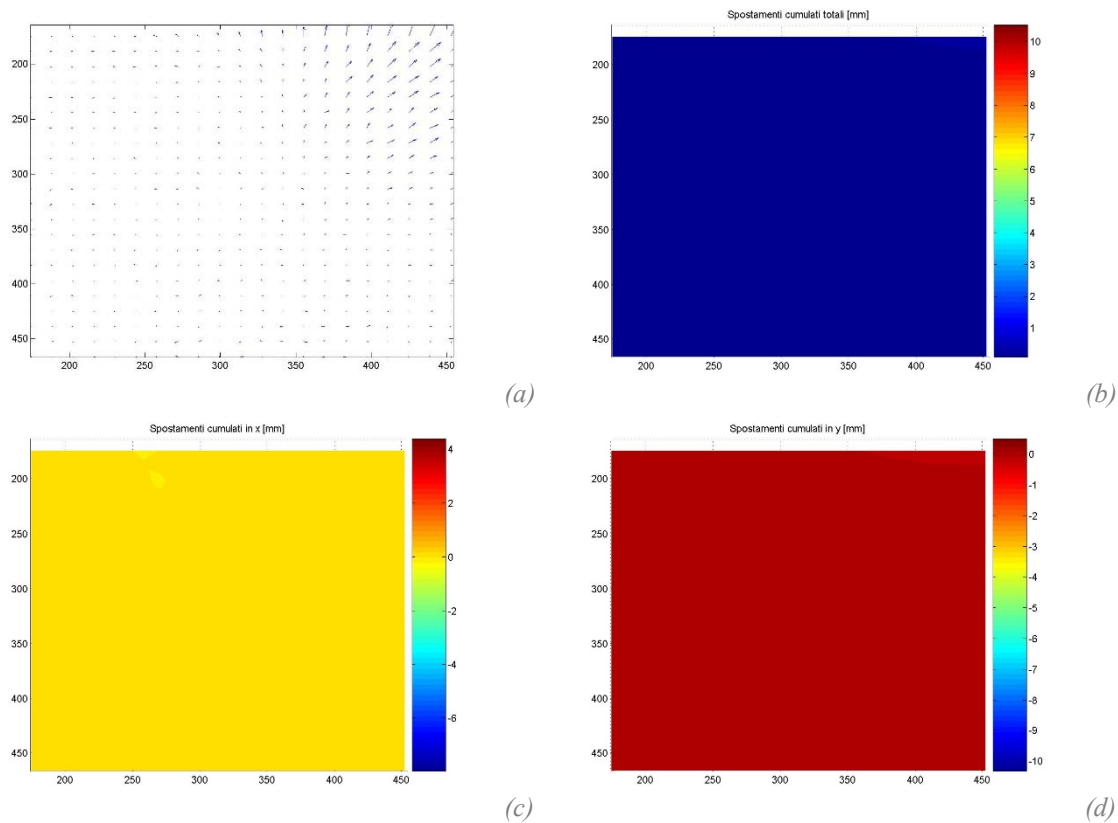


Figura 4.73. Modalità B, cono lungo: analisi PIV per  $x=6,7$  mm. Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

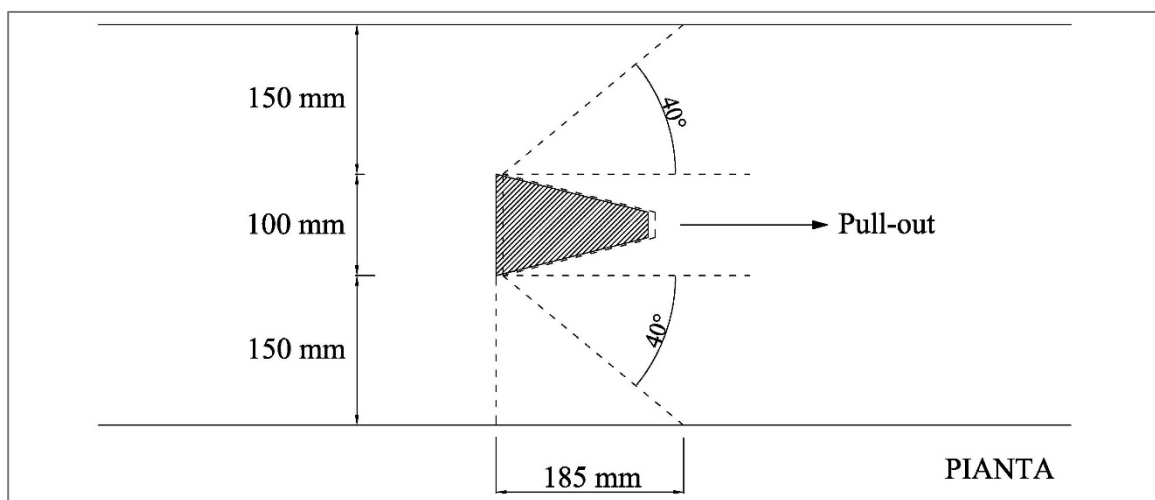


Figura 4.74. Modalità B, cono lungo: schema del cono di spinta passiva mobilitato.



Tramite l'osservazione del punto in cui gli spostamenti vengono rilevati sulla parete laterale (ascissa di 185 mm a partire dalla base del cono in posizione iniziale), si può ricostruire a ritroso uno schema del cuneo di spinta passiva mobilitato (Figura 4.74); si stima che il cuneo di sviluppi con angolo di apertura di circa  $40^\circ$  a partire dal piano longitudinale verso le pareti laterali.

Analizzando poi le condizioni intermedie fino alla condizione di fine corsa (Figura 4.75), si può osservare il meccanismo di evoluzione degli spostamenti mobilitati dal cuneo di spinta e si può eseguire una stima del volume di terreno attivato dall'estrazione della piastra flottante.

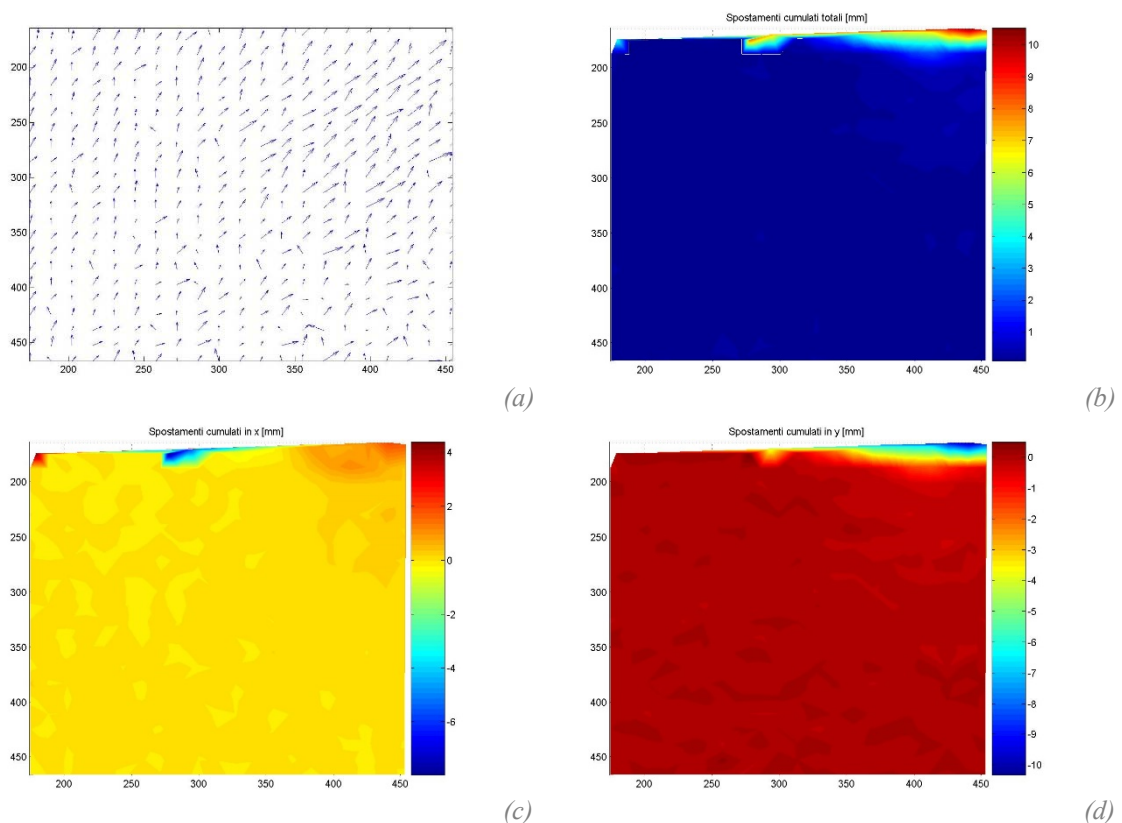


Figura 4.75. Modalità B, cono lungo: analisi PIV in condizioni di fine corsa. Vettori degli spostamenti incrementali totali (a); spostamenti cumulati totali (b) e relative componenti orizzontale (c) e verticale (d).

## 4.5 Capacità portante sperimentale delle piastre flottanti

Per ogni schema di prova sperimentale eseguita si definiscono i seguenti parametri geometrici (Figura 4.76):

- $h$  = altezza della piastra di ancoraggio;
- $B$  = dimensione trasversale della piastra di ancoraggio;
- $H$  = profondità di immersione della piastra di ancoraggio, definita come la distanza tra la superficie del terreno e la base inferiore della piastra.

Si definisce infine “*Embedment ratio*” il rapporto  $H/h$  tra profondità di immersione e altezza della piastra di ancoraggio.

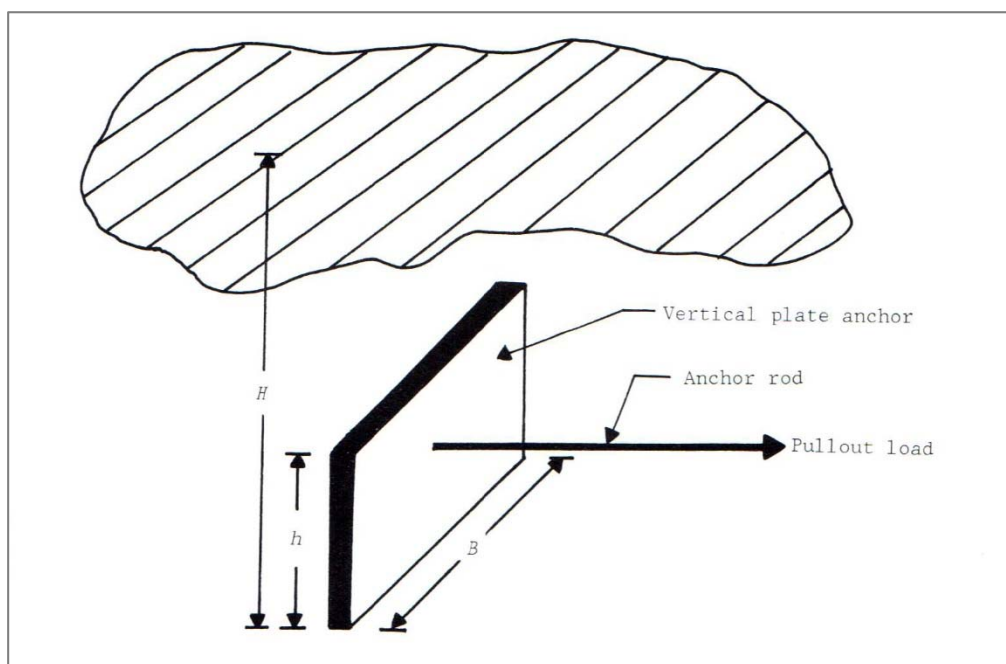


Figura 4.76. Parametri geometrici per un ancoraggio a piastra verticale.

La capacità portante di una piastra di ancoraggio deriva sostanzialmente dalla forza passiva esercitata dal terreno di fronte alla piastra stessa. Se il rapporto  $H/h$  è relativamente piccolo, in condizione di capacità portante ultima la superficie di rottura interseca la superficie del terreno (“*shallow anchor condition*”); se invece il rapporto  $H/h$  è elevato, si sviluppa solamente un meccanismo di rottura locale a taglio in profondità, che non

raggiunge la superficie del terreno (“*deep anchor condition*”). La capacità portante è funzione di vari parametri, di cui i più importanti sono:

- Rapporto di immersione  $H/h$ ;
- Rapporto tra larghezza e altezza della piastra  $B/h$ ;
- Parametri di resistenza a taglio del terreno (angolo di attrito  $\varphi$ , coesione  $c$ );
- Angolo di attrito all’interfaccia piastra-terreno  $\delta$ ;
- Peso della piastra di ancoraggio  $W$ ;
- Peso specifico del terreno  $\gamma$ .

Per tutti i test eseguiti in modalità A e B la superficie di rottura si sviluppa fino alla superficie del modello, coerentemente con l’ipotesi di ancoraggio superficiale.

Sono numerosi i test sperimentali (Tabella 4.15) e i modelli teorici (Tabella 4.16) sviluppati in letteratura che tentano di descrivere il comportamento di un ancoraggio a piastra. Tutti però considerano ancoraggi a piastra sottile a forma circolare, rettangolare o quadrata. Non ci sono in letteratura esempi di ancoraggio a piastra con geometria conica o tronco-conica. Pertanto si esegue dapprima un confronto tra i risultati sperimentali ottenuti con piastra quadrata (presentati nei paragrafi precedenti) e i risultati teorici ottenuti da vari modelli di letteratura. Si propone poi un metodo per descrivere il comportamento di piastra di diversa geometria ampliando tali modelli introducendo degli specifici fattori di volume.

Tabella 4.15. Test sperimentali di letteratura eseguiti su modello fisico su ancoraggi a piastra verticale in terreni granulari (Merifield & Sloan, 2006).

Source	Type of testing	Anchor shape	Anchor size (mm)	Friction angle (°)	Anchor roughness (°)	$H/B$
Neely et al. 1973	Chamber	Square; rectangular	50.8	38.5	21	1–5
Das 1975	Chamber	Square; circular	38–76	34	?	1–5
Akinmusuru 1978	Chamber	Strip; rectangular; square; circular; $L/B = 2, 10$	50	24; 35	?	1–10
Ovesen 1981	Centrifuge; field	Square	20	29.5–37.7	?	1–3.39
Dickin and Leung 1983, 1985	Centrifuge chamber	Square; rectangular; strip	25; 50	41 <sup>a</sup>	Polished, 29	1–8; 1–13
Hoshiya and Mandal 1984	Sand chamber	Square; rectangular; $L/B = 2, 4, 6$	25.4	29.5	?	1–6
Murray and Geddes 1989	Sand chamber	Square; rectangular; $L/B = 1–10$	50.8	43.6, dense	10.6	1–8

<sup>a</sup>Mobilized plane strain friction angle,  $\phi'_{mp}$ .

Tabella 4.16. Studi teorici di letteratura su ancoraggi a piastra verticale in terreni granulari (Merifield & Sloan, 2006).

Source	Analysis method	Anchor shape	Anchor roughness	Friction angle (°)	H/B
Biarez et al. 1965	Limit equilibrium	Strip	?	All	All
Meyerhof 1973	Limit equilibrium – semi-analytical	Strip	?	All	All
Neely et al. 1973	Limit equilibrium and method of characteristics	Strip	Rough, $\phi/2^a$	30–45	1–5.5
Rowe and Davis 1982	Elastoplastic finite element	Strip	Smooth	0–45	1–8
Hanna et al. 1988	Limiting equilibrium	Strip; inclined	?	All	All
Murray and Geddes 1989	Limit analysis – upper bound	Strip; inclined	Smooth; rough	43.6	1–8
Basudhar and Singh 1994	Limit analysis – lower bound	Strip	Rough; smooth	32; 35; 38	1–5

<sup>a</sup> $\phi$ , soil friction angle.

#### 4.5.1 Calcolo secondo la teoria di Teng (1962)

Uno dei primi metodi per la stima della capacità portante di ancoraggi a piastra verticale è quello basato sulla teoria della pressione laterale di Rankine (Teng, 1962). Secondo questa teoria la capacità portante ultima  $Q_u$  è data dalla differenza tra la forza passiva sviluppata di fronte all'ancoraggio e la forza attiva sul retro (Figura 4.77). Per ancoraggi con una larghezza limitata  $B$  si deve considerare inoltre la resistenza attritiva  $F$  che si sviluppa lungo le facce verticali nel volume tridimensionale mobilitato dall'estrazione. L'equazione per  $Q_u$  diventa quindi:

$$Q_u = (P_p - P_a)B + F$$

dove  $P_p$  e  $P_a$  sono rispettivamente la forza passiva sul fronte della piastra di ancoraggio e attiva a tergo, per unità di larghezza  $B$ :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Per quanto riguarda la componente attritiva, la pressione totale del terreno normale alle facce verticali laterali  $abc$  e  $def$  (Figura 4.78) è data da:

$$N = 2\gamma K_0 \int_0^H \left( \frac{H-z}{H} \right) \left[ H \sqrt{K_{p(R)}} + H \sqrt{K_{a(R)}} \right] dz = \frac{1}{3} \gamma K_0 \left[ \sqrt{K_{p(R)}} + \sqrt{K_{a(R)}} \right] H^3$$

dove  $K_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno.

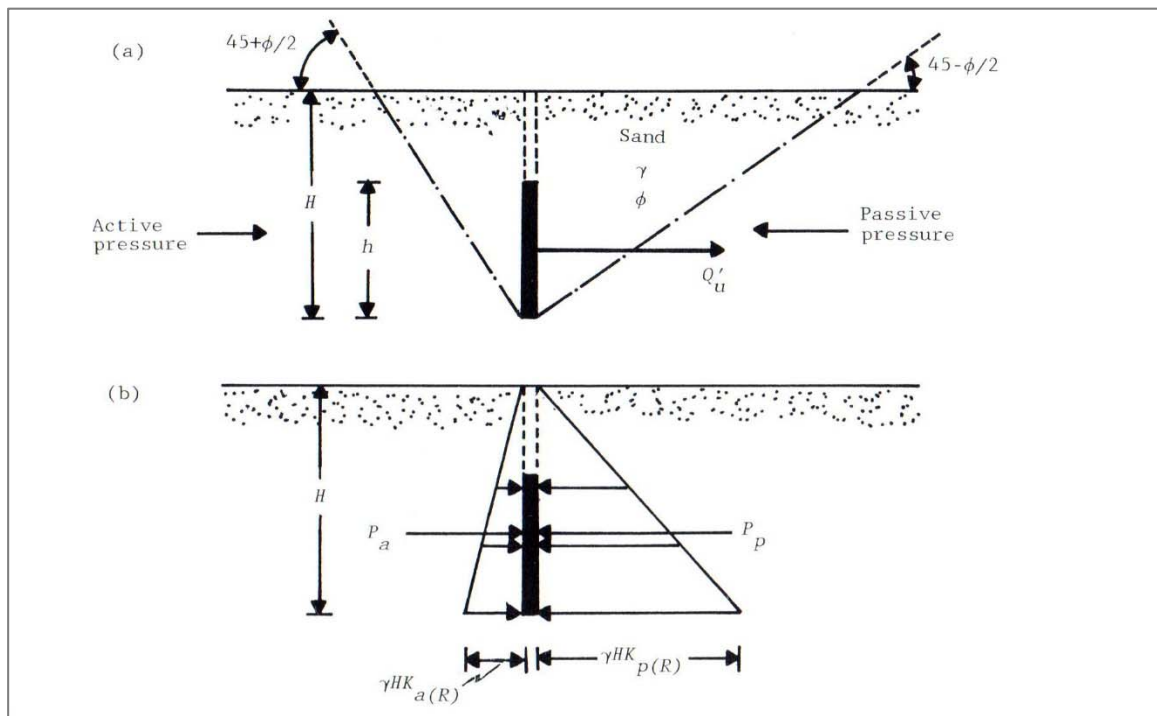


Figura 4.77. Capacità portante ultima secondo la teoria di Teng (1962).

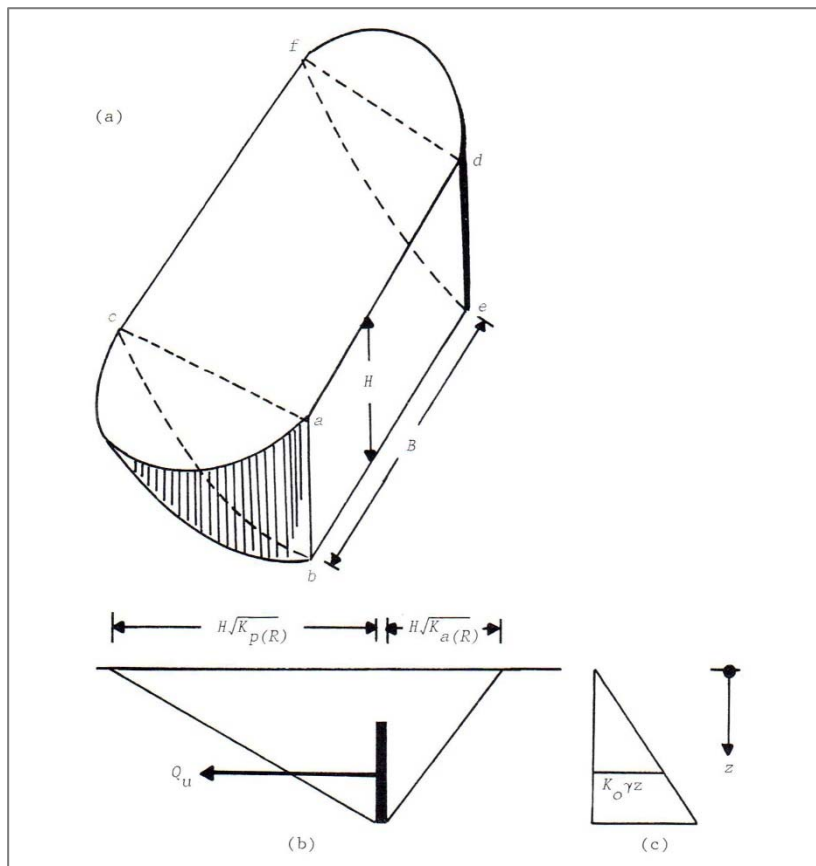


Figura 4.78. Resistenza attrittiva sviluppata lungo le facce verticali della superficie di rottura (Teng, 1962).

Tabella 4.17. Calcolo della capacità portante ultima secondo la teoria di Teng (1962).

$\varphi$	$\gamma$	$K_0$	$K_p$	$K_a$	$P_p$	$P_a$	$F$	$Q_u$
[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]
43	16	0,4	5,29	0,19	1,87	0,07	0,050	<b>0,230</b>

Note.  
 $\varphi$  = Angolo di attrito del terreno.  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno;  
 $K_0$  = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;  
 $K_p, K_a$  = Coefficienti di spinta passiva e attiva alla Rankine;  
 $P_p, P_a$  = Forza passiva e attiva alla Rankine;  
 $F$  = Resistenza attritiva ai lati della superficie di rottura tridimensionale;  
 $Q_u$  = Capacità portante ultima.

Quindi la resistenza attritiva totale è data da:

$$F = N \tan \varphi = \frac{1}{3} \gamma K_0 \left[ \sqrt{K_{p(R)}} + \sqrt{K_{a(R)}} \right] H^3 \tan \varphi$$

I parametri assunti per il calcolo sono riportati in Tabella 4.17. Secondo questa teoria si ottiene un valore di capacità portante ultima pari a **0,23 kN**, a fronte di un valore sperimentale di 0,858 kN.

#### 4.5.2 Calcolo secondo la teoria di Ovesen & Stromann (1972)

Per affinare i risultati ottenuti secondo la teoria di Rankine, si sono susseguiti studi teorici e sperimentali con l'obiettivo di definire più in dettaglio l'effettiva superficie di rottura nel terreno in prossimità della piastra di ancoraggio. Alcuni autori del Danish Geotechnical Institute (Ovesen & Stromann, 1972) hanno proposto un metodo secondo cui si assume una superficie di rottura passiva sul fronte della piastra d'ancoraggio divisa in tre parti (Figura 4.79):

- un tratto rettilineo iniziale che si sviluppa a partire dall'estremità inferiore della piastra;
- una zona a taglio radiale alla Prandtl;
- una zona passiva alla Rankine che si sviluppa fino alla superficie del terreno.

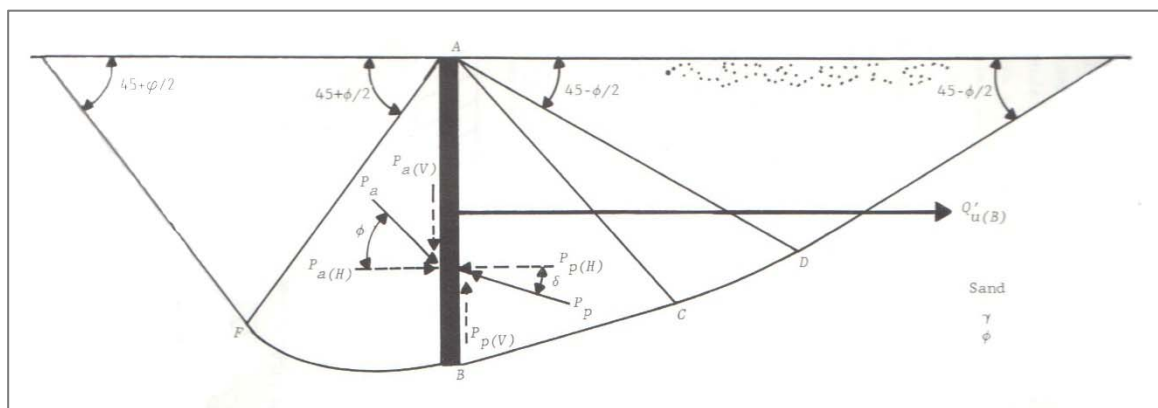


Figura 4.79. Superficie di rottura a carico ultimo (Ovesen & Stromann, 1972).

Questo metodo considera inoltre la resistenza attritiva sviluppata ai bordi della superficie di rottura tridimensionale, nonché la densità relativa del terreno.

Si definiscono anzitutto le componenti orizzontale e verticale della forza attiva per unità di lunghezza B, rispettivamente  $P_{a(H)}$  e  $P_{a(V)}$ :

$$P_{a(H)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \cos \phi \quad P_{a(V)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \sin \phi$$

dove il coefficiente di spinta attiva del terreno  $K_a$  può essere determinato in funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\phi$  dalla Figura 4.80a (Caquot & Kerisel, 1949).

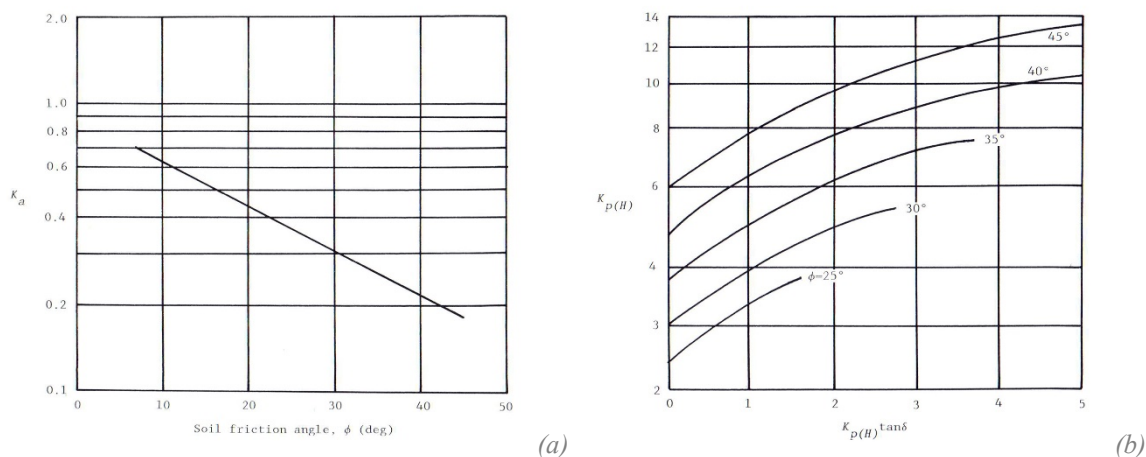


Figura 4.80. Variazione di  $K_a$  in funzione di  $\phi$  (Caquot & Kerisel, 1949) (a), e di  $K_{p(H)}$  in funzione di  $K_{p(H)} \tan \delta$  e  $\phi$  (Ovesen & Stromann, 1972).



Nello stesso modo si definiscono le componenti orizzontale e verticale della forza passiva per unità di lunghezza B, rispettivamente  $P_{p(H)}$  e  $P_{p(V)}$ :

$$P_{p(H)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pH} \quad P_{p(V)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pH} \tan \delta$$

dove  $K_{pH}$  rappresenta la componente orizzontale del coefficiente di spinta passiva del terreno. Per l’equilibrio verticale si ha:

$$P_{a(V)} + W = P_{p(V)}$$

dove  $W$  è il peso della piastra di ancoraggio. Si ottiene quindi:

$$K_{pH} \tan \delta = \frac{P_{a(V)} + W}{\frac{1}{2} \gamma H^2}$$

$K_{pH}$  può essere stimato ricorrendo alla Figura 4.80b. in funzione di  $K_{pH} \tan \delta$  e dell’angolo di attrito del terreno  $\varphi$ . Introducendo infine i coefficienti  $c_{ov}$  e  $F$ , tabulati entrambi in funzione della densità della sabbia (per sabbia densa  $c_{ov} = 19$  e  $F = 0,42$ , per sabbia sciolta  $c_{ov} = 14$  e  $F = 0,26$ ), per un singolo ancoraggio a piastra di altezza e lunghezza limitata la capacità portante ultima  $Q_u$  viene definita come:

$$Q_u = B \left[ \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pH} - P_{a(H)} \right] \left( \frac{c_{ov} + 1}{c_{ov} + \frac{H}{h}} \right) \left[ F \left( \frac{\frac{H}{h} + 1}{\frac{B}{h}} \right) + 1 \right]$$

Tabella 4.18. Calcolo della capacità portante ultima secondo la teoria di Ovesen & Stromann (1972).

$\varphi$	$\gamma$	$K_a$	$P_{a(H)}$	$P_{a(V)}$	$K_{pH}$	$C_{ov}$	$F$	$Q_u$
[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[-]	[kN]
43	16	0,2	0,052	0,048	5,7	19	0,42	<b>0,428</b>

Note.  
 $\varphi$  = Angolo di attrito del terreno.  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno;  
 $K_a$  = Coefficiente di spinta attiva;  
 $P_{a(H)}, P_{a(V)}$  = Componenti orizzontale e verticale della forza attiva;  
 $K_{pH}$  = Componente orizzontale del coefficiente di spinta passiva;  
 $C_{ov}$  = Coefficiente funzione della densità della sabbia;  
 $F$  = Coefficiente di resistenza attritiva funzione della densità della sabbia;  
 $Q_u$  = Capacità portante ultima.

*I parametri assunti per il calcolo sono riportati in*

Tabella 4.18. Secondo questa teoria si ottiene un valore di capacità portante ultima pari a **0,428 kN**, l'86% superiore rispetto alla teoria di Teng (1962), ma comunque inferiore del 50% rispetto al valore sperimentale di 0,858 kN.

### 4.5.3 Calcolo secondo la teoria di Meyerhof (1973)

Un'evoluzione del metodo di Ovesen & Stromann (1972) consiste nel considerare i coefficienti di spinta attiva e passiva proposti da Caquot e Kerisel (1949) e da Sokolovskii (1965), introdotti con un unico coefficiente di pull-out  $K_b$  tabulato (Figura 4.81) in funzione dell'angolo di attrito del terreno (Meyerhof, 1973). Nel calcolo della capacità portante ultima  $Q_u$  della piastra vengono incorporate le stesse formule proposte da Ovesen & Stromann (1972) per tenere conto della forma della piastra e della densità della sabbia.

I parametri assunti per il calcolo sono riportati in Tabella 4.19. Secondo questa teoria si ottiene un valore di capacità portante ultima pari a **0,370 kN**, ancora inferiore del 57% rispetto al valore sperimentale di 0,858 kN.

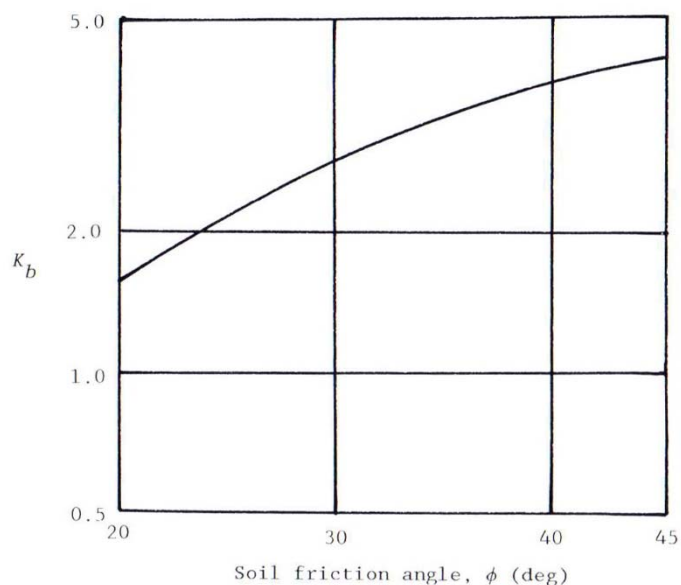


Figura 4.81. Coefficiente di pull-out  $K_b$  in funzione dell'angolo di attrito del terreno (Meyerhof, 1973).

Tabella 4.19. Calcolo della capacità portante ultima secondo la teoria di Meyerhof (1973).

$\varphi$	$\gamma$	$K_b$	$C_{ov}$	F	$Q_u$
[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[kN]
43	16	4,8	19	0,42	<b>0,370</b>

Note.  
 $\varphi$  = Angolo di attrito del terreno.  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno;  
 $K_b$  = Coefficiente di pull-out, funzione dell'angolo di attrito del terreno;  
 $C_{ov}$  = Coefficiente funzione della densità della sabbia;  
F = Coefficiente di resistenza attritiva funzione della densità della sabbia;  
 $Q_u$  = Capacità portante ultima.

#### 4.5.4 Calcolo secondo la teoria di Neely et al. (1973)

Un metodo ancora alternativo assume valida la cosiddetta “*Stress characteristics analysis*” (Sokolovskii, 1965). Lo studio teorico consiste nello sviluppo del cosiddetto coefficiente di forza  $M_{\gamma q}$  (Neely, et al., 1973) con due metodi fondamentali:

1. Metodo del sovraccarico (o “*Surcharge method*”): si assume che il terreno posto al di sopra dell'ancoraggio possa essere considerato come un semplice sovraccarico; la superficie di rottura è descritta da un arco di spirale logaritmica (AC) e da un tratto rettilineo (CD), con una zona passiva alla Rankine (Figura 4.82a).
2. Metodo della superficie libera equivalente (o “*Equivalent Free Surface method*”): si assume una superficie di rottura completamente descritta da un arco di spirale logaritmica; il terreno posto di sopra dell'ancoraggio non è più trattato come sovraccarico, ma viene schematizzato con tratto rettilineo (OD), la cosiddetta “superficie libera equivalente”, lungo la quale si sviluppano tensioni di taglio funzione di un fattore di mobilitazione  $m$ , variabile da 0 a 1:

$$\tau = m\sigma \tan \varphi$$

dove  $\sigma$  è la tensione efficace del terreno e  $\varphi$  l'angolo di attrito. Se  $m$  è minore di 1, il meccanismo di rottura include una zona di taglio mista nella quale la resistenza a taglio del terreno viene mobilitata completamente (Figura 4.82b). La legge che regola il meccanismo di rottura è data da:

$$\frac{H}{h} = 1 + \frac{\sin \alpha \cdot \cos \varphi e^{\theta \tan \varphi}}{\cos(\varphi + \eta)}$$



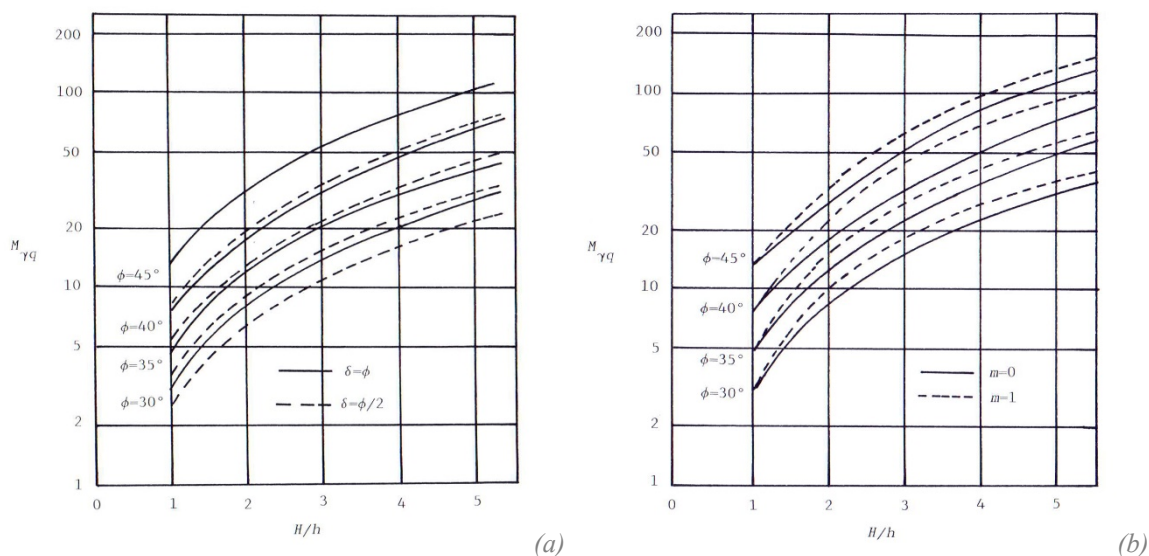


Figura 4.83. Variazione di  $M_{\gamma q}$  in funzione di  $H/h$ : metodo del sovraccarico (a) e metodo della superficie libera equivalente (b) (Neely, et al., 1973).

La capacità portante ultima è quindi fornita in entrambi i casi dalla seguente relazione:

$$Q_u = \gamma B h^2 [M_{\gamma q(\text{strip})}] s_f$$

dove  $M_{\gamma q}$  viene calcolato in modo diverso in funzione del metodo considerato. Il fattore  $s_f$  è stato determinato per ancoraggi a piastra rettangolare attraverso test di laboratorio (Neely, et al., 1973) nella forma:

$$s_f = \frac{\left(\frac{Q_u}{B}\right)_{\text{rectangular}}}{Q'_{u(\text{strip})}}$$

La variazione del fattore di forma in funzione dei rapporti  $H/h$  e  $B/h$ , così come definito nella precedente equazione, è riportata in Figura 4.84a. In ogni caso si assume che un ancoraggio con  $B/h \geq 5$  si possa considerare equivalente a un ancoraggio con piastra di lunghezza indefinita.

I parametri assunti per il calcolo sono riportati in Tabella 4.20. Si è eseguito il calcolo per il metodo della superficie libera equivalente variando  $m$  tra 0 e 1, e per il metodo del sovraccarico variando il rapporto  $\delta/\phi$  tra 0,5 e 1. Secondo il primo metodo si ottiene un

valore di capacità portante ultima compreso tra **0,734 kN** e **0,843 kN**, e con il secondo metodo un valore compreso tra **0,49 kN** e **1,034 kN**. In questo caso i valori teorici si avvicinano con ottima precisione al valore sperimentale di 0,858 kN.

Tabella 4.20. Calcolo della capacità portante ultima secondo la teoria di Neely et al. (1973).

Teoria di riferimento	$\varphi$	$\gamma$	$M_{\gamma q}$	$s_f$	$\delta$	$Q_u$
	[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[°]	[kN]
Equivalent free surface solution, $m=1$	43	16	31	1,7	-	<b>0,843</b>
Equivalent free surface solution, $m=0$	43	16	27	1,7	-	<b>0,734</b>
Surcharge method, $\delta=\varphi$	43	16	38	1,7	43	<b>1,034</b>
Surcharge method, $\delta=\varphi/2$	43	16	18	1,7	21,5	<b>0,490</b>

Note.  
 $\varphi$  = Angolo di attrito del terreno.  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno;  
 $M_{\gamma q}$  = Coefficiente di forza adimensionale;  
 $s_f$  = Fattore di forma;  
 $\delta$  = Angolo di attrito all'interfaccia piastra-terreno;  
 $Q_u$  = Capacità portante ultima.

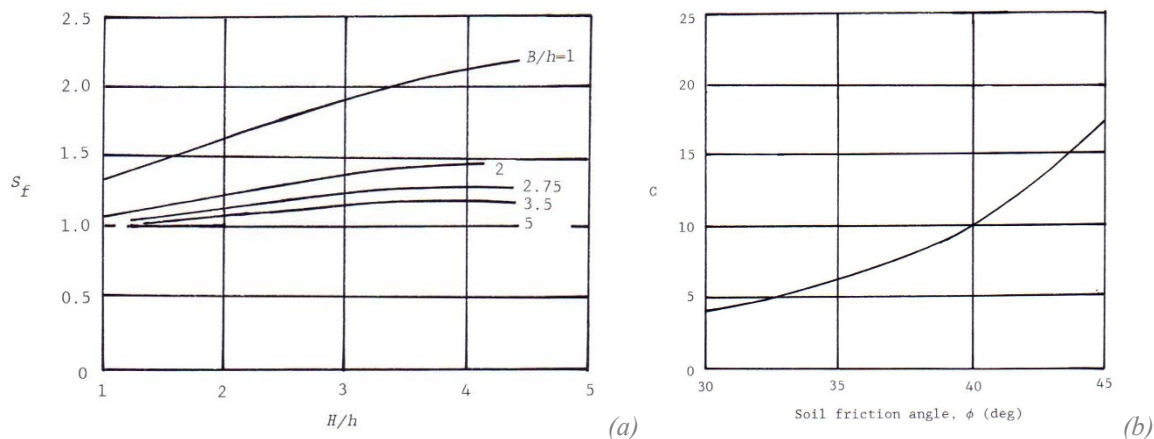


Figura 4.84. Variazione del fattore di forma  $s_f$  in funzione del rapporto  $H/h$  (a) (Neely, et al., 1973) e del coefficiente  $C$  in funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\varphi$  (Das, 1975).

### 4.5.5 Calcolo secondo la teoria di Das (1975)

Un'ultima teoria (Das, 1975) modifica il metodo della superficie libera equivalente di Neely et al. (1973) esprimendo la capacità portante ultima di ancoraggi a piastra quadrata (con  $b=h$ ) secondo l'espressione:

$$Q_u = C\gamma \left(\frac{H}{h}\right)^n h^3$$

dove  $C$  è una funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\varphi$ , mentre  $n$  è funzione del fattore di mobilitazione  $m$ . Il fattore  $C$  viene fornito in tabulato (Figura 4.84b), mentre per  $n$  si assume un valore pari a 1,7 per  $m=0$ , e di 1,9 per  $m=1$ .

I parametri assunti per il calcolo sono riportati in Tabella 4.21. Si è eseguito il calcolo variando  $n$  tra 1,7 e 1,9. Nel primo caso si ottiene un valore di capacità portante ultima di **0,791 kN**, nel secondo caso di **0,917 kN**, con un valore medio di **0,852 kN**, praticamente coincidente con il valore sperimentale di 0,858 kN (errore dello 0,003%).

Tabella 4.21. Calcolo della capacità portante ultima secondo la teoria di Das (1975).

Teoria di riferimento	$\varphi$	$\gamma$	$C$	$n$	$Q_u$
	[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[kN]
Equivalent free surface solution, $m=1$	43	16	14	1,7	<b>0,791</b>
Equivalent free surface solution, $m=0$	43	16	14	1,9	<b>0,917</b>

*Note.*  
 $\varphi$  = Angolo di attrito del terreno.  
 $\gamma$  = Peso specifico del terreno;  
 $C$  = Coefficiente funzione dell'angolo di attrito del terreno;  
 $n$  = Coefficiente funzione del fattore di mobilitazione  $m$ ;  
 $Q_u$  = Capacità portante ultima.

#### 4.5.6 Confronto tra i risultati teorici e sperimentali

Nel grafico di Figura 4.85 viene riportato un confronto tra i valori di capacità portante ultima calcolati con tutti i metodi fin qui presentati. Appare evidente come il metodo che descrive  $Q_u$  nel modo più aderente al dato sperimentale sia la teoria di Das (1975), che assume un meccanismo di rottura con superficie libera equivalente modificando le espressioni di Neely et al. (1973) per piastra quadrata introducendo i fattori  $C$  e  $n$ .

Non essendo stati reperiti in letteratura risultati teorici né sperimentali per ancoraggi a piastra con geometria conica o tronco-conica, si propone anzitutto un confronto tra i risultati teorici di Das (1975) validi per ancoraggi a piastra quadrata verticale e i risultati sperimentali ottenuti con le piastre di diversa geometria.



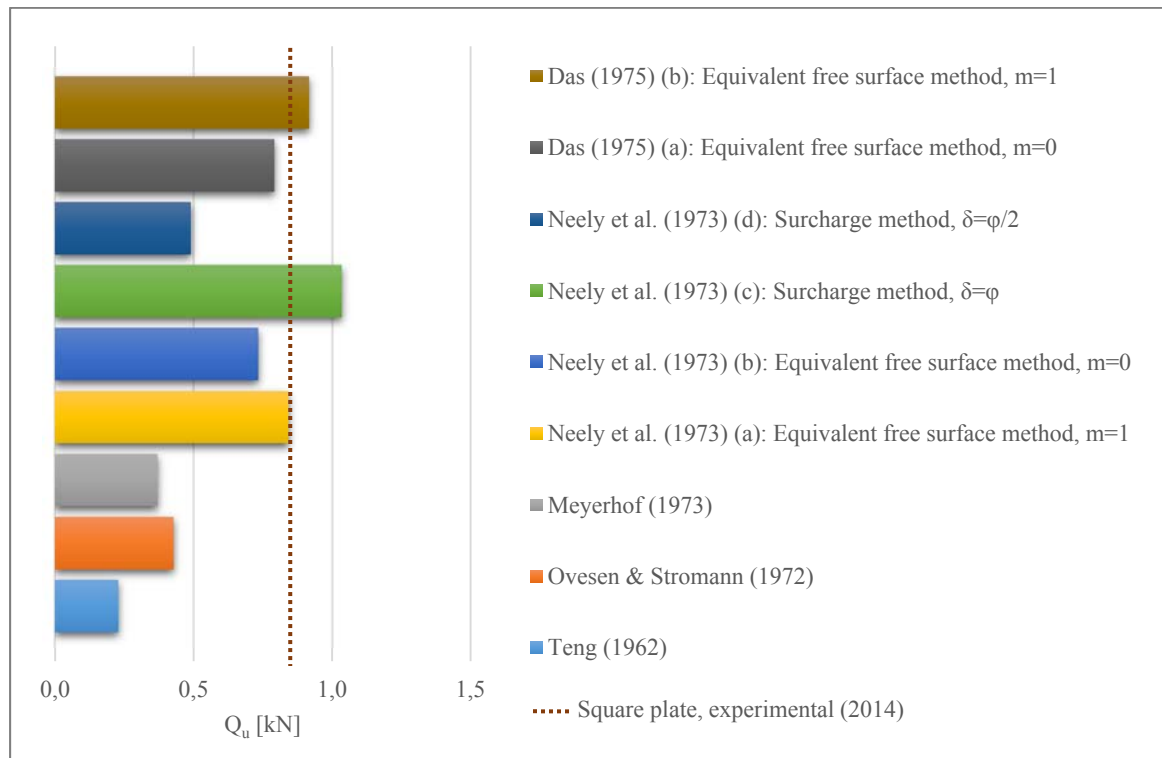


Figura 4.85. Capacità portante ultima per piastra quadrata: confronto tra dato sperimentale e modelli teorici.

A questo scopo si introduce un fattore adimensionale denominato “*breakout factor*” descritto dalla seguente espressione:

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma AH}$$

dove  $Q_u$  è la capacità portante ultima della piastra,  $\gamma$  il peso di volume del terreno,  $A$  la superficie d’impronta (area di base) della piastra, e  $H$  la profondità di immersione media della piastra all’interno del terreno.  $F_q$  permette così un raffronto in termini adimensionali tra le capacità portanti ottenute con le varie geometrie.

Si è osservato come il meccanismo di rottura più aderente ai dati sperimentali descriva la superficie di rottura con un arco di spirale logaritmica. Assumendo valida tale ipotesi anche per geometrie differenti dalla quadrata, dalle analisi PIV dei campi di spostamento si riscontra qualitativamente lo stesso meccanismo di rottura, ma con un volume di terreno mobilitato diverso in funzione della geometria della piastra. Tale

diversificazione è determinata dalla specifica geometria delle piastre flottanti, e può essere descritta introducendo degli specifici fattori di geometria  $F_g$ , calcolati come rapporto tra il *breakout factor* sperimentale della piastra di geometria considerata  $F_{q,i}$  e l'omologo fattore per la piastra quadrata  $F_{q,square}$ :

$$F_g = \frac{F_{q,i}}{F_{q,square}}$$

L'espressione della capacità portante ultima di Das (1975) valida per ancoraggi a piastra quadrata può essere così estesa a piastre di diversa geometria moltiplicando la precedente equazione per il fattore di geometria  $F_g$ :

$$Q_u^* = CF_g \gamma \left( \frac{H}{h} \right)^n h^3$$

I valori di  $F_q$  e  $F_g$  ricavati dai dati sperimentali sono riportati in Tabella 4.22 in funzione del tipo di piastra.

Tabella 4.22. Breakout factor e fattori di geometria sperimentali in funzione del tipo di piastra.

Tipo di piastra	Q <sub>u</sub>	Area	F <sub>q</sub>	F <sub>g</sub>
	[kN]	[m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
Quadrata sottile	0,858	0,010	25,536	1,00
Tronco di cono	0,795	0,008	30,111	1,18
Cono corto	0,739	0,008	28,009	1,10
Cono lungo	0,738	0,008	27,948	1,09

Note.  
 $Q_u, Q_r$  = Capacità portante ultima e residua;  
 $F_q$  = Plate breakout factor;  
 $F_g$  = Fattore di geometria.

## 4.6 Stima sperimentale dei volumi di terreno mobilitati

Dalle osservazioni presentate nei paragrafi precedenti, il volume di terreno che viene mobilitato durante l'estrazione appare influenzato in modo determinante dalla geometria delle piastre flottanti. In generale si è visto come la superficie di rottura sia ben approssimata da un primo arco di spirale logaritmica e da un secondo tratto rettilineo. Assumendo valida tale ipotesi, con tecnica PIV si sono analizzati gli spostamenti totali cumulati fino alla condizione di rottura del terreno antistante la piastra flottante al variare della geometria della piastra stessa e si è tracciata la superficie di rottura. Si può osservare come la geometria determini variazioni sia nella profondità della superficie, sia nella sua estensione longitudinale (Figura 4.86). L'inclinazione del tratto rettilineo è compresa tra  $62^\circ$  e  $67^\circ$  dall'orizzontale.

Per ogni geometria si può quindi calcolare l'area di terreno mobilitata  $A_{mu}$  a partire dalla condizione iniziale fino alla rottura ( $q_u$ ) considerando una sezione longitudinale passante per il piano medio della piastra (il pedice  $u$  indica la condizione di rottura). Dal confronto delle aree mobilitate (Figura 4.87), la piastra quadrata sottile appare mobilitare un volume maggiore in valore assoluto, seguita dalla piastra conica lunga.

Per una valutazione più efficace appare opportuno introdurre uno specifico *fattore di mobilitazione ultima* adimensionale  $F_{mu}$ , definito come rapporto tra l'area mobilitata in condizioni di rottura e l'impronta di base  $A_b$  della piastra flottante:

$$F_{mu} = \frac{A_{mu}}{A_b}$$

Il valore di  $F_{mu}$  fornisce un'indicazione sull'influenza della geometria della piastra flottante sull'entità del volume di terreno mobilitato sul fronte di spinta.

Si introduce inoltre l'*ultimate mobilization ratio*  $r_{mu}$  definito come rapporto tra il valore di  $F_{mu}$  di una specifica geometria con l'omologo valore ottenuto per una piastra quadrata sottile:

$$r_{mu} = \frac{F_{mu,i}}{F_{mu,square}}$$

Il valore di  $r_{mu}$  fornisce un'indicazione sulla variazione del volume mobilitato da una specifica geometria rispetto alla piastra quadrata sottile.

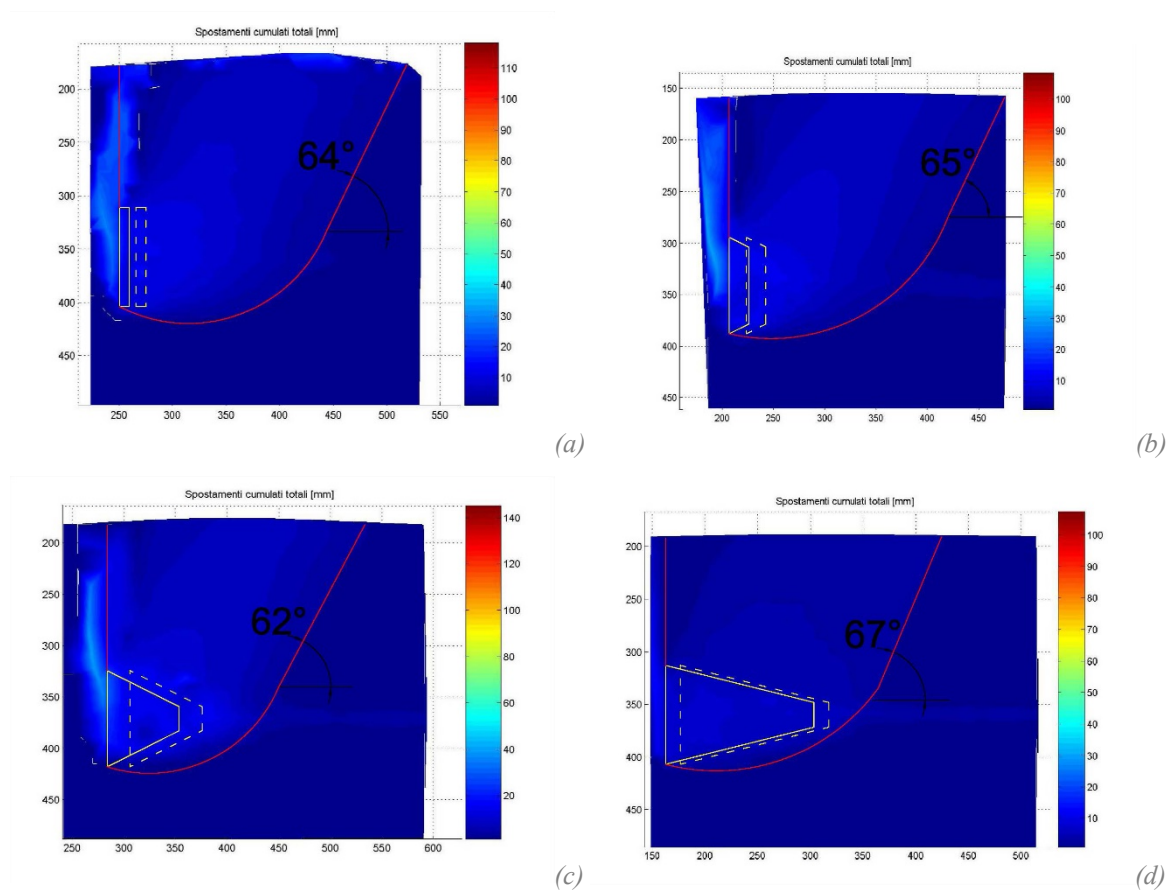


Figura 4.86. Stima dei volumi mobilitati in condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ): piastra quadrata sottile (a), piastra tronco-conica (b), piastra conica corta (c) e piastra conica lunga (d).

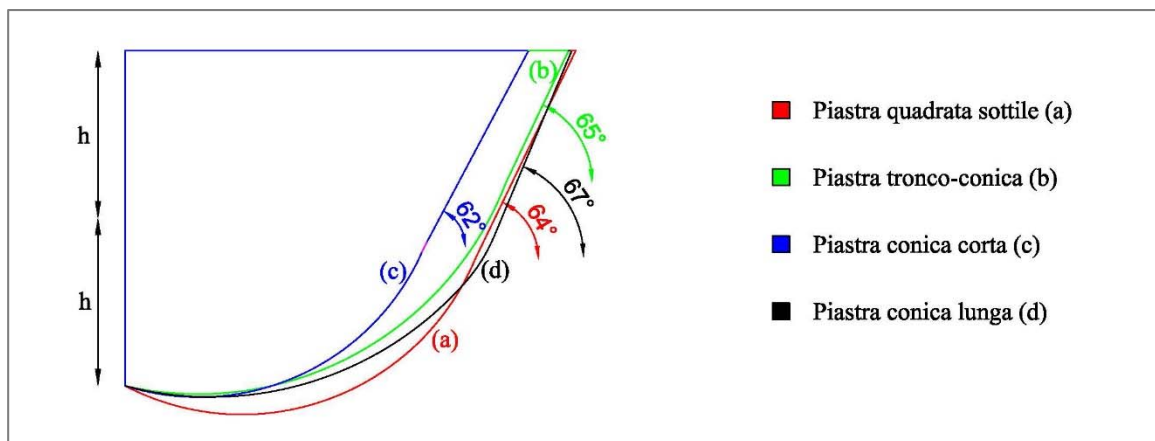


Figura 4.87. Confronto dei volumi mobilitati in condizione di rottura (capacità portante ultima  $q_u$ ).

Il volume di terreno mobilitato sul fronte di spinta ha forma complessa e difficilmente descrivibile dal punto di vista teorico. In prima approssimazione si ipotizza quindi che l'area mobilitata sul fronte di spinta sia direttamente proporzionale all'intero volume, e che le osservazioni sulle aree valgano in modo analogo anche per i volumi. Il confronto dei *fattori di mobilitazione ultima* e degli *ultimate mobilization ratio* sperimentali (Tabella 4.23) permette di affermare che a parità di impronta di base della piastra flottante, la geometria conica lunga mobilita un'area di terreno maggiore del 23% rispetto alla piastra quadrata. Seguono quindi la piastra tronco-conica e la conica corta, con incrementi rispettivamente del 17% e del 5% rispetto alla quadrata.

Si eseguono infine alcune valutazioni anche sui volumi di terreno mobilitati in condizioni residue di post-picco. In fase di estrazione il terreno si sposta nella direzione della spinta e verso l'alto, formando in superficie un volume di riporto ben visibile dalle foto del modello riprese dall'alto (Figura 4.88). In particolare si assume quale elemento determinante l'estensione longitudinale massima  $L_{mr}$  del volume mobilitato al termine della corsa di estrazione.

Come per la condizione di rottura, si introduce uno specifico *fattore di mobilitazione residua* adimensionale  $F_{mr}$ , definito come rapporto tra  $L_{mr}$  e la dimensione equivalente dell'impronta di base  $L_b$  della piastra flottante, definita come rapporto tra l'area di base e l'altezza della piastra flottante:

$$F_{mr} = \frac{L_{mr}}{L_b}$$

Il valore di  $F_{mr}$  fornisce un'indicazione sull'influenza della geometria della piastra flottante sull'entità dell'intero volume di terreno mobilitato durante l'estrazione nella fase di post-rottura.

Nello stesso modo, si introduce il *residual mobilization ratio*  $r_{mr}$  definito come rapporto tra il valore di  $F_{mr}$  di una specifica geometria con l'omologo valore ottenuto per una piastra quadrata sottile:

$$r_{mr} = \frac{F_{mr,i}}{F_{mr,square}}$$

Il valore di  $r_{mr}$  fornisce un'indicazione sulla variazione del volume mobilitato da una specifica geometria rispetto alla piastra quadrata sottile in fase di post-rottura.

Come in precedenza, si assume in prima approssimazione che le variazioni della lunghezza  $L_{mr}$  siano direttamente proporzionali a variazioni dell'intero volume mobilitato, e che le osservazioni sulle lunghezze valgano in modo analogo anche per i volumi. Dal confronto dei *fattori di mobilitazione residua* e dei *residual mobilization ratio* sperimentali (Tabella 4.23) si osserva che la piastra conica lunga mobilita a fine corsa un volume maggiore dell'86% rispetto alla piastra quadrata sottile. Seguono la piastra conica corta e la tronco-conica, con incrementi rispettivamente del 32% e del 27% rispetto alla piastra quadrata sottile.

Questo conferma le osservazioni riportate nei paragrafi precedenti. Dall'analisi dei dati registrati dalle celle di carico poste sul fondo del modello si può osservare in particolare un netto incremento delle tensioni di compressione sul fondo ottenute con piastra conica lunga rispetto a tutte le altre (+49,2% rispetto alla fase statica iniziale), incremento ottenuto inoltre su un'area di fondo molto estesa. Appare tuttavia interessante anche la geometria tronco-conica, che con un volume di piastra molto inferiore al cono lungo e quasi equivalente alla piastra quadrata sottile incrementa nettamente il volume mobilitato rispetto a quest'ultima (+17% a rottura, +27% in condizioni residue).

Tabella 4.23. Volumi di terreno mobilitati e fattori di mobilitazione sperimentali.

Tipo di piastra	Impronta di base	$A_{mu}$	$F_{mu}$	$r_{mu}$	$L_{mr}$	$F_{mr}$	$r_{mr}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]
Quadrata sottile	0,010	0,045	4,51	1,00	0,26	2,60	1,00
Tronco di cono	0,008	0,042	5,30	1,17	0,26	3,31	1,27
Cono corto	0,008	0,037	4,72	1,05	0,27	3,44	1,32
Cono lungo	0,008	0,043	5,53	1,23	0,38	4,84	1,86

*Note.*  
 $A_{mu}$  = Area di terreno mobilitata sul fronte della piastra flottante (sezione centrale longitudinale) in condizioni di rottura;  
 $F_{mu}$ ,  $F_{mr}$  = Fattore di mobilitazione in condizioni di rottura e a fine corsa;  
 $r_{mu}$ ,  $r_{mr}$  = Rapporto di mobilitazione rispetto alla piastra quadrata sottile in condizioni di rottura e a fine corsa;  
 $L_{mr}$  = Estensione longitudinale del volume mobilitato in superficie a fine corsa.

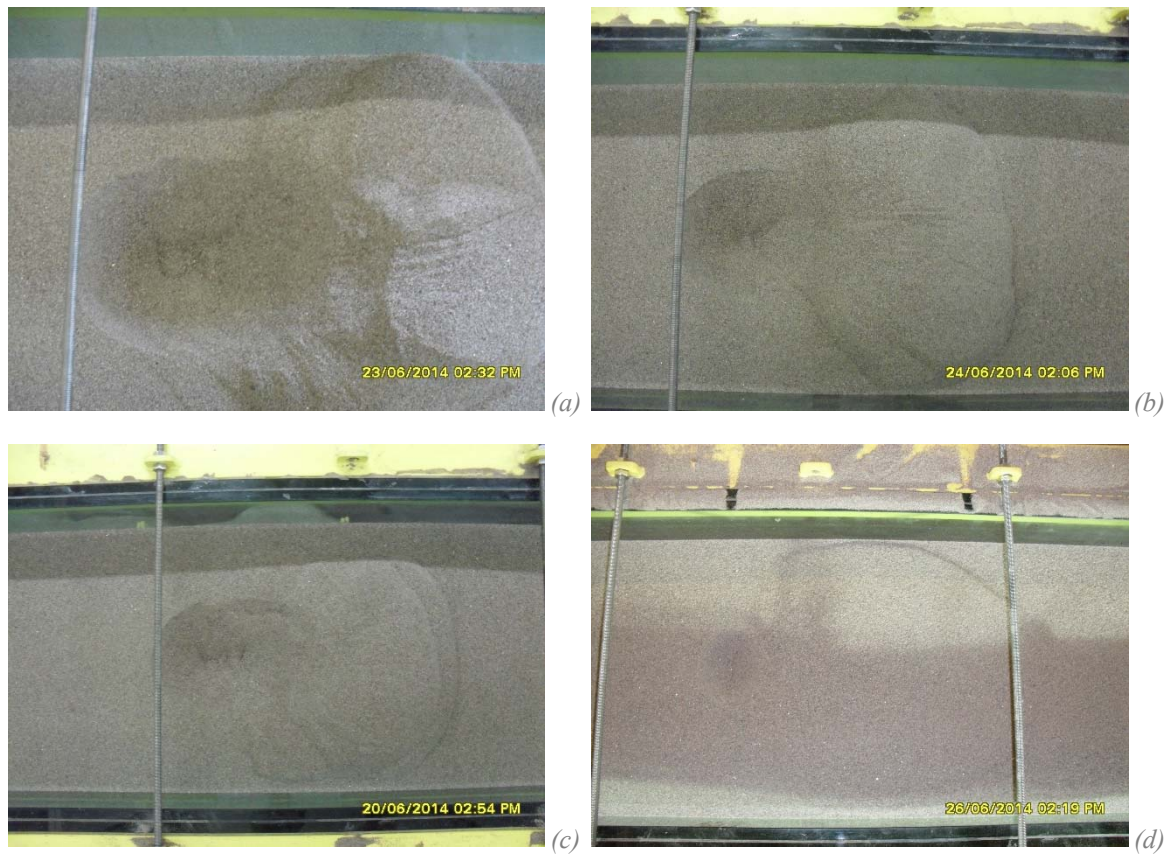


Figura 4.88. Riporto di terreno in superficie a fine prova (modalità B): piastra quadrata sottile (a), piastra tronco-conica (b), piastra conica corta (c) e piastra conica lunga (d).





## **5 ANALISI NUMERICA DEL COMPORTAMENTO DELLE PIASTRE FLOTTANTI**

In questo capitolo si presentano i risultati di uno studio numerico dell'interazione piastra-terreno, al fine di validare lo strumento numerico sulla base dei risultati delle prove sperimentali e poter meglio evidenziare l'influenza della piastra sul terreno.

Si è eseguita un'analisi agli Elementi Finiti (Finite Element Model, FEM) con un modello a geometria bidimensionale che riproduce il modello fisico presentato nel capitolo precedente. Gli obiettivi di questa analisi sono:

- 1) Validazione del modello sulla base dei risultati teorici e sperimentali delle prove di estrazione;
- 2) Stima dei volumi di terreno mobilitati da piastre flottanti di varia geometria e determinazione di specifici fattori di mobilitazione numerici;
- 3) Analisi della variazione delle tensioni di compressione sul fondo generate dal movimento delle piastre flottanti.

Di seguito si presentano il codice di calcolo utilizzato, le caratteristiche del modello numerico, il processo di calibrazione e i risultati delle analisi eseguite.

### **5.1 Software utilizzato**

Le analisi numeriche sono state condotte con il codice di calcolo Midas GTS NX 2014 rel. 2.1. Midas GTS NX è un software appositamente ideato per l'analisi della meccanica dei terreni con modellazione bidimensionale e tridimensionale avanzata agli Elementi Finiti, per stress analysis, interazione terreno struttura, scavi, stabilità dei pendii, analisi dinamiche e sismiche, moti di filtrazione transitori e stazionari, consolidamenti, cedimenti. Midas GTS NX è stato sviluppato da TNO-Diana, società di R&D del Gruppo

TNO di Delft, in collaborazione con la Delft University of Technology, università nota per la ricerca in ambito geotecnico ed idraulico e per la validazione di modelli e solutori.

Il software prevede l'utilizzo di materiali con caratteristiche elastoplastiche non lineari, seguendo passo passo gli incrementi di carico. Il software offre inoltre la possibilità di utilizzare simultaneamente agli elementi del terreno anche elementi di tipo strutturale, quali elementi Beam, Truss, Plane stress, Shell, Solid, etc., includendo una accurata gestione delle condizioni e combinazioni di carico e di vincolo. Svolge quindi una analisi simultanea terreno-struttura.

## 5.2 Caratteristiche del modello numerico

La geometria del modello fisico di laboratorio è stata riprodotta in ambiente FEM bidimensionale in scala 1:1. Il modello è costruito all'interno di un sistema di coordinate cartesiano (Figura 5.1), con asse longitudinale denominato X e asse verticale denominato Y. Il modello riproduce una sezione longitudinale del modello fisico ed è composto da un'area rettangolare di dimensioni 1,80x0,32 m, che rappresenta il terreno oggetto di studio. All'interno del terreno è individuata l'area che rappresenta la piastra flottante completamente immersa nella sabbia. Si sono creati 5 modelli, uno per ogni geometria della piastra: quadrata sottile, quadrata spessa, tronco-conica, conica corta e conica lunga.

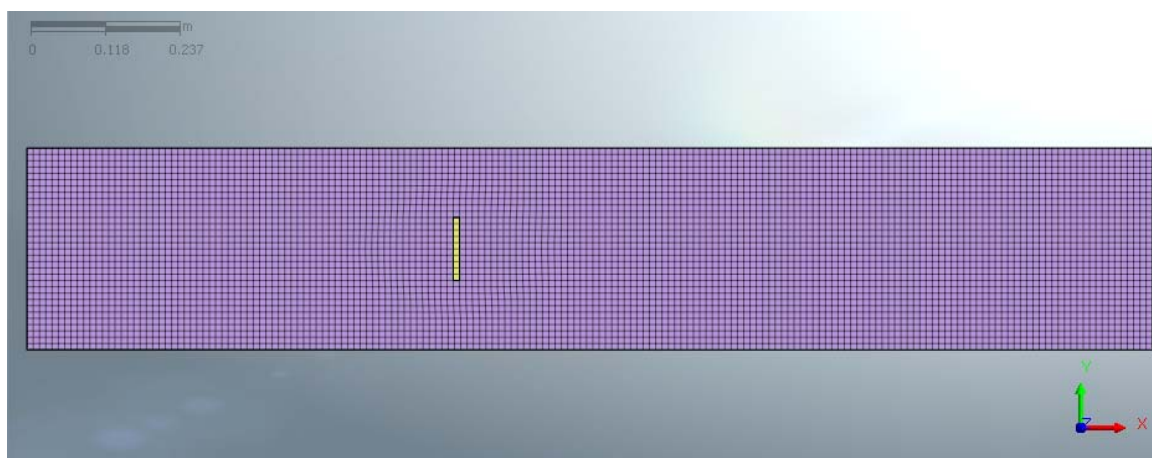


Figura 5.1. Geometria del modello (con piastra quadrata sottile).

Il dominio è stato suddiviso in elementi piani di tipo *Plane Strain* quadrangolari a 4 nodi con funzioni di forma lineari.

Per la definizione delle caratteristiche del terreno, si è fatto riferimento ai risultati delle prove di caratterizzazione meccanica precedentemente eseguite (prove di taglio diretto, prove triassiali, ecc.) (Gottardi, 1992), (Tonni, 2002). Si è considerato un modello costitutivo elastico isotropo di tipo Mohr-Coulomb (elastico-lineare, perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb), con le seguenti proprietà:

- Modulo elastico o di Young:  $E = 12 \text{ MPa (*)}$
- Rapporto di Poisson:  $\nu = 0,2$
- Peso di volume:  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$
- Coesione:  $c = 0,1 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito:  $\varphi = 35^\circ (*)$
- Angolo di dilatanza:  $\psi = 8^\circ (*)$
- Coefficiente di spinta a riposo:  $K_0 = 0,426$

*(\*) I valori del modulo elastico e degli angoli di attrito e dilatanza sono stati opportunamente calibrati sulla base dei test sperimentali presentati nel Capitolo 4. Il processo di calibrazione è presentato nel paragrafo 5.5.*

Per le piastre flottanti in alluminio si è utilizzato un modello costitutivo elastico lineare caratterizzato dai seguenti parametri meccanici:

- Modulo elastico di Young:  $E = 64000 \text{ MPa}$
- Rapporto di Poisson:  $\nu = 0,34$
- Peso di volume:  $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$

Il modello è stato quindi perfezionato con l'applicazione dei vincoli e dei carichi.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno (Figura 5.2), il dominio è stato vincolato in corrispondenza dei nodi di contorno nel modo seguente:

- Pareti verticali laterali: blocco degli spostamenti orizzontali nella sola direzione longitudinale X; rotazioni e spostamenti verticali liberi.

- Base: blocco degli spostamenti verticali e orizzontali nelle due direzioni cartesiane X e Y; rotazioni libere.

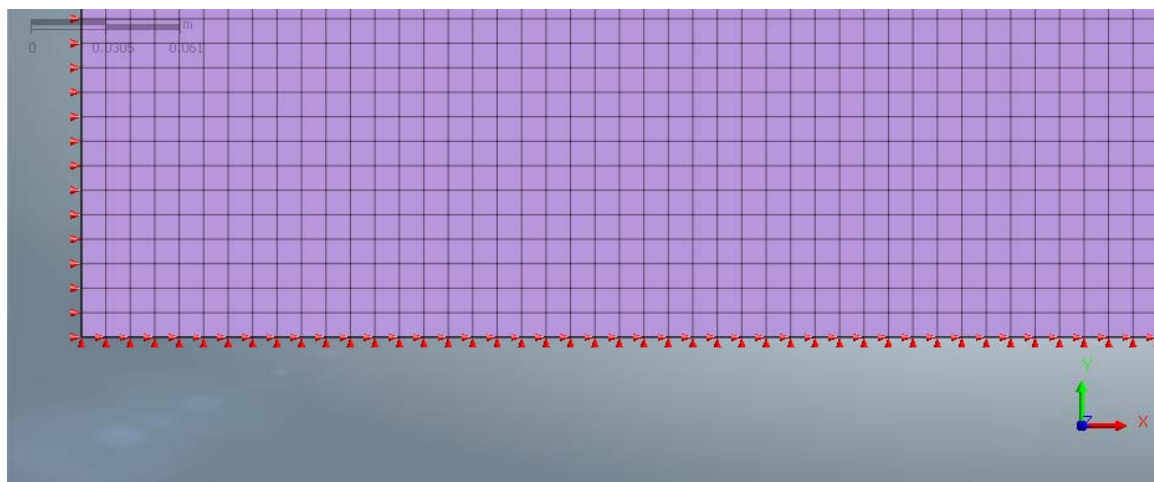


Figura 5.2. Vincoli: particolare dei vincoli sulle pareti verticali laterali e sul fondo.

### 5.3 Condizioni di carico

Ogni elemento del modello numerico è stato dotato di peso proprio, proporzionale all'accelerazione di gravità  $g$ , agente in direzione verticale. Si è quindi applicato uno spostamento imposto in direzione X uniformemente distribuito sui nodi delle piastre flottanti (Figura 5.3), incrementando lo spostamento in 4 step successivi, secondo lo schema per *Construction Stage* riportato in Tabella 5.1.

La procedura di prova è simulata in modo leggermente diverso da quanto avviene nella sperimentazione di laboratorio: nel modello fisico il carico è applicato imponendo al chiodo un'estrazione a velocità controllata pari a 10 mm/min, registrando con la cella di carico il valore di carico raggiunto. Nel modello numerico invece, non viene rappresentato il chiodo, e il carico è applicato imponendo gli spostamenti direttamente sulla piastra con 4 variazioni istantanee, che generano una compressione distribuita sul fronte di spinta e una decompressione a tergo della piastra.

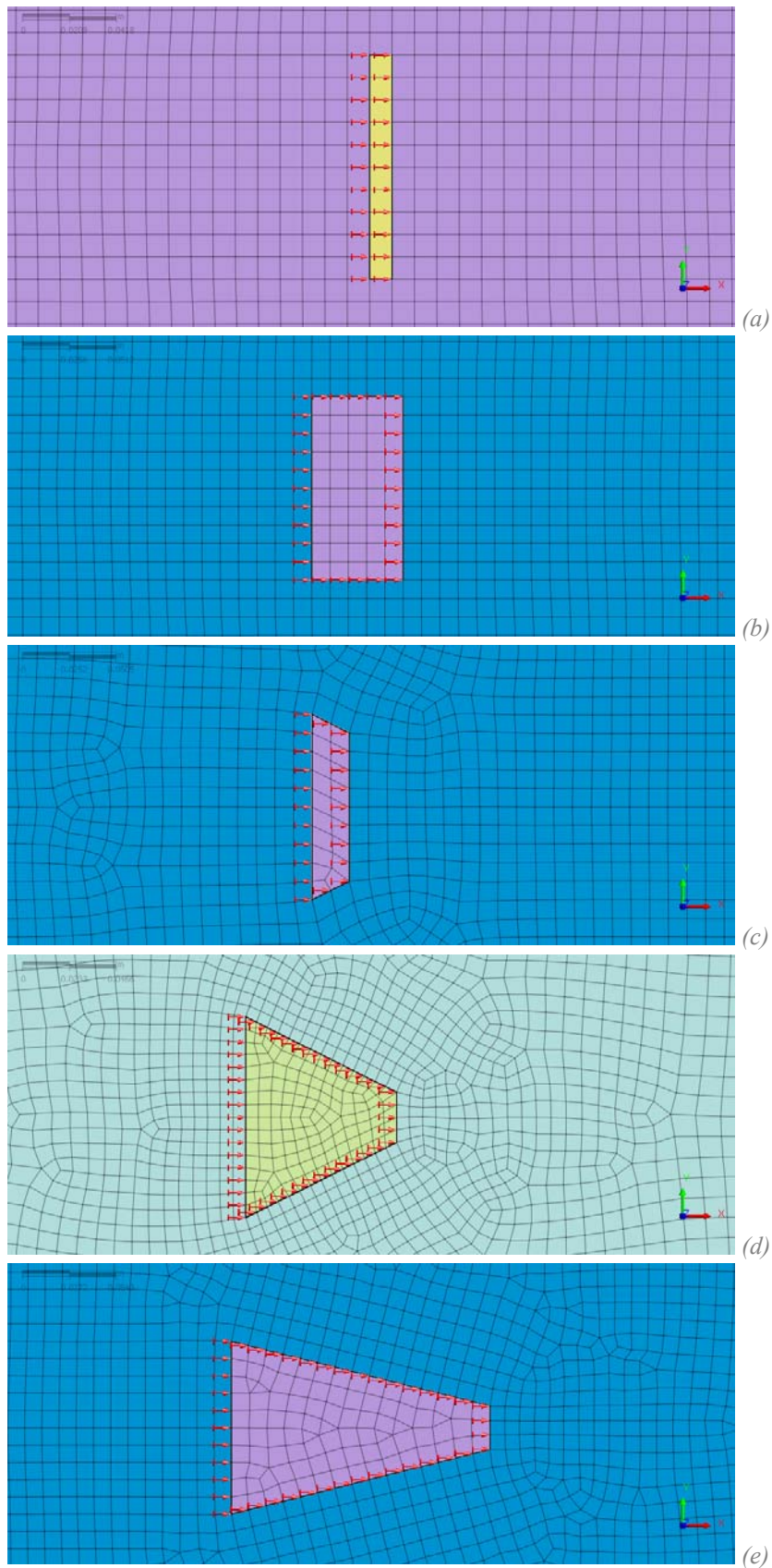


Figura 5.3. Definizione della mesh e degli spostamenti imposti: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), tronco-conica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).

Tabella 5.1. Definizione delle fasi di analisi.

#	Step	Descrizione
1	Inizializzazione	Attivazione degli elementi terreno e piastra Attivazione vincoli Attivazione peso proprio
2	Primo step di carico	Spostamento imposto di 0,5 mm
3	Secondo step di carico	Spostamento imposto di 1,0 mm
4	Terzo step di carico	Spostamento imposto di 1,5 mm
5	Quarto step di carico	Spostamento imposto di 2,0 mm

In ogni caso la diversa procedura di applicazione del carico non appare influenzare in modo sostanziale i risultati. Inoltre, l'imposizione del carico a scalini può comportare alcune difficoltà di convergenza della soluzione numerica, soprattutto per gli step in cui vi è una importante plasticizzazione. In questo caso il software suddivide automaticamente l'incremento di carico in più sotto-intervalli fino a raggiungere la convergenza.

## 5.4 Analisi

Tutte le analisi numeriche eseguite sono di tipo non lineare per Construction Stages. In questo modo le fasi della prova sperimentale (incremento dello spostamento impresso sulla piastra flottante) sono riprodotte in sequenza ottenendo una soluzione numerica per ogni fase impostata. Si è adottato il criterio di convergenza della *Force Norm*, che impone che la convergenza sia raggiunta qualora il *Force Norm ratio (FNr)*, definito come norma euclidea del vettore della forza non bilanciata  $\mathbf{g}$ :

$$FNr = \frac{\sqrt{\mathbf{g}_i^T \mathbf{g}_i}}{\sqrt{\mathbf{g}_0^T \mathbf{g}_0}}$$

scenda oltre un valore prefissato (Midas GTS NX, 2014). Il valore della norma *FNr* è stato scelto ragionevolmente pari a 0,01.



## 5.5 Validazione del modello FEM

In generale il confronto tra modello fisico e numerico permette di valutare la qualità dei dati sperimentali e, viceversa, la capacità del modello numerico di riprodurre la realtà fisica. In questo paragrafo viene presentato il processo di validazione del modello numerico, al fine di riprodurre al meglio le prove sperimentali eseguite e di estendere il modello stesso a successive valutazioni.

Il Metodo degli Elementi Finiti (Zienkiewicz, 1971), ormai diffusamente utilizzato anche in ambito geotecnico, presenta tra i suoi maggiori vantaggi la flessibilità nel tener conto della disomogeneità dei materiali e della loro anisotropia, di condizioni al contorno anche complesse e di problemi dinamici (Cesari, 1997). La precisione del calcolo dipende soprattutto dalla mesh utilizzata e in particolare dalla dimensione degli elementi finiti di cui è composta. L'errore numerico è infatti legato alla distanza tra i nodi: più la mesh è fitta, maggiore è la precisione dei risultati.

Essendo però un metodo al continuo, il FEM ha tra i suoi principali svantaggi quello di non riuscire a rappresentare il comportamento tenso-deformativo in fase di rottura, in quanto non ammette la separazione reciproca tra gli elementi. Negli anni sono stati introdotti specifici *joint elements* che consentono movimenti relativi tra elementi adiacenti (Goodman, et al., 1968) fino al loro completo distacco per modellare la frattura (Zienkiewicz, et al., 1970). Gli elementi di tipo “*Interface*” sono implementati anche all'interno del codice di calcolo Midas GTS NX utilizzato in questo lavoro (Figura 5.4).

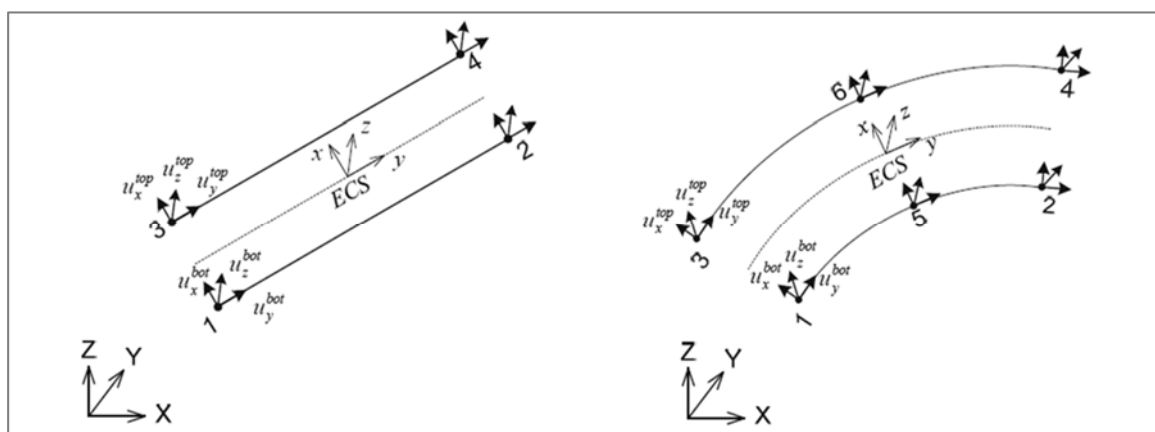


Figura 5.4. Line interface elements (Midas GTS NX, 2014).

Nonostante i miglioramenti dati dall’introduzione di elementi di interfaccia, l’analisi FEM del meccanismo di frattura resta ancora estremamente problematica. Ciò si evince anche dall’analisi di calibrazione qui presentata.

Al fine della validazione numerica si è considerato il caso di piastra quadrata sottile, riproducendo con una modellazione FEM bidimensionale la sezione longitudinale centrale del modello fisico in scala reale 1:1. Sono stati fatti variare il modulo elastico  $E$  e l’angolo di attrito  $\varphi$ . Per confrontare i risultati numerici e sperimentali si è operato nel modo seguente:

- 1) Sulla base dei dati sperimentali presentati nel Capitolo 4, si assume valida la curva Forza-Spostamento basata sulla relazione espressa in forma adimensionale (Das & Seely, 1975):

$$\frac{Q}{Q_u} = \frac{\frac{\Delta}{\Delta_u}}{0,15 + 0,85 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)}$$

dove  $\Delta$  rappresenta lo spostamento in corrispondenza del carico  $Q$ . Il pedice  $u$  indica la condizione di rottura (“*ultimate*”). La relazione, ottenuta da test di laboratorio (Neely, et al., 1973), è valida per ancoraggi a piastra verticale con rapporti  $B/h$  e  $H/h$  compresi entrambi tra 1 e 5.

- 2) La curva riportata nel punto 1 è stata opportunamente calibrata sui risultati sperimentali ottenuti per piastra quadrata sottile e riportati nel Capitolo 4 (modalità B, prove in posizione centrale). La relazione così ottenuta è riportata in Figura 5.5 (*Theoretical*).
- 3) Si sono eseguite alcune simulazioni numeriche variando il modulo elastico  $E$  del terreno tra 2 e 80 MPa e l’angolo di attrito di picco  $\varphi$  (comprensivo della dilatanza  $\psi$ ) tra 40 e 45°.

Si osserva che per piccole deformazioni (fino a uno spostamento imposto di 0,5 mm) il modello numerico così calibrato riesce a rappresentare in modo ottimale i risultati teorici e sperimentali (Figura 5.5). Si è optato per un modulo elastico  $E$  di 12 MPa e per un angolo di attrito di picco  $\varphi$  di 42°, in accordo con i valori determinati attraverso le prove di laboratorio sulla sabbia.

In corrispondenza di deformazioni maggiori (da 1 mm in su) si evidenzia uno scostamento dovuto all’inizio della fase di plasticizzazione del terreno sul fronte e a tergo della piastra. La Figura 5.6 indica infatti come già con uno spostamento di 1 mm si raggiunga la plasticizzazione del terreno con la formazione di bande di taglio e zone di compressione ed estensione, molto simili a quanto osservato nel modello fisico. Non si rende possibile quindi l’analisi numerica del comportamento a rottura né post-rottura, ma si considera pertanto da ora in avanti la sola fase di trasmissione iniziale del carico.

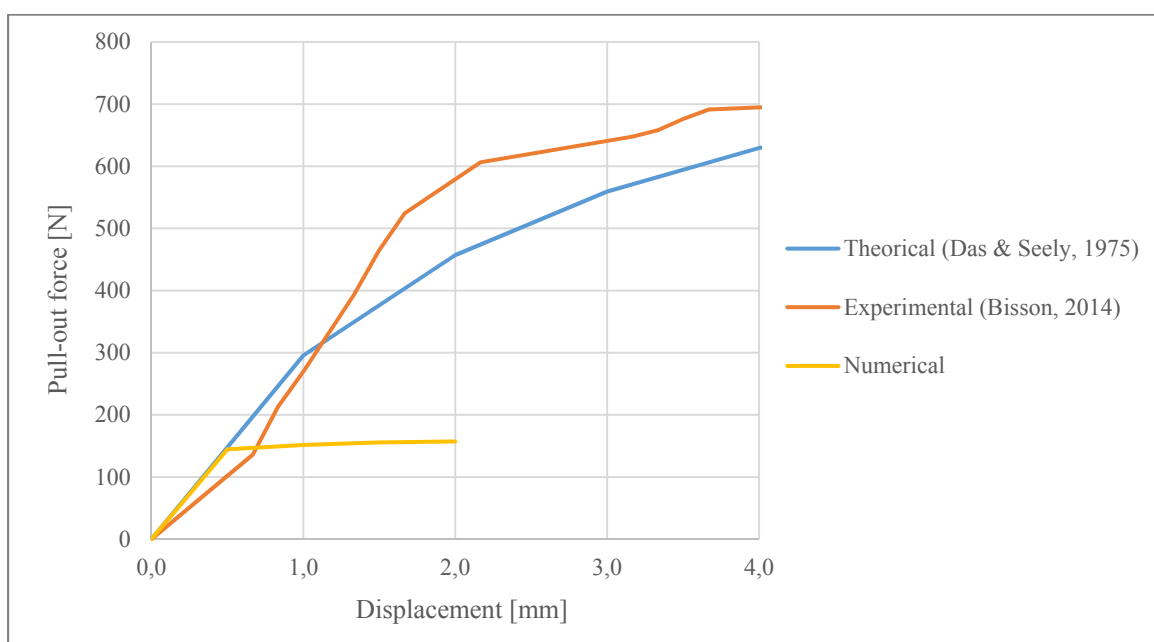


Figura 5.5. Calibrazione del modello numerico e confronto con i dati teorici e sperimentali.

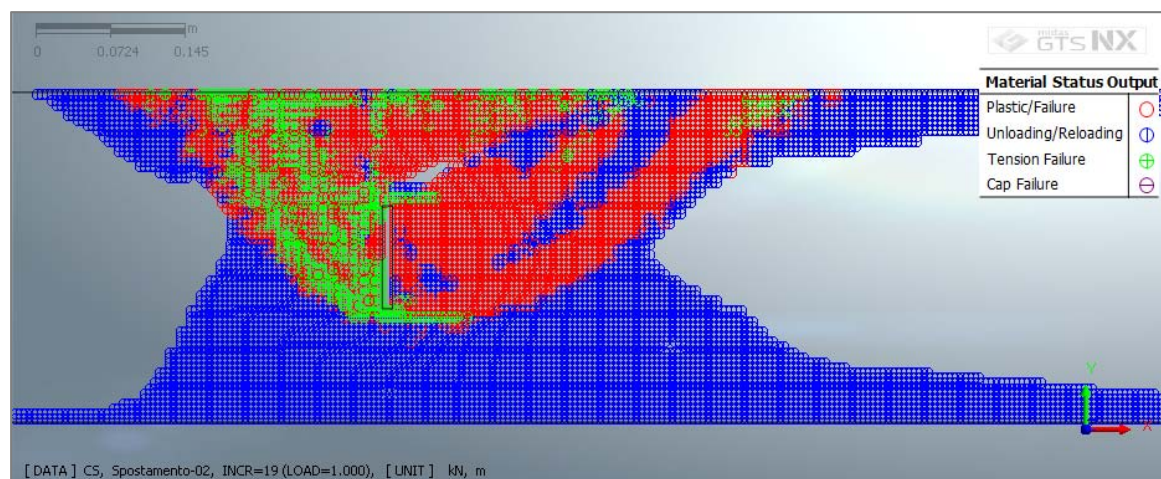


Figura 5.6. Stato di plasticizzazione del terreno per uno spostamento imposto  $DX=1$  mm.

## 5.6 Stima numerica dei volumi di terreno mobilitati

Dalle osservazioni presentate nel Capitolo 4, nel quale si è analizzata con tecnica PIV l'area di terreno mobilitata in condizioni di rottura ( $q_u$ ), il volume di terreno che viene mobilitato durante l'estrazione della piastra appare influenzato in modo determinante dalla geometria della piastra stessa. In questo paragrafo si presentano i risultati della stessa stima eseguita per via numerica in funzione della geometria della piastra flottante. Non essendo possibile analizzare la condizione di rottura effettiva, nello studio si considera la condizione più gravosa che è stato possibile riprodurre numericamente (spostamento imposto di 2 mm, step 5), oltre la quale il modello non è più in grado di convergere.

Per eseguire il confronto si introduce anche in questo caso un *fattore di mobilitazione ultima* adimensionale  $F_{mu(FEM)}$ , definito come rapporto tra l'area mobilitata in condizioni di rottura e l'impronta di base  $A_b$  della piastra flottante:

$$F_{mu(FEM)} = \frac{A_{mu(FEM)}}{A_b}$$

Si assume quale area mobilitata  $A_{mu(FEM)}$  l'insieme dei punti che subiscono uno spostamento totale minimo di 1 mm. Dal punto di vista operativo, tali aree sono state isolate tramite una opportuna modifica delle scale di colore e ne è stata calcolata l'area in ambiente Cad. Il valore di  $F_{mu}$  fornisce un'indicazione sull'influenza della geometria della piastra flottante sull'entità del volume di terreno mobilitato sul fronte di spinta.

Si introduce inoltre l'*ultimate mobilization ratio*  $r_{mu}$  definito come rapporto tra il valore di  $F_{mu(FEM)}$  di una specifica geometria con l'omologo valore ottenuto per la piastra quadrata sottile:

$$r_{mu} = \frac{F_{mu(FEM),i}}{F_{mu(FEM),square}}$$

Il valore di  $r_{mu(FEM)}$  fornisce un'indicazione sulla variazione del volume mobilitato da una specifica geometria rispetto alla piastra quadrata sottile.

Il confronto dei *fattori di mobilitazione ultima* e degli *ultimate mobilization ratio* numerici (Tabella 5.2) permette di affermare che la geometria conica lunga mobilita

un'area di terreno maggiore del 58% rispetto alla piastra quadrata. Seguono quindi la piastra tronco-conica e la conica corta, con incrementi rispettivamente del 19% e del 14% rispetto alla quadrata. Confrontando i risultati numerici con quelli sperimentali, si osserva come qualitativamente questo ordine venga rispettato; i valori numerici sovrastimano però in tutti i casi quelli sperimentali. Per una valutazione conservativa appare opportuno quindi considerare i fattori sperimentali in fase di progettazione. In Figura 5.7 si riporta un confronto grafico tra le aree mobilitate. Per completezza si riportano in Figura 5.8 e seguenti i grafici degli spostamenti totali ottenuti nelle analisi FEM per i 4 step di carico successivi, oltre alla rappresentazione delle deformazioni a taglio massime attivate nel terreno (Figura 5.12), che danno indicazione sulla superficie di rottura mobilitata. Come già osservato in precedenza, non è stato possibile operare alcuna valutazione numerica sui volumi di terreno mobilitati in condizioni residue di post-picco.

Tabella 5.2. Aree di terreno mobilitate e fattori di mobilitazione numerici per  $DX=2\text{ mm}$ .

Tipo di piastra	Impronta di base	$A_{mu(FEM)}$	$F_{mu(FEM)}$	$r_{mu(FEM)}$	$r_{mu(exp)}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]
Quadrata sottile	0,010	0,0426	4,26	1,00	1,00
Quadrata spessa	0,010	0,0476	4,76	1,12	-
Tronco di cono	0,008	0,0398	5,07	1,19	1,17
Cono corto	0,008	0,0380	4,84	1,14	1,05
Cono lungo	0,008	0,0530	6,75	1,58	1,23

*Note.*  
 $A_{mu(FEM)}$  = Area di terreno mobilitata sul fronte della piastra flottante;  
 $F_{mu(FEM)}$  = Fattore di mobilitazione;  
 $r_{mu(FEM)}$ ,  $r_{mu(exp)}$  = Rapporto di mobilitazione rispetto alla piastra quadrata sottile numerico e sperimentale.

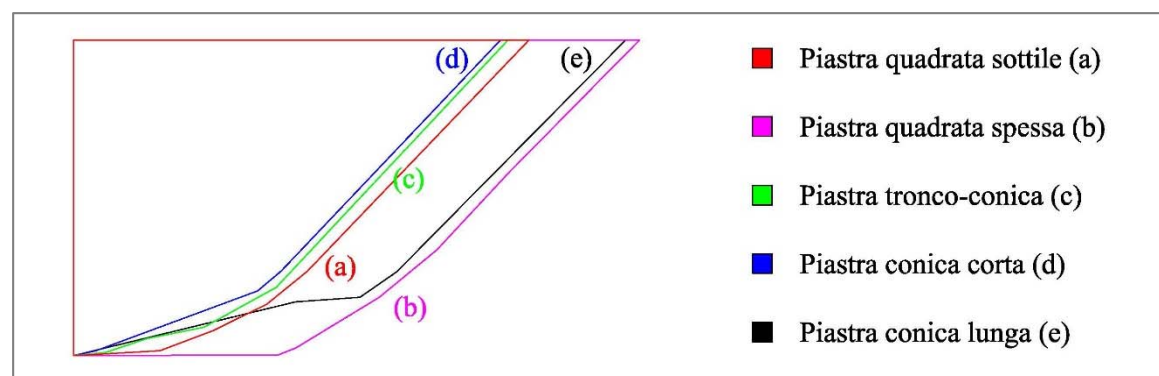


Figura 5.7. Stima numerica dei volumi mobilitati dalle piastre flottanti.



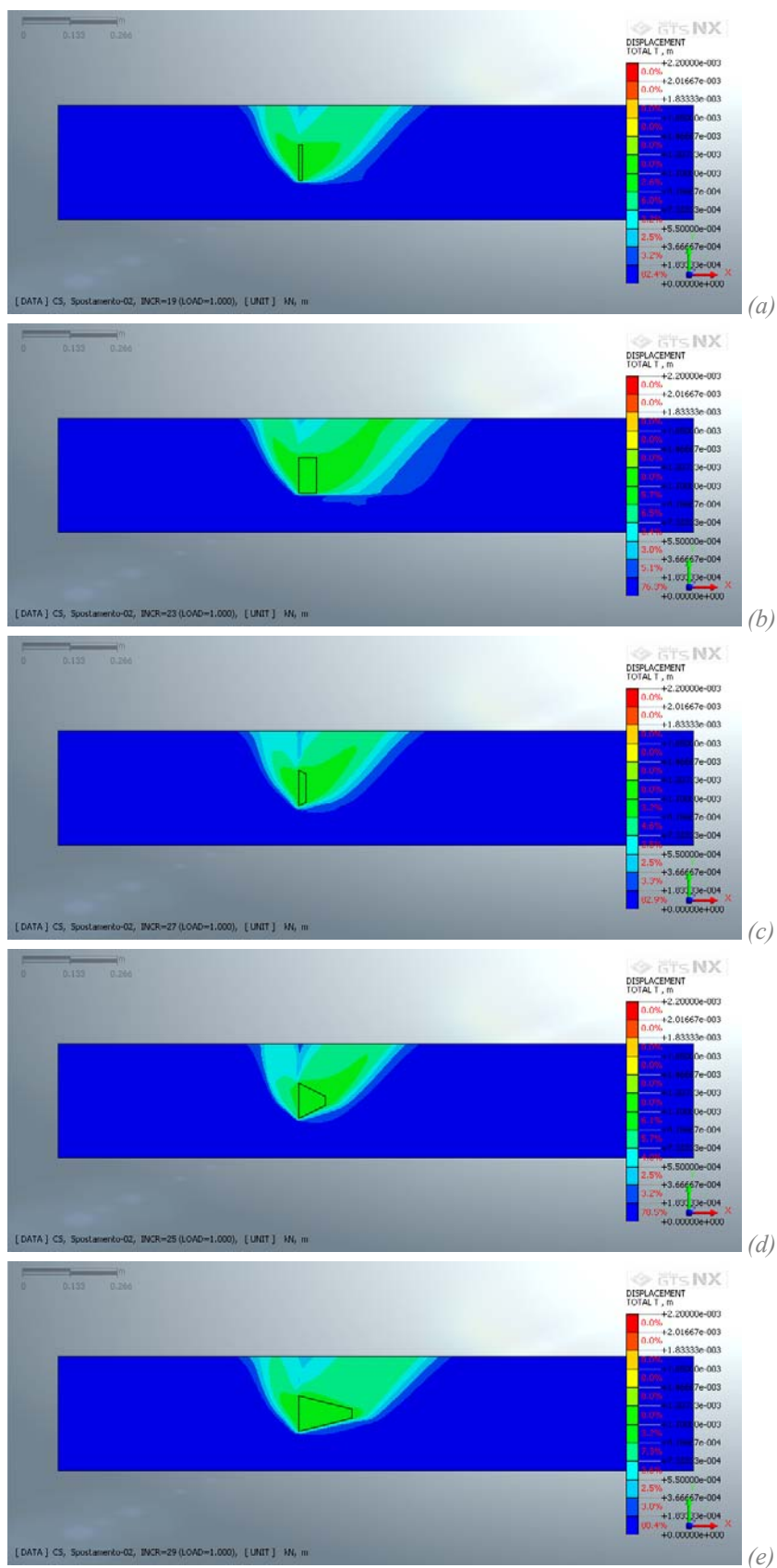


Figura 5.9. Spostamenti totali per  $DX=1,0$  mm: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), tronco-conica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).



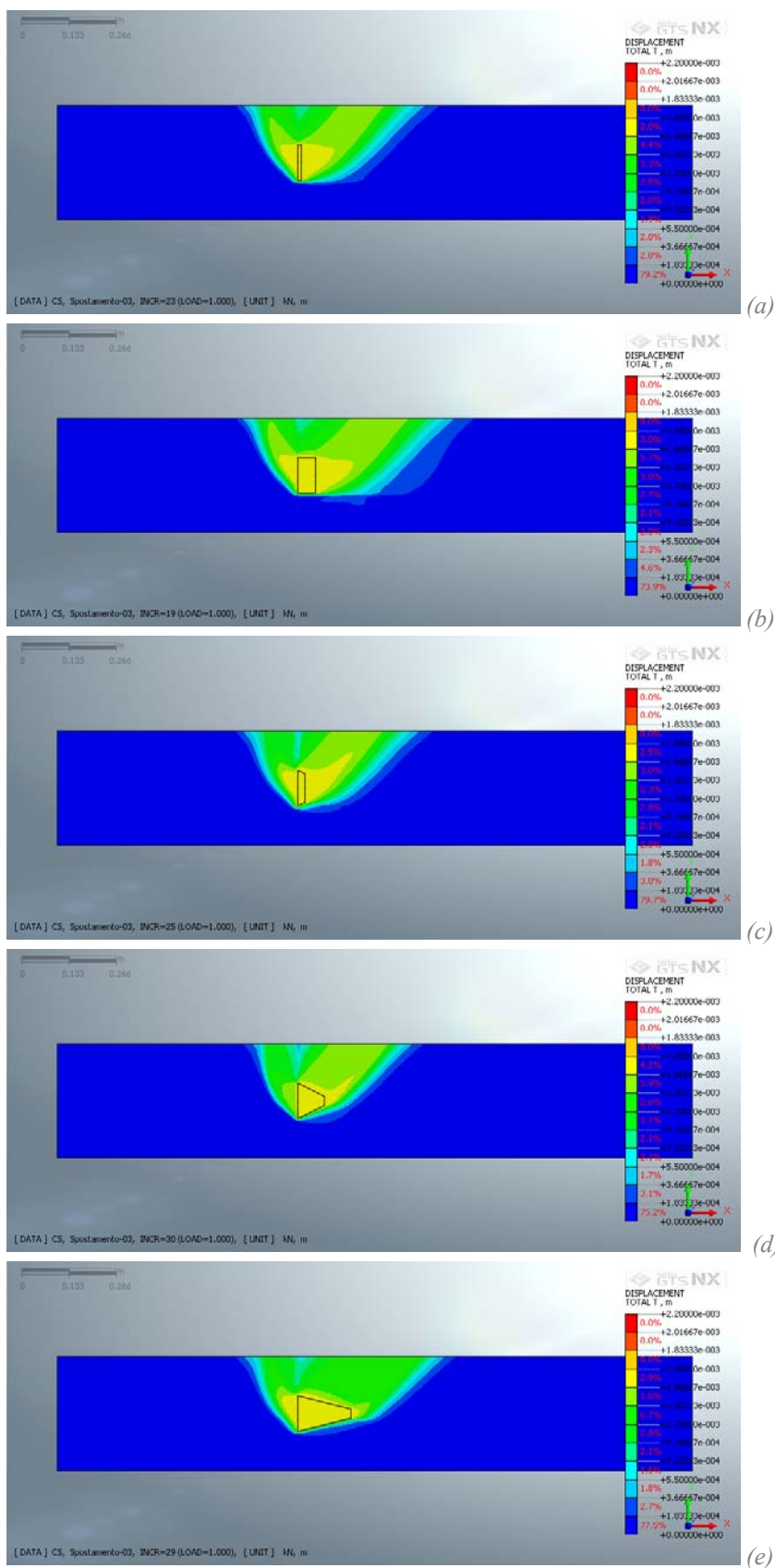


Figura 5.10. Spostamenti totali per  $DX=1,5$  mm: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), troncoconica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).

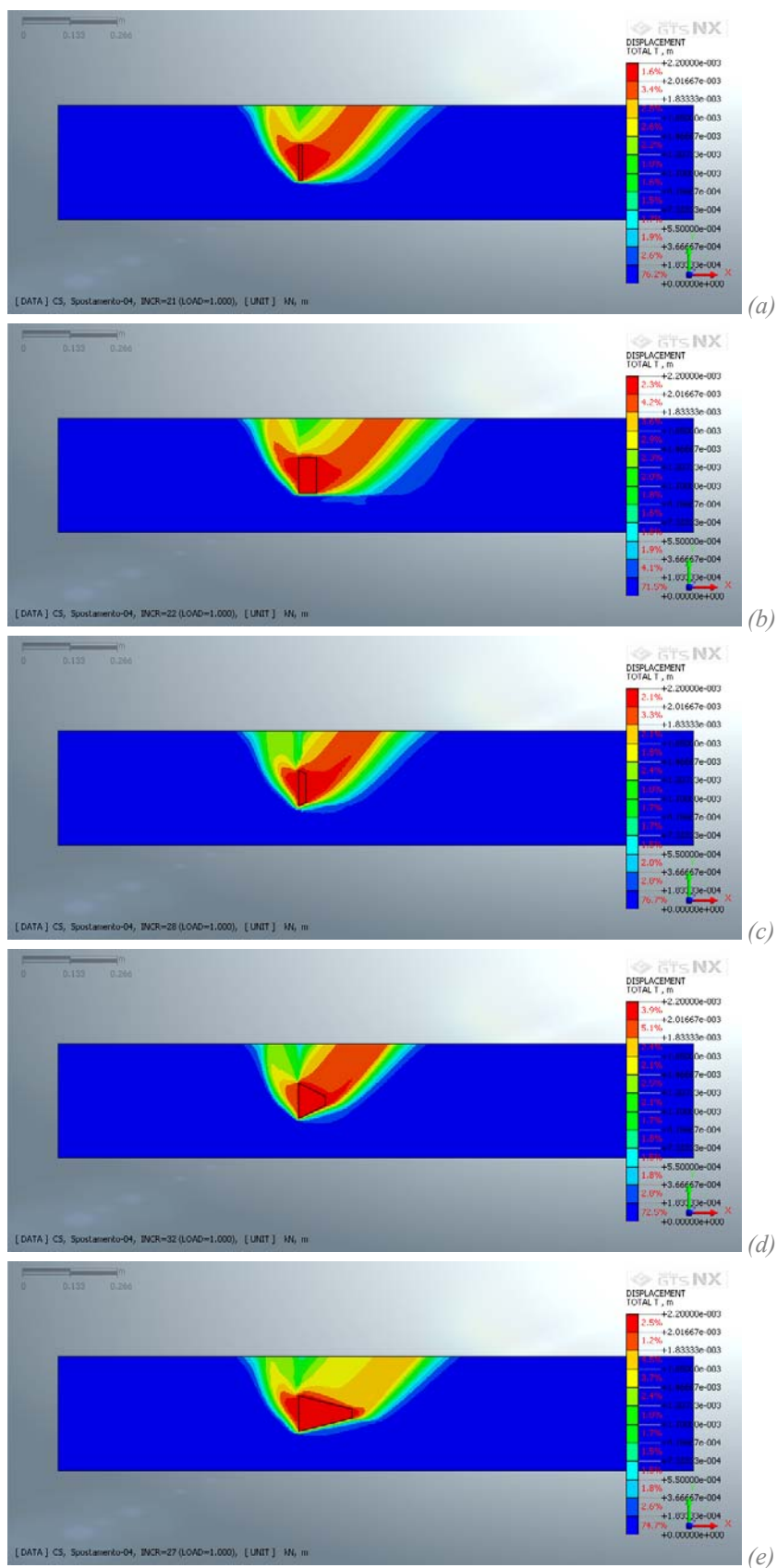


Figura 5.11. Spostamenti totali per  $DX=2,0$  mm: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), troncoconica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).

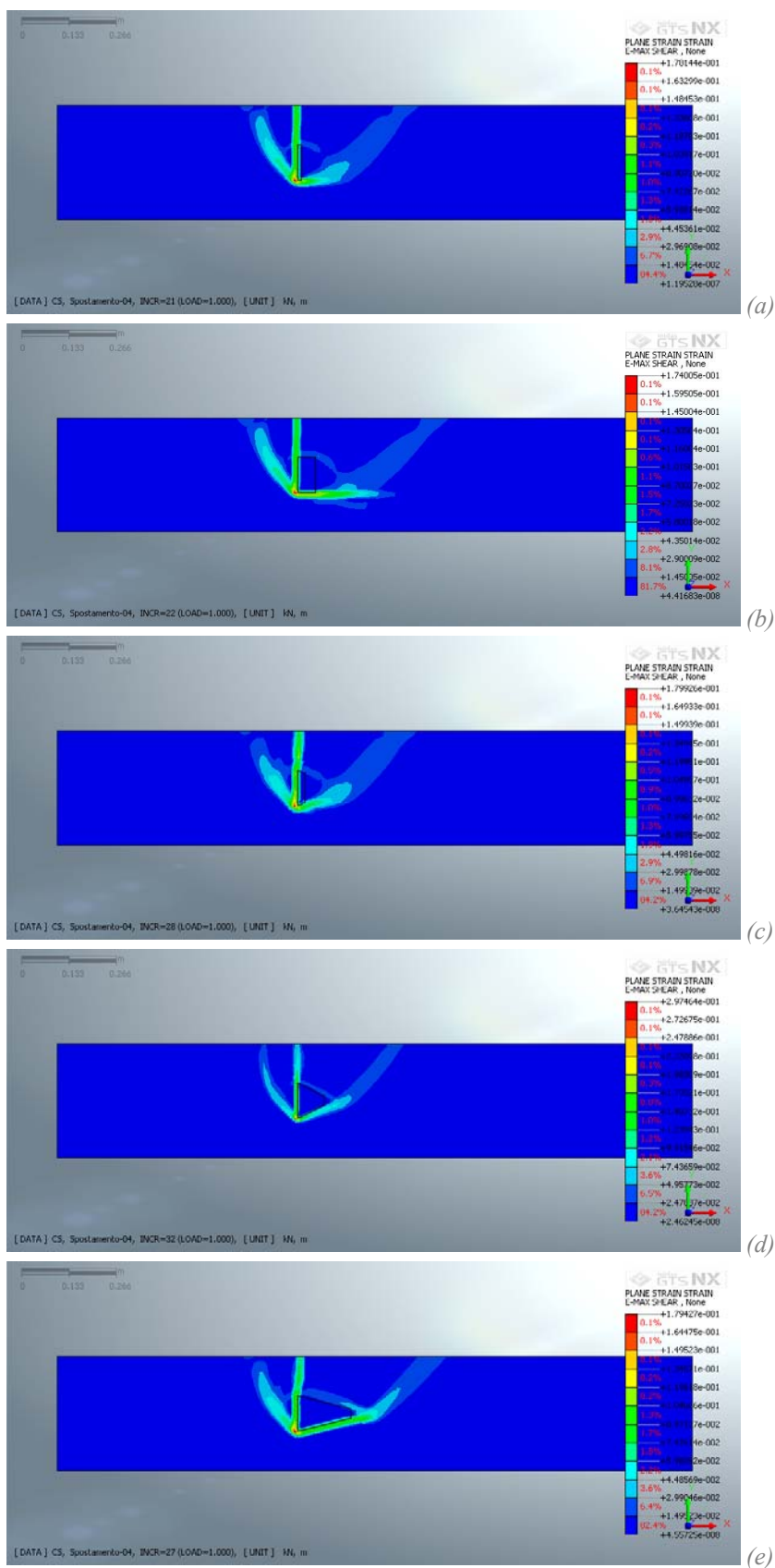


Figura 5.12. Deformazioni a taglio massime per uno spostamento imposto  $DX=2,0$  mm: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), tronco-conica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).

## 5.7 Variazione delle tensioni di compressione sul fondo

Nel Capitolo 4 sono stati presentati i risultati sperimentali della variazione della compressione sul fondo in funzione della geometria della piastra flottante e dell'ascissa longitudinale in corrispondenza della quale si effettua la misura. In questo paragrafo si eseguono le stesse valutazioni a partire dalle analisi numeriche, che permettono di inquadrare il comportamento tenso-deformativo del terreno su tutto il fondo.

In Figura 5.13 e seguenti sono riportati i valori delle tensioni principali di compressione sul fondo ( $Y=0$ ) estratte dai modelli numerici in funzione della geometria della piastra flottante e dello step di carico. Nelle immagini viene indicata con una linea tratteggiata la posizione iniziale della base della rispettiva piastra flottante.

In Tabella 5.3 sono invece sintetizzati i valori massimi e minimi della variazione delle stesse tensioni di compressione rispetto alla condizione statica iniziale.

In tutti i casi si osserva un andamento simile della curva, con picco negativo (decompressione compresa tra il -30% e il -60%) a tergo della piastra, laddove si crea un'apertura del terreno causata dall'avanzamento della piastra in direzione opposta, e un picco positivo (incremento della compressione) sotto la piastra, seguito da una fase di scarico-ricarico. La piastra infatti tende da un lato a spostare il terreno verso l'alto, coerentemente con il campo di spostamenti osservato con le analisi PIV e FEM, e dall'altro a comprimere il terreno verso il basso, con un secondo fronte di carico meno intenso ma più esteso.

Il fenomeno si può ben osservare dalle aree di plasticizzazione del terreno in Figura 5.18; si possono notare facilmente le due superfici di plasticizzazione, una verso l'alto, coerente con il campo di spostamenti, e una verso il basso. La seconda genera un aumento generalizzato della compressione sul fondo anche a una distanza relativamente elevata dalla piastra; tale incremento è massimo con la piastra conica lunga (+24% rispetto alla condizione statica iniziale), seguito dalla piastra conica corta (+15%) e tronco-conica (+11%). La piastra quadrata spessa genera un valore di molto superiore alle altre (+72%), ma la soluzione appare numericamente instabile e quindi il dato non è considerato del tutto affidabile.

Tabella 5.3. Tensioni di compressione sul fondo: variazione massima e minima.

Tipo di piastra	Min			Max		
	$\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]	$\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [kPa]	$\Delta\sigma_c$ [%]
Quadrata sottile	-5,77	0,74	14,8%	-2,85	-2,18	-43,4%
Quadrata spessa	-8,67	3,64	72,3%	-2,08	-2,95	-58,7%
Tronco di cono	-5,60	0,57	11,4%	-3,29	-1,74	-34,6%
Cono corto	-5,79	0,76	15,0%	-3,30	-1,73	-34,4%
Cono lungo	-6,24	1,21	24,0%	-3,19	-1,84	-36,6%

In generale, se riportato nel caso di una frana reale, l’aumento della compressione sul fondo generato dall’avanzamento delle piastre flottanti può indurre un effetto benefico sulla superficie di scorrimento della frana. Infatti l’aumento della compressione genera un incremento della resistenza attritiva lungo la superficie stessa e quindi delle forze stabilizzanti, che si somma all’effetto benefico indotto dalla riduzione delle forze instabilizzanti per attrito lungo gli ancoraggi passivi e sulla superficie laterale delle piastre.

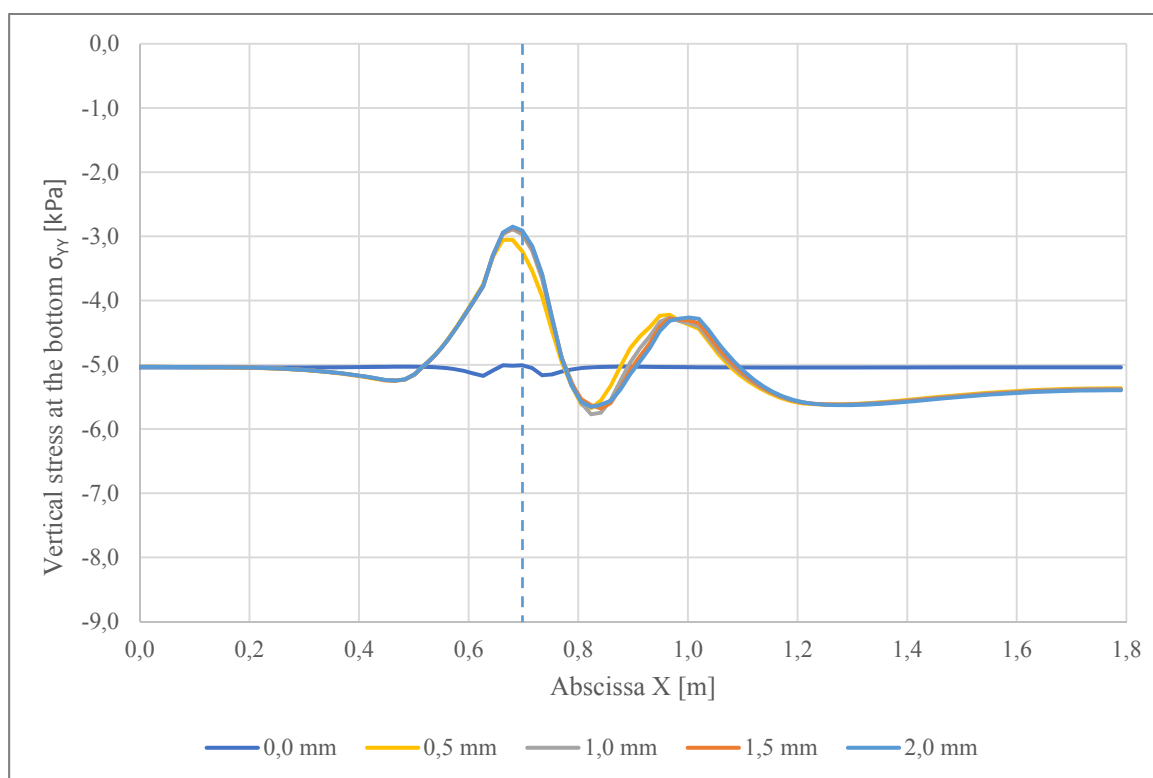


Figura 5.13. Tensioni verticali sul fondo in funzione dello spostamento imposto: piastra quadrata sottile.

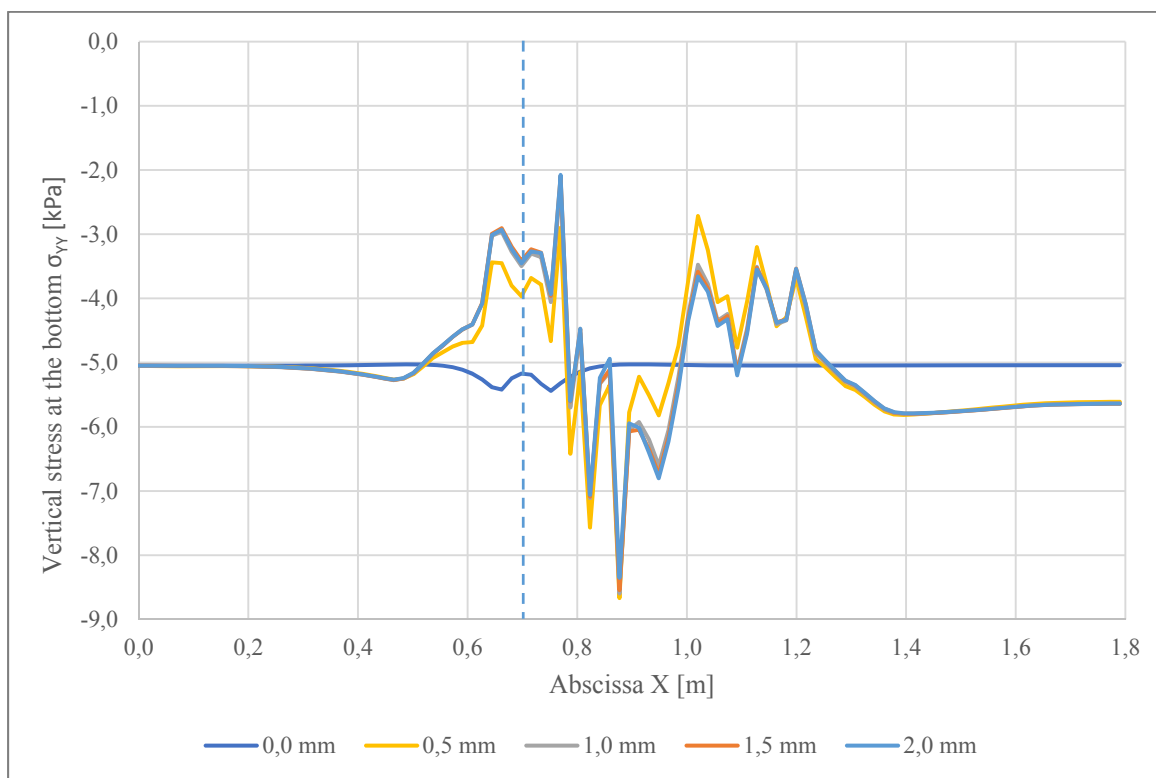


Figura 5.14. Tensioni verticali sul fondo in funzione dello spostamento imposto: piastra quadrata spessa.

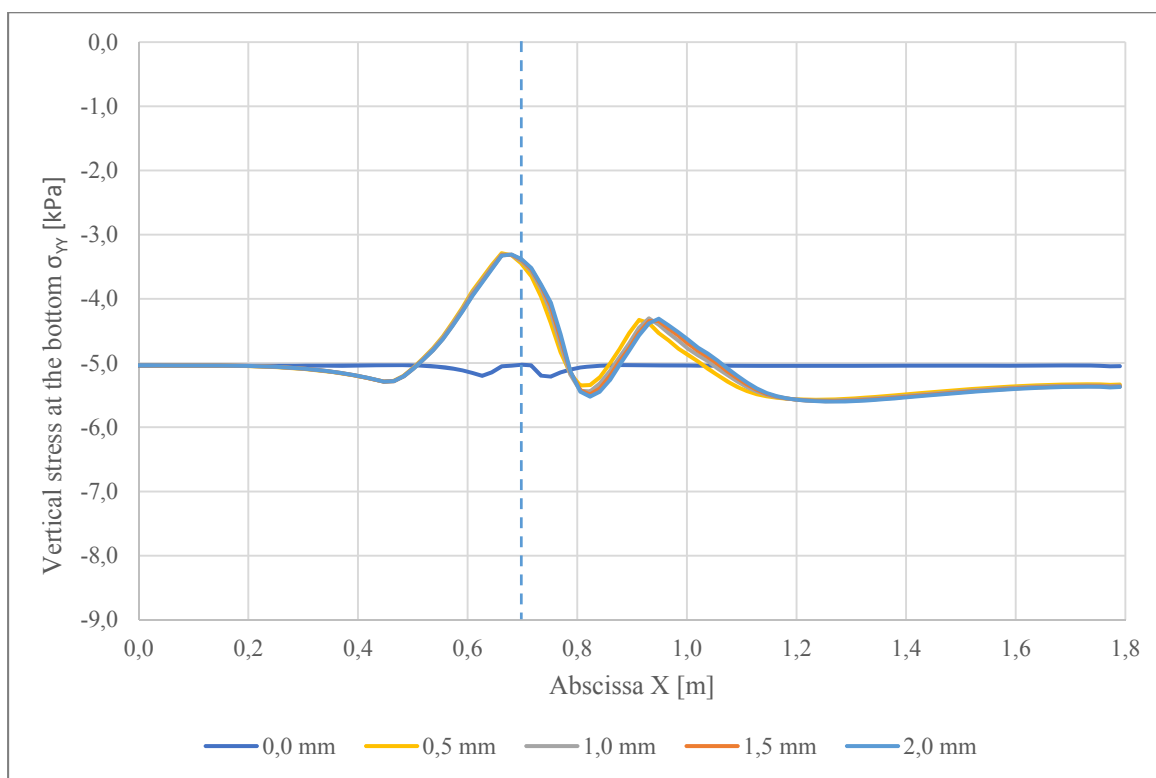


Figura 5.15. Tensioni verticali sul fondo in funzione dello spostamento imposto: piastra tronco-conica.

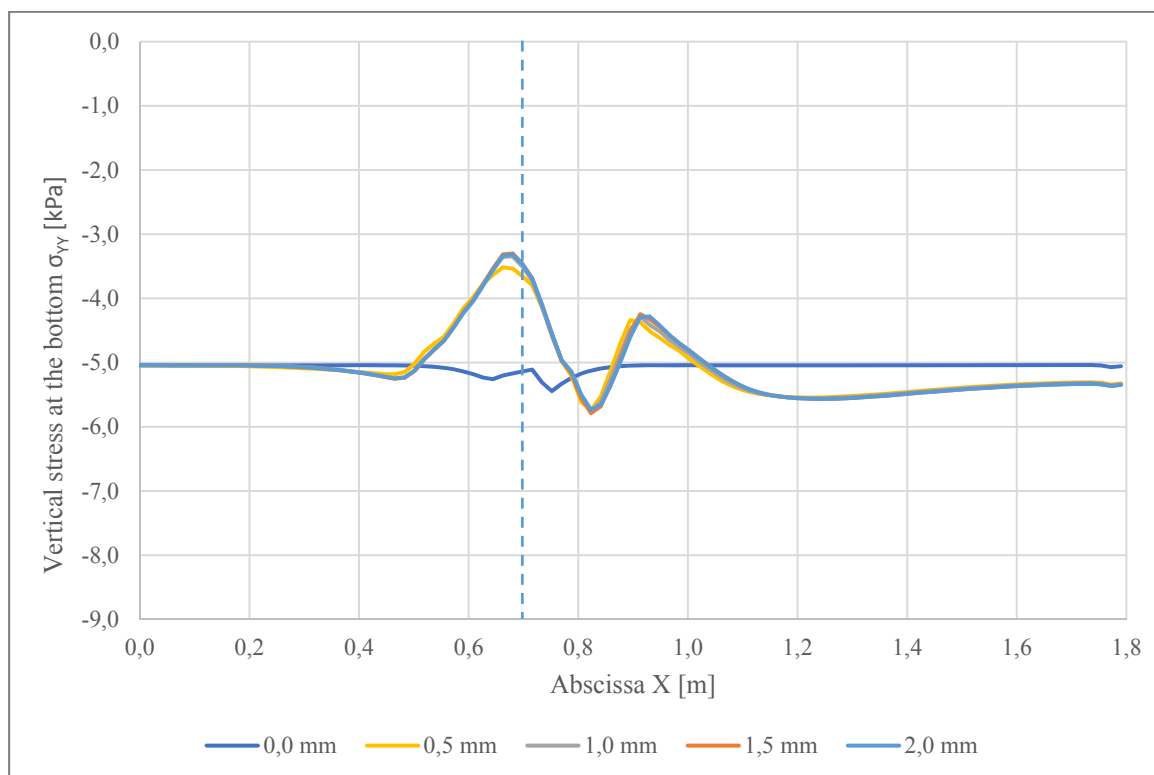


Figura 5.16. Tensioni verticali sul fondo in funzione dello spostamento imposto: piastra conica corta.

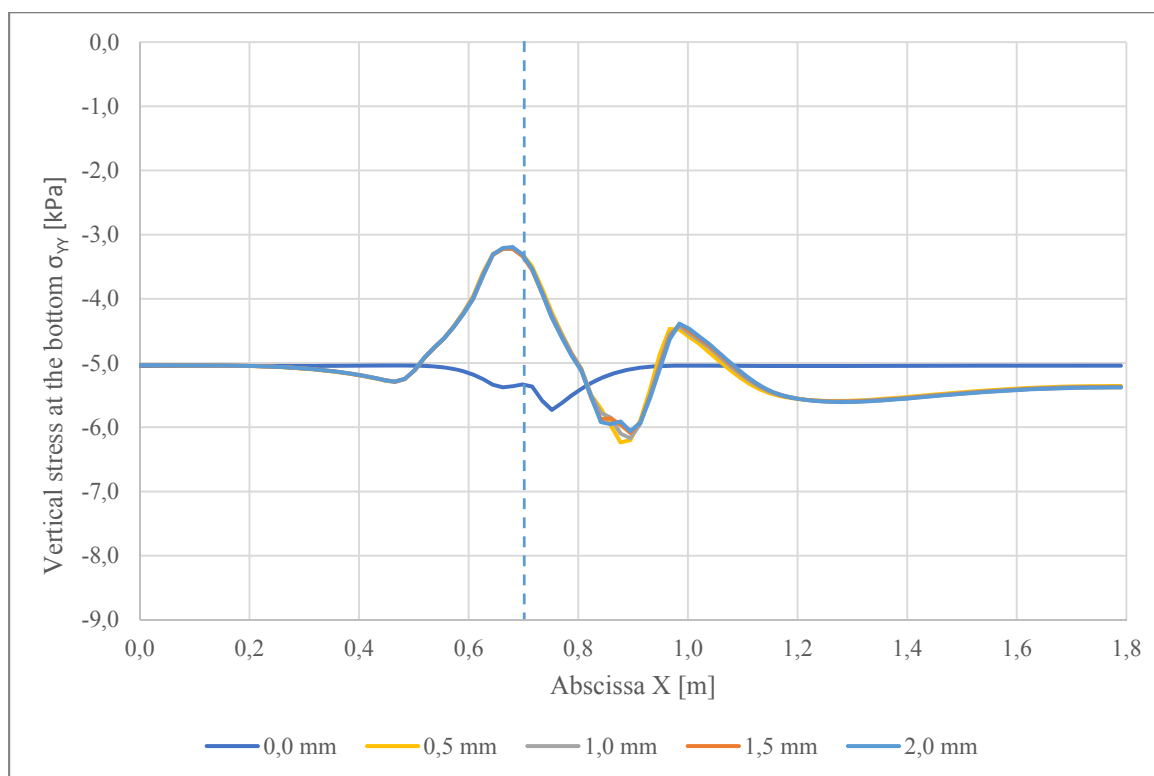


Figura 5.17. Tensioni verticali sul fondo in funzione dello spostamento imposto: piastra conica lunga.



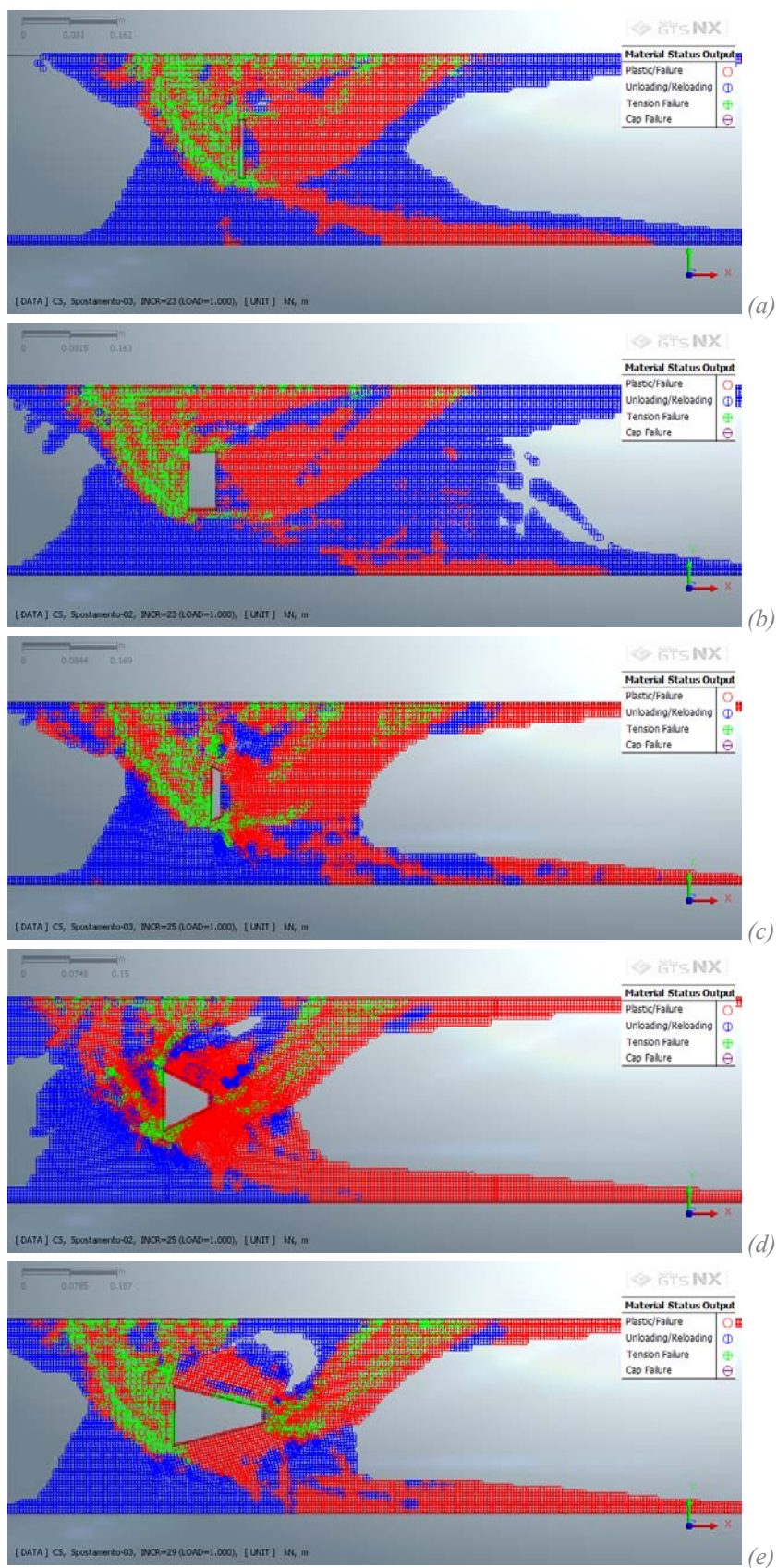


Figura 5.18. Stato di plasticizzazione del terreno a spostamenti completamente mobilitati: piastra quadrata sottile (a), quadrata spessa (b), tronco-conica (c), conica corta (d) e conica lunga (e).



## 6 SCHEMI DI CALCOLO PER INTERVENTI CON ANCORAGGI FLOTTANTI SIRIVE®

L'Ancoraggio Flottante Sirive® si configura come un sistema di rinforzo di pendii soggetti a movimenti franosi o potenzialmente instabili.

L'idea di fondo prevede l'installazione di rinforzi che contribuiscono ad assorbire per attrito parte degli sforzi tangenziali indotti nel terreno dal movimento franoso. Non è prevista inoltre l'installazione di un rivestimento continuo sulla superficie esterna del pendio. Sul versante, è prevista la sola applicazione di una piastra in calcestruzzo (l'elemento flottante) collegato alla testa di ciascun rinforzo.

Nei capitoli 4 e 5 sono stati presentati i risultati di un'analisi sperimentale e numerica del comportamento della piastra che hanno permesso di individuare un'espressione analitica per il calcolo del contributo di capacità portante della piastra stessa. In questo capitolo sono invece proposti due schemi fisico-matematici utili per il dimensionamento degli interventi con ancoraggi flottanti.

Il primo schema analizza l'azione di rinforzo in un pendio con un approccio "statico" *a breve termine*. Il secondo considera un modello di interazione versante-rinforzo *a lungo termine* nell'ipotesi di comportamento viscoso del terreno, analogo a quelli sviluppati da Gudehus e Schwarz (1984) e da Puzrin e Schmid (2012) per pali o muri di sostegno su pendio: lo schema mette in relazione la velocità di spostamento lungo la superficie di taglio con lo sforzo mobilitato sulla stessa, fornendo una valutazione quantitativa della riduzione della velocità della frana in funzione del numero di ancoraggi flottanti inseriti nel pendio instabile.

Le considerazioni presentate in questo capitolo possono costituire delle linee guida per fornire ai progettisti gli strumenti utili alla progettazione di un intervento con ancoraggi flottanti. Si riportano infine delle osservazioni sul calcolo della capacità portante delle piastre flottanti e sulla valutazione dell'effetto arco tra ancoraggi ravvicinati.

## 6.1 Schema di calcolo A: approccio “statico” a breve termine

In generale le tecniche di rinforzo interno di versanti interessati da movimenti franosi prevedono l’inserimento all’interno del pendio instabile di elementi resistenti a trazione per aumentare la resistenza complessiva del sistema e migliorare quindi le condizioni di stabilità. Negli anni queste tecniche hanno conosciuto una rapida espansione, in quanto si profilano come sistemi flessibili, di facile posa in opera e meno costosi di opere tradizionali quali muri di sostegno a gravità o simili.

Tra le tecniche di rinforzo, il Soil Nailing è certamente una delle più utilizzate. Si tratta di un metodo sviluppato a partire dal 1960 che consiste nell’installazione all’interno del terreno di barre in acciaio, orizzontali o leggermente inclinate rispetto all’orizzontale, tra loro parallele e ad interasse ravvicinato. Il procedimento di costruzione è di tipo “top down”: si procede con uno scavo per livelli successivi, tipicamente di altezza di 1-2 m, e ad ogni livello viene installata una fila di barre. Terminata la posa delle barre, la facciata è ricoperta con spritz beton per prevenire il collasso o l’erosione della superficie esposta. La testa dei chiodi è infine collegata al rivestimento attraverso un dado e una piastra in acciaio.

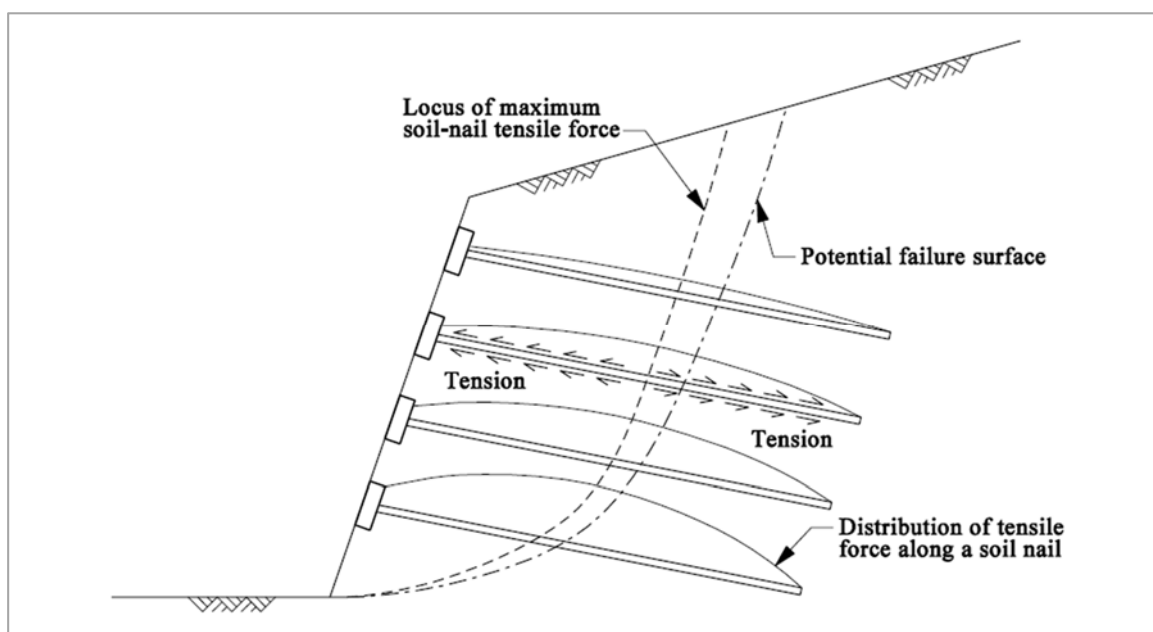


Figura 6.1. Distribuzione delle forze di trazione in una parete in Soil Nailing secondo la Geoguide 7 (Geotechnical Engineering Office, 2008).

Il Soil Nailing è un intervento di tipo passivo, poiché, al contrario degli ancoraggi attivi, ai chiodi non è applicato alcun pretensionamento al momento dell'installazione se non un piccolo carico di assestamento per far aderire pienamente la piastra alla superficie esterna e limitare le deformazioni iniziali necessarie ad attivare le barre (Watkins & Powell, March 1992).

Analisi teoriche e misurazioni in sito hanno mostrato che in un intervento con Soil Nailing i chiodi sviluppano una forza di trazione che incrementa nella zona attiva (instabile) del pendio fino a un valore massimo, e poi decresce nella zona passiva (resistente) all'aumentare della distanza dalla parete esterna (Figura 6.1). La chiodatura lega la zona attiva alla zona passiva fornendo la necessaria resistenza a trazione.

La tecnica degli ancoraggi flottanti si configura come una evoluzione della tecnica del Soil Nailing, della quale mantiene alcune caratteristiche fondamentali, ma dalla quale in parte anche si discosta. Come nel caso del Soil Nailing, si tratta di una tecnica di rinforzo passivo, in quanto le barre sono cementate al terreno per tutta la loro lunghezza e non è applicato alcun pretensionamento, se non un piccolo carico che permette di far appoggiare completamente la piastra al terreno. Anche in questo caso il rinforzo è collocato in parte nella zona attiva e in parte nella zona passiva del pendio. La differenza più significativa tra il Soil Nailing e gli ancoraggi flottanti consiste nel fatto che in quest'ultimo caso i rinforzi lavorano come elementi singoli senza la collaborazione della parete. Non è infatti previsto un rivestimento continuo del pendio, ma solo l'applicazione di una piastra, cioè l'elemento flottante, collegata alla testa di ciascuna barra.

In un approccio a breve termine, un intervento con ancoraggi flottanti può essere dimensionato secondo uno schema "statico". In questo schema si assume che non siano sviluppati grandi spostamenti del terreno e che non siano attivati fenomeni di *creep*. In tali ipotesi, un intervento con ancoraggi flottanti può essere dimensionato seguendo alcune linee guida di fondo molto simili a quelle valide per una parete in Soil Nailing.

La capacità di un ancoraggio flottante dipende perciò dalle tensioni attrittive mobilitate all'interfaccia terreno-boiaccia, e quindi dal perimetro e dalla lunghezza della barra, ma anche dalle tensioni tangenziali esplicabili tra boiaccia e rinforzo e dalla resistenza a trazione della barra stessa. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

1. La resistenza a trazione delle barre in acciaio deve essere sufficiente a sopportare la massima sollecitazione assiale che si sviluppa su di esse senza rottura;
2. La lunghezza delle barre all'interno della zona passiva, cioè la porzione delle barre che si protrae al di là della superficie di potenziale o di effettivo scorrimento, deve essere sufficiente a fornire una resistenza al pull-out complessiva pari alla trazione necessaria per stabilizzare il versante.
3. La piastra di ancoraggio esterna deve poter sopportare la spinta del terreno a tergo senza che si produca rottura nel terreno.

Nei prossimi paragrafi si presentano alcune osservazioni su ciascuno dei tre contributi.

### 6.1.1 Resistenza a trazione della barra

Per quanto riguarda la sollecitazione di progetto valgono le seguenti considerazioni. In generale ciascun ancoraggio flottante si può considerare come un elemento di rinforzo puntuale, progettato per assorbire una data quantità di tensioni tangenziali. Considerando una sezione della barra e procedendo con un'analisi all'equilibrio locale, la variazione della sollecitazione assiale lungo il chiodo è equivalente all'integrale delle tensioni tangenziali che si esplicano all'interfaccia terreno-bulbo cementizio per unità di lunghezza. La forza stabilizzante totale  $Q_a$  esplicata da ciascun elemento è pari all'integrale delle tensioni d'attrito attivate all'interfaccia terreno-boiaccia nella zona attiva del versante, sommato alla forza di testa assorbita dalla piastra flottante  $Q_p$ :

$$Q_a = Q_p + \int_{L_a} \pi D \tau_{ux} dx \quad (6.1)$$

dove  $D$  è il diametro della barra con la boiaccia di cementazione,  $L_a$  la lunghezza dell'ancoraggio in zona attiva e  $\tau_{ux}$  la resistenza a taglio esplicata all'interfaccia boiaccia-terreno in corrispondenza dell'ascissa  $x$ .

È possibile eseguire il calcolo del secondo contributo (integrale delle tensioni attritive assorbite in zona attiva) in maniera semplificata utilizzando i due metodi proposti

nelle raccomandazioni “*Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce*” (AGI, 2012), estendendoli dal calcolo della lunghezza di fondazione al calcolo delle tensioni assorbite in zona attiva:

- 1) Il primo metodo si basa sull’uso di diagrammi di progetto che correlano la lunghezza di ancoraggio  $L_r$  al valore limite della resistenza allo sfilamento della fondazione  $R_{a,c}$  (Figura 6.2) ovvero alla resistenza limite unitaria  $q_s$  (Figura 6.3) rispettivamente per le terre incoerenti o a grana fine e in funzione delle modalità esecutive del bulbo di fondazione.
- 2) Il secondo metodo si basa sull’uso di diagrammi sperimentali che forniscono la resistenza tangenziale unitaria in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle modalità esecutive e su una stima del diametro effettivo  $D$  della fondazione (Bustamante & Doix, 1985), secondo la classica formulazione:

$$\int_{L_a} \pi D \tau_{ux} dx \approx \pi D_s L_f q_s$$

dove  $D_s = \alpha_d \cdot D_d$  con  $\alpha_d$  coefficiente maggiorativo del diametro di perforazione funzione del tipo di terreno, della pressione di iniezione e della tecnica di iniezione (Tabella 6.1), mentre la resistenza unitaria a sfilamento si ricava dai diagrammi sperimentali riportati in Figura 6.4 e seguenti, tenendo conto di quanto indicato in Tabella 6.2 per la scelta del diagramma appropriato al tipo di terreno ed alla tecnica esecutiva, distinguendo tra il caso di bulbo realizzato con iniezioni ripetute e controllate (IRS) ad alta pressione di iniezione, cioè superiore alla pressione limite del terreno determinata da prove pressiometriche, ed il caso di iniezione unica, a bassa pressione (IGU), tipicamente inferiore alla metà della pressione limite, e comunque almeno pari a 0,5 MPa.

Si noti che la forza stabilizzante totale  $Q_a$  esplicabile da ciascun elemento è limitata superiormente dalla resistenza di attrito potenzialmente attivabile all’interfaccia terreno-boiaccia nella zona attiva del versante. Questo è fondamentale nel meccanismo dell’ancoraggio flottante ed è il motivo per cui, se ben progettato, il rinforzo non raggiunge la rottura strutturale e continua ad esplicare un’azione resistente.

La sollecitazione di trazione che si osserva lungo la barra non è in realtà uniforme (Figura 6.8); si osserva un primo tratto crescente per la lunghezza immersa nel corpo di frana, seguito da un tratto uniforme e pari al valore massimo fino alla superficie di



scorrimento della frana, e un tratto finale decrescente per la lunghezza immersa nel terreno stabile al di sotto della superficie di rottura. Le tensioni tangenziali rappresentano, a meno di un fattore pari alla circonferenza esterna del bulbo, la pendenza dei tratti inclinati. Esse non sono uniformi attorno al bulbo: il considerarle costanti in una data ascissa  $x$  rappresenta in ogni caso una semplificazione accettabile. Le tensioni tangenziali hanno direzione inversa nella zona attiva e nella zona stabile della frana. Nella zona attiva gli sforzi di attrito sono diretti verso il rivestimento e tendono a sfilare la barra; viceversa, nella zona resistente sono diretti verso l'interno del pendio, fornendo una resistenza all'estrazione della barra. È questo il motivo per cui la massima sollecitazione di trazione sulla barra si osserva in genere in corrispondenza della superficie di scorrimento, che separa idealmente la zona attiva dalla passiva. In corrispondenza della superficie esterna del pendio invece la forza è molto inferiore alla massima, grazie alla mobilitazione delle tensioni attrittive nella zona attiva (Byrne, et al., 1998).

Per quanto riguarda la lunghezza totale delle barre, nel Soil Nailing essa è data dalla lunghezza in zona attiva ( $A+B$  nello schema di Figura 6.8) più la lunghezza in zona passiva (zona  $C$  nello stesso schema). La lunghezza in zona attiva si ottiene in maniera approssimata identificando il cuneo di spinta attiva. Nel caso di una frana invece la parte attiva è rappresentata da tutto il corpo di frana, quindi la lunghezza può essere molto maggiore rispetto a un Soil Nailing. Questo è anche il motivo per cui anche la trazione sviluppata negli ancoraggi flottanti può essere molto maggiore rispetto a una normale parete chiodata (nella quale la lunghezza è circa pari ad  $H$ , dove  $H$  rappresenta l'altezza della parete) e per cui sono allo studio, per queste e altre applicazioni, barre potenziate come gli ancoraggi compositi (Bisson, et al., 2013). La lunghezza totale delle barre sarà pari alla lunghezza della parte in corpo frana più un'adeguata fondazione nel terreno stabile, resistente a pull-out. Dato che in un ancoraggio flottante il rinforzo è molto lungo, l'integrale delle tensioni di attrito lungo la porzione in frana permette una forte riduzione della trazione alla testa rispetto alla trazione massima. Inoltre, la pendenza del piano campagna è generalmente molto più bassa in frana rispetto a un intervento di chiodatura. Da queste considerazioni consegue la mancata necessità di un rivestimento che sorregga il cuneo di spinta attiva in un pendio stabilizzato con ancoraggi flottanti; la sola applicazione della piastra flottante risulta sufficiente.

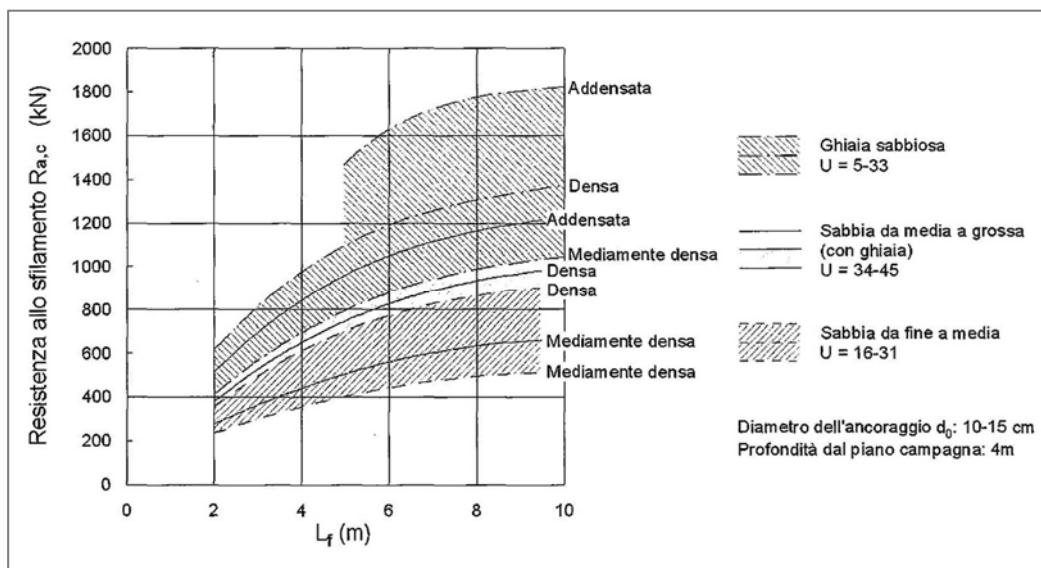


Figura 6.2. Metodo 1: resistenza limite di sfilamento di ancoraggi in sabbie o ghiaie (Ostermayer & Scheele, 1977).

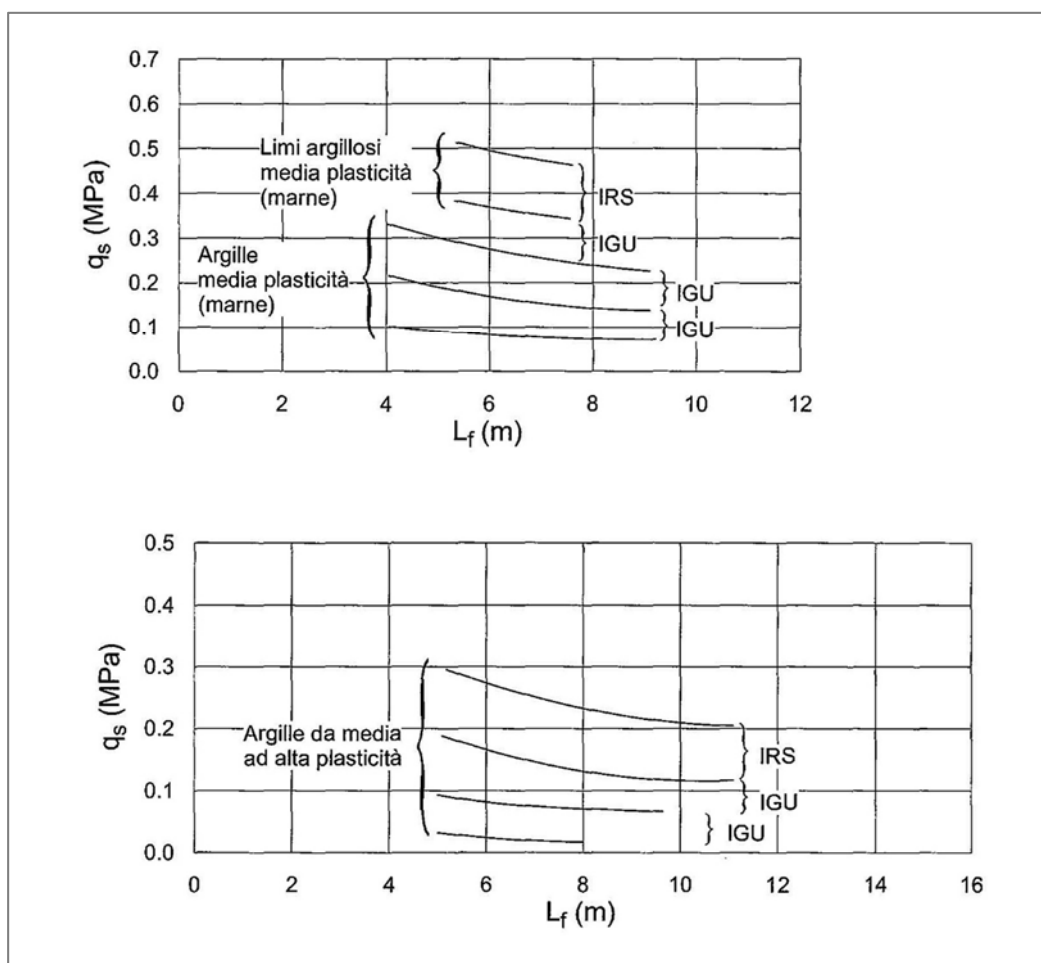


Figura 6.3. Metodo 1: resistenza limite unitaria per ancoraggi in terreni a grana fine (Ostermayer, 1974).

Tabella 6.1. Metodo 2: valori del coefficiente  $\alpha_d$  per la stima del diametro reale del bulbo di ancoraggio (Bustamante & Doix, 1985).

Terreno	Valori del coefficiente $\alpha_d$		Quantità minima di miscela consigliata $V_s$	Rapporto A/C
	IRS ( $p_i \geq p_l$ )	IGU ( $p_i < p_l$ )		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 $V_s$	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 $V_s$	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 $V_s$	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 $V_s$	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) $V_s$ ; IGU: (1,5 ÷ 2) $V_s$	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) $V_s$ per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) $V_s$ o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2÷6) $V_s$ o più per strati poco fratturati 2 $V_s$ o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione $p_l$ : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard $p_i$ : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ $L_f$ : lunghezza della fondazione $D_s$ : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Tabella 6.2. Metodo 2: scelta dei valori di  $q_s$  in funzione del terreno e della tecnica esecutiva (AGI, 2012).

Terreno	Tipo di iniezione		Figura corrispondente
	IRS ( $p_i \geq p_l$ )	IGU ( $p_i < p_l$ )	
Ghiaia	SG.1	SG.2	Fig. 6.6
Ghiaia sabbiosa			
Sabbia ghiaiosa			
Sabbia grossa			
Sabbia media			
Sabbia fine			
Sabbia limosa	AL.1	AL.2	Fig. 6.7
Limo			
Argilla			
Marna	MC.1	MC.2	Fig. 6.8
Calcari marnosi			
Calcari alterati o fratturati			
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R.1	≥ R.2	Fig. 6.9
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione $p_l$ : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard $p_i$ : pressione di iniezione			

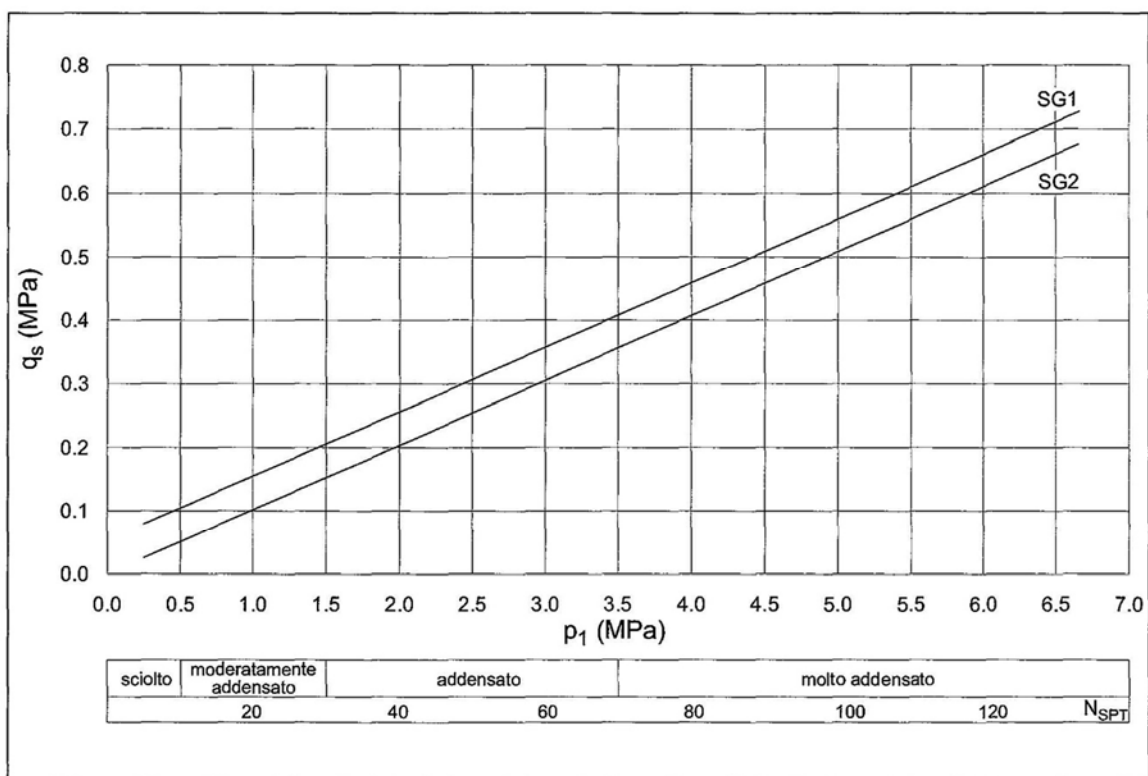


Figura 6.4. Metodo 2: resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, 2012).

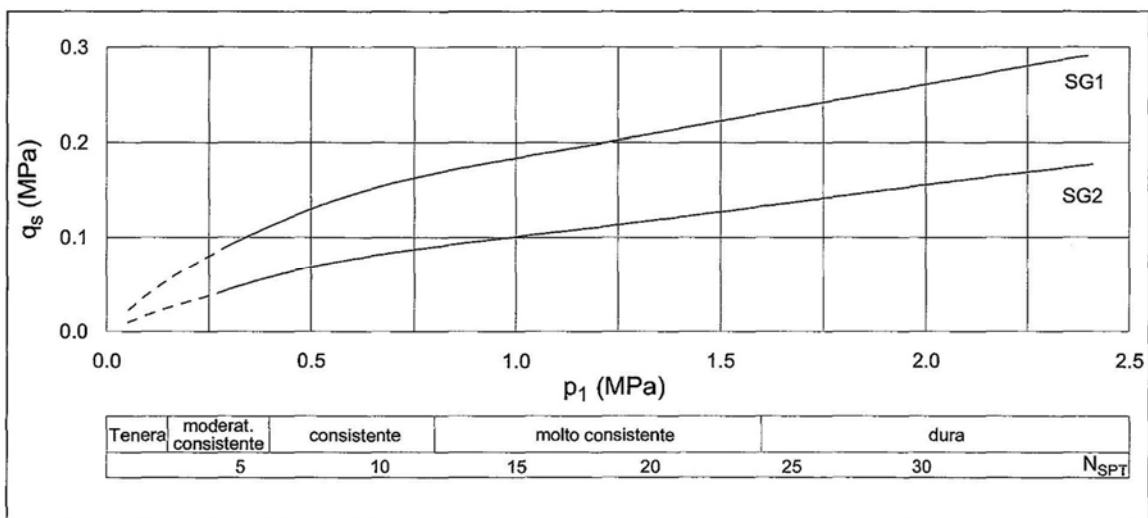


Figura 6.5. Metodo 2: resistenza unitaria limite per terreni a grana fine (AGI, 2012).

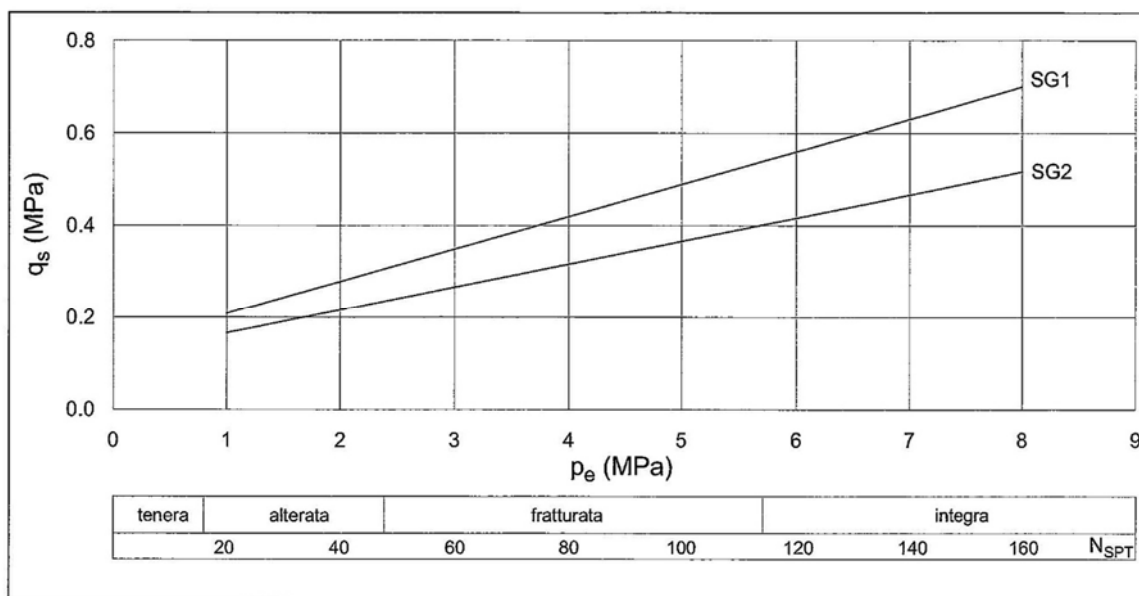


Figura 6.6. Metodo 2: resistenza unitaria limite per le marne ed i calcari (AGI, 2012).

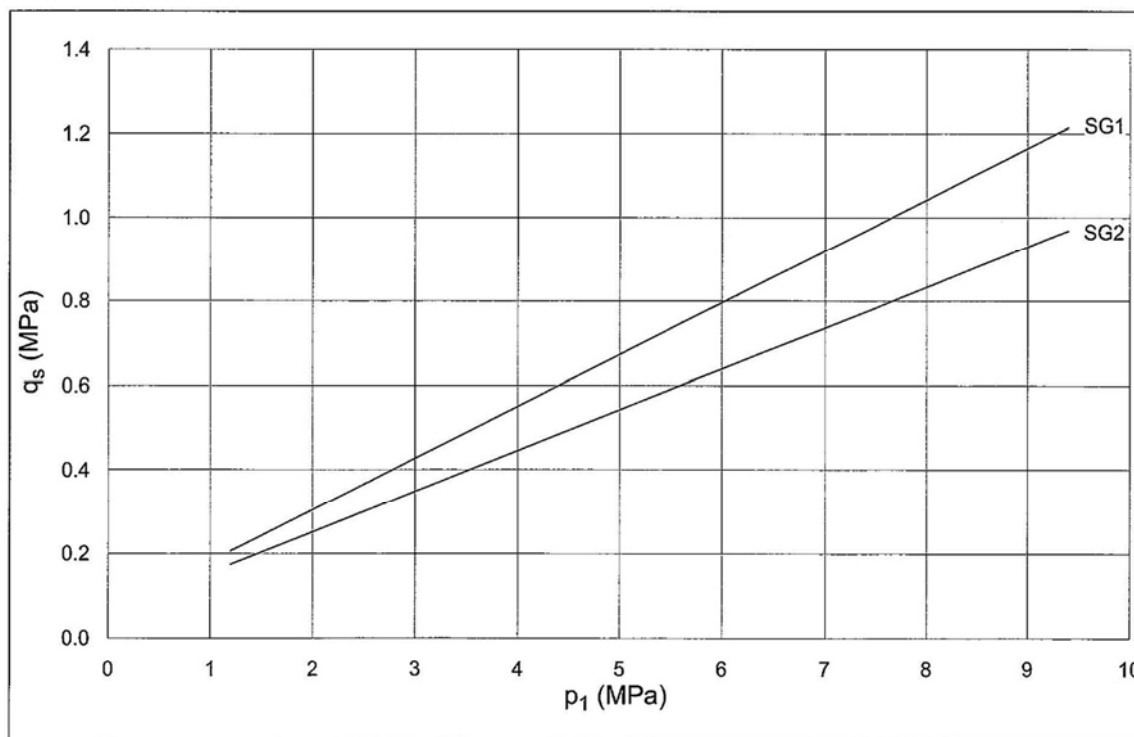


Figura 6.7. Metodo 2: resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate (AGI, 2012).

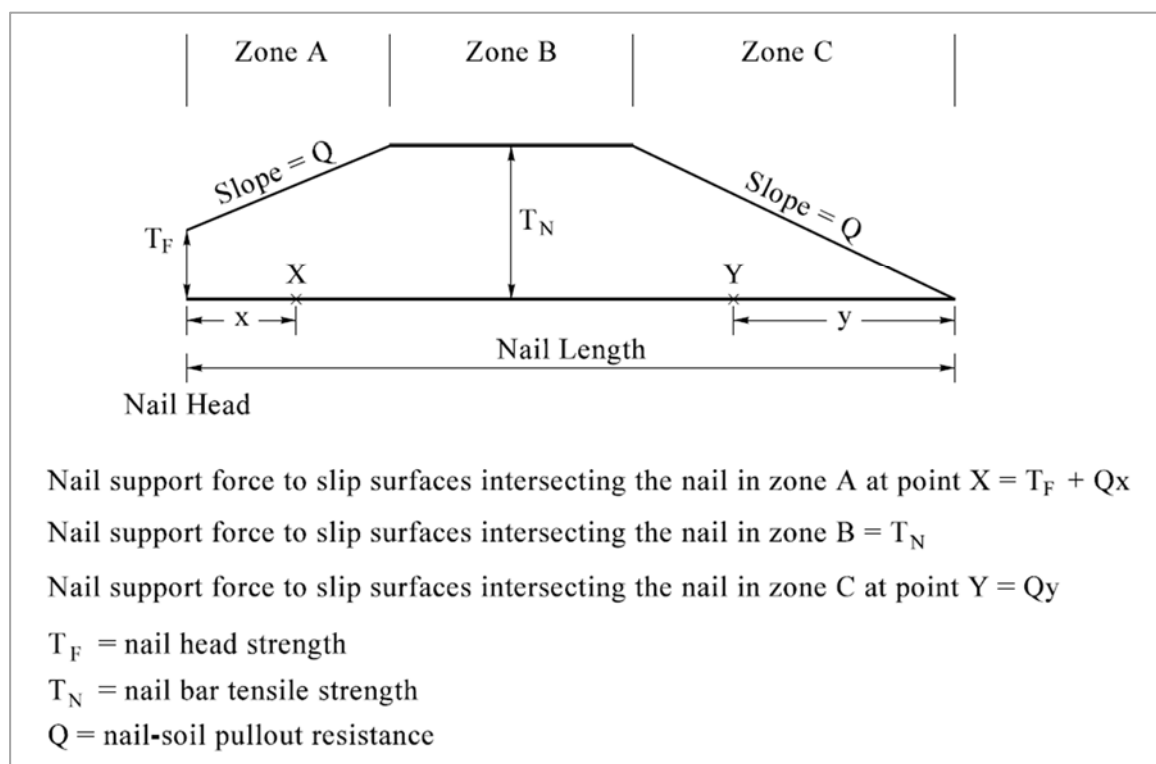


Figura 6.8. Schema della distribuzione della sollecitazione di trazione su un rinforzo (Joshi, 2003).

Per il calcolo delle tensioni di attrito massime si possono utilizzare in alternativa i valori forniti in letteratura per il Soil Nailing (Tabella 6.3). Il calcolo della sollecitazione di trazione può essere eseguito anche con il metodo all'Equilibrio Limite o con un software agli Elementi Finiti, considerando rinforzi passivi.

La forza di trazione ammissibile nella barra di ancoraggio è data da:

$$T_t = \frac{f_y A'}{F_t}$$

dove  $f_y$  è la tensione di snervamento del rinforzo,  $A'$  è la sezione effettiva del rinforzo e  $F_t$  è il fattore di sicurezza nei confronti della rottura a trazione della barra. In fase di dimensionamento si fa riferimento al limite di snervamento della barra; nel caso di ancoraggi compositi, essendo in generale il limite di snervamento diverso per la barra e i trefoli, ci si può riferire al limite elastico del sistema accoppiato, valutato attraverso la curva forza-allungamento tramite prove di trazione.  $T_t$  deve essere maggiore della forza stabilizzante totale  $Q_a$  esplicata da ciascun ancoraggio (Eq. 6.1).

Tabella 6.3. Tensione di attrito ultima per sistemi di ancoraggio passivi (Elias & Juran, 1991).

<b>Materiale</b>	<b>Metodo di installazione</b>	<b>Tipo di roccia o terreno</b>	<b>Resistenza ultima di attrito <math>\tau_u</math> [kPa]</b>	
<i>Roccia</i>	<i>Perforazione a rotazione</i>	Marna/Calcarea	300 - 400	
		Fillade/Fillite	100 - 300	
		Gesso	500 - 600	
		Dolomite tenera	400 - 600	
		Dolomite fessurata	600 - 1000	
		Arenaria alterata	200 - 300	
		Argillite alterata	100 - 150	
		Scisto alterato	100 - 175	
		Basalto	500 - 600	
		Ardesia/Argillite dura	300 - 400	
<i>Terreno incoerente</i>	<i>Perforazione a rotazione</i>	Sabbia/Ghiaia	100 - 180	
		Sabbia limosa	100 - 150	
		Limo	60 - 75	
		Residui pedemontani	40 - 120	
		Detrito di falda fine	75 - 150	
	<i>Infissione con telaio (casing)</i>	Sabbia/Ghiaia		
		<i>Basse coperture</i>	190 - 240	
		<i>Alte coperture</i>	280 - 430	
		Morena densa	380 - 480	
	<i>Trivella</i>	Detrito di falda	100 - 180	
		Sabbia limosa	20 - 40	
		Sabbia fine limosa	55 - 90	
<i>Jet Grouted</i>	Sabbia limosa argillosa	60 - 140		
	Sabbia	380		
<i>Terreno a grana fina</i>	<i>A rotazione</i>	Sabbia/Ghiaia	700	
		Argilla limosa	35 - 50	
	<i>Trivella</i>	<i>Infissione con telaio (casing)</i>	Limo argilloso	90 - 140
		Terriccio marnoso molto fertile	25 - 75	
		Argilla tenera	20 - 30	
		Argilla dura	40 - 60	
Limo duro argilloso	40 - 100			
Argilla calcarea sabbiosa	90 - 140			



In generale si può trascurare l'effetto combinato delle sollecitazioni di trazione, taglio e momento flettente nel calcolo della barra, in quanto non è in genere rilevante per inclinazioni del rinforzo comprese tra 5° e 20° rispetto all'orizzontale. In ogni caso la duttilità delle barre e la presenza di ancoraggi ravvicinati permette la redistribuzione delle sollecitazioni all'interno della sezione o nei rinforzi limitrofi. Nel caso in cui l'inclinazione superi i 20° si consiglia di eseguire una valutazione completa che consideri l'azione combinata dei tre contributi.

Il fattore di sicurezza  $F_t$  va scelto in modo adeguato alla tipologia dell'opera. Nelle norme tecniche italiane, secondo l'approccio agli stati limite, si applicano fattori parziali sulle azioni e sulle resistenze. Alcuni autori americani suggeriscono invece per le barre un fattore globale pari a 1,67 (Byrne, et al., 1996).

### 6.1.2 Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento del rinforzo è controllata dal minimo di due termini: l'attrito alle interfacce terreno-bulbo cementizio e bulbo-barra offerta dalla porzione di rinforzo immersa nella zona di terreno stabile.

Secondo la Geoguide 7 (2008), la resistenza allo sfilamento mobilitata all'interfaccia tra terreno e bulbo cementizio può essere determinata utilizzando il metodo delle tensioni efficaci secondo l'espressione:

$$T_{sg} = \frac{c'P_cL + 2D\sigma'_v\mu^*L_r}{F_{sg}} \quad (6.2)$$

dove  $c'$  è la coesione efficace del terreno,  $P_c$  il perimetro esterno del bulbo cementato,  $L_r$  la lunghezza del rinforzo immersa nella zona passiva,  $D$  il diametro esterno del bulbo cementato,  $\sigma'_v$  la tensione verticale efficace del terreno calcolata alla profondità media del rinforzo in zona passiva (fino ad un massimo di 300 kPa),  $\mu^*$  il coefficiente di attrito apparente del terreno (pari a  $\tan\varphi'$ , detto  $\varphi'$  l'angolo di resistenza a taglio) ed  $F_{sg}$  il fattore di sicurezza nei confronti della rottura a sfilamento all'interfaccia boiaccia-terreno.

Si tratta di una formulazione basata su assunzioni semplificate, in quanto l'Eq. 6.2 non considera fattori come l'effetto arco, la dilatanza confinata, la suzione e la rugosità della superficie del foro. In ogni caso l'esperienza ha dimostrato che il metodo fornisce soluzioni adeguate in fase di dimensionamento (Geotechnical Engineering Office, 2008).

Secondo alcuni autori (FHWA, 1993), la resistenza ultima totale a sfilamento è relativamente indipendente dalla profondità del rinforzo rispetto alla superficie del terreno. Questo effetto è probabilmente dovuto alla diminuzione della dilatanza con la profondità che compensa l'incremento della pressione dovuto al sovraccarico (Cornforth, 2005). La resistenza a sfilamento può quindi essere calcolata con la seguente espressione:

$$T_{sg} = \tau_u \pi D L_r$$

dove  $\tau_u$  è la resistenza ultima ad attrito per unità di lunghezza del rinforzo,  $D$  il diametro esterno del bulbo cementato e  $L_r$  la lunghezza del rinforzo immersa nella zona passiva. Valori comuni di sono riportati in Tabella 6.3.

La resistenza allo sfilamento mobilitata all'interfaccia tra bulbo cementizio e rinforzo è calcolata con la seguente espressione:

$$T_{gr} = \frac{\beta \sqrt{f_{cu}} P_r L_r}{F_{gr}}$$

dove  $\beta$  è il coefficiente di attrito all'interfaccia barra-bulbo cementizio (dipende dal tipo di barra, o assunto pari a 0,5 per barre in acciaio armonico),  $f_{cu}$  la resistenza caratteristica della boiaccia cementizia,  $P_r$  il perimetro effettivo del rinforzo,  $L_r$  la lunghezza del rinforzo immersa nella zona passiva, ed  $F_{gr}$  il fattore di sicurezza nei confronti della rottura a sfilamento all'interfaccia boiaccia-rinforzo.

Secondo l'approccio italiano agli stati limite si applicano fattori di sicurezza parziali per azioni e resistenze. Alcuni autori americani consigliano di assumere fattori di sicurezza globali allo sfilamento  $F_{sg}$  ed  $F_{gr}$  compresi tra 1,5 e 2 (Byrne, et al., 1996).

### 6.1.3 Capacità portante della piastra flottante a breve termine

Per effetto dell'interazione tra rinforzo e terreno anche nella zona attiva, la sollecitazione di trazione che grava sulla testa dell'ancoraggio flottante e quindi sulla piastra è minore del valore massimo, che invece si osserva in corrispondenza della superficie di scorrimento. In un pendio rinforzato con ancoraggi flottanti la piastra flottante assume quindi non tanto il carattere di rivestimento per il confinamento del terreno, ma è piuttosto un elemento dimensionato per indurre un ulteriore incremento di resistenza nel rinforzo. Questa funzione viene assolta dando alla piastra una geometria che possa fornire allo stesso tempo una buona capacità portante e un'elevata superficie laterale, incrementando così l'area sulla quale si mobilitano le tensioni attritive.

Dai risultati sperimentali presentati nel Capitolo 4 è stato possibile osservare il diverso comportamento delle piastre flottanti in funzione della loro geometria. Il calcolo della capacità portante  $Q_p$  della piastra può essere eseguito con la formulazione di Das (1975) modificata con i fattori di geometria  $F_g$  (vedi paragrafi 4.5.5 e 4.5.6):

$$Q_p = CF_g\gamma\left(\frac{H}{h}\right)^n h^3$$

dove  $h$  è l'altezza della piastra di ancoraggio,  $H$  la profondità di immersione della piastra,  $\gamma$  il peso specifico del terreno,  $C$  è una funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\varphi$ , mentre  $n$  è funzione del fattore di mobilitazione  $m$ . Il fattore  $C$  viene fornito in tabulato (Figura 4.84b), mentre per  $n$  si assume un valore compreso tra 1,7 e 1,9. Sulla base dei risultati sperimentali, in Tabella 6.4 si suggeriscono alcuni valori del fattore di geometria  $F_g$  per piastra quadrata sottile, piastra tronco-conica e conica.

Una volta calcolata la capacità portante della piastra, si deve verificare che  $Q_p$  sia maggiore della spinta del terreno a tergo della piastra stessa. Nelle ipotesi di comportamento a breve termine del terreno, tale spinta sarà pari alla spinta attiva del pendio agente sulla piastra (Figura 6.9). Nel caso di piastra quadrata sottile applicata alla testa di un rinforzo passivo in un pendio con inclinazione maggiore di  $45^\circ$ , si può fare riferimento alle dimensioni raccomandate in Tabella 6.5, valide per pareti in Soil Nailing con piastre isolate e rivestimento non portante (Shiu & Chang, 2005).

Tabella 6.4. Fattori di geometria suggeriti per il dimensionamento di piastre flottanti.

Geometria della piastra	Fattore di geometria $F_g$
	[-]
Piastra quadrata sottile	1,0
Piastra tronco-conica	1,2
Piastra conica	1,1

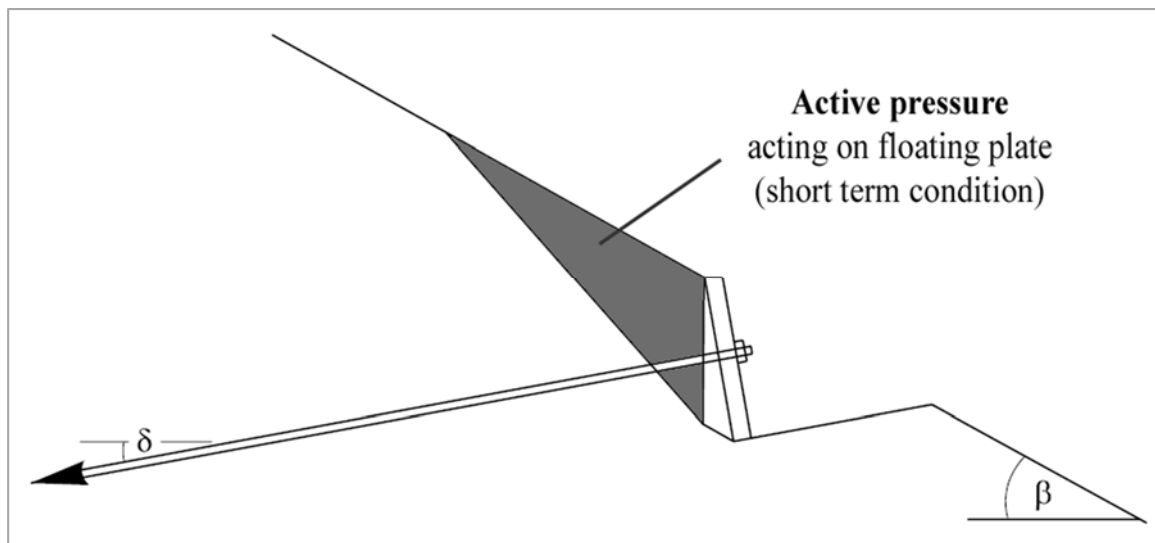


Figura 6.9. Capacità portante della piastra flottante a breve termine (spinta attiva).

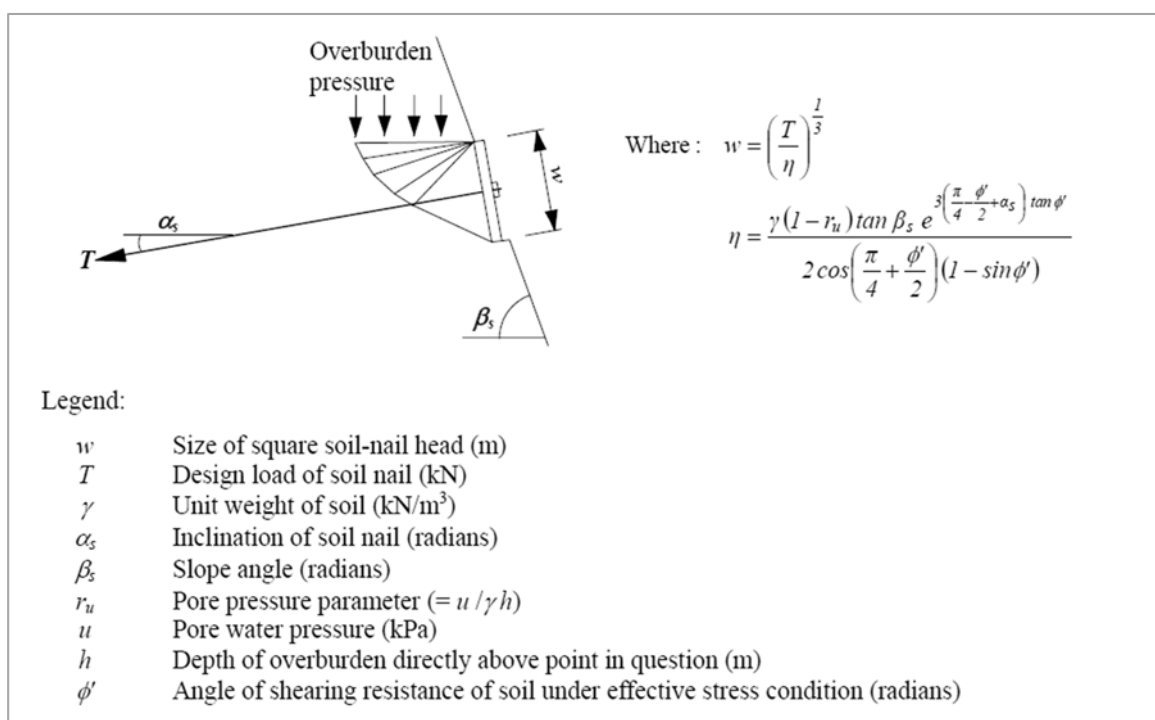


Figura 6.10. Metodo di dimensionamento alternativo per piastre di ancoraggio singole (DOT, 1994).

Un metodo alternativo per il dimensionamento delle piastre fa riferimento allo schema raccomandato dallo UK Department of Transport (DOT, 1994) riportato in Figura 6.10, valido ancora per pareti in Soil Nailing.

Per il comportamento a lungo termine, considerando le deformazioni viscosi, si può verificare un aumento della spinta a tergo della piastra. Per questo si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 6.2.2.

Infine, la piastra deve essere verificata alla rottura strutturale del materiale e degli elementi di armatura che la compongono.

Tabella 6.5. Dimensioni raccomandate per piastre isolate per pareti in Soil Nailing (Shiu & Chang, 2005).

Soil Shear Strength Parameter near the Slope Surface		45° ≤ Slope Angle < 55°			55° ≤ Slope Angle < 65°			Slope Angle ≥ 65°		
		Diameter of Soil-nail Reinforcement (mm)			Diameter of Soil-nail Reinforcement (mm)			Diameter of Soil-nail Reinforcement (mm)		
$\phi'$	$c'$ (kPa)	25	32	40	25	32	40	25	32	40
34°	2	800	800	800	600	600	800	600	600	800
	4	600	800	800	600	600	800	600	600	800
	6	600	800	800	400	600	800	400	600	600
	8	600	600	800	400	600	800	400	600	600
	10	400	600	800	400	600	600	400	600	600
36°	2	600	800	800	600	600	800	600	600	800
	4	600	800	800	400	600	800	400	600	800
	6	600	600	800	400	600	800	400	600	600
	8	400	600	800	400	600	600	400	600	600
	10	400	600	800	400	600	600	400	400	600
38°	2	600	800	800	400	600	800	600	600	600
	4	600	600	800	400	600	800	400	600	600
	6	400	600	800	400	600	600	400	600	600
	8	400	600	800	400	600	600	400	400	600
	10	400	600	800	400	400	600	400	400	600
40°	2	600	600	800	400	600	800	600	600	600
	4	400	600	800	400	600	600	400	400	600
	6	400	600	800	400	600	600	400	400	600
	8	400	600	600	400	400	600	400	400	600
	10	400	600	600	400	400	600	400	400	600

#### **6.1.4 Stabilità globale a breve termine**

In un intervento con ancoraggi flottanti, le forze instabilizzanti indotte dal movimento franoso vengono ridotte dalla forza trasferita a ciascun rinforzo, aumentando la stabilità globale.

Il calcolo della stabilità globale può essere eseguito con un normale software all’Equilibrio Limite, con modello rigido-plastico per il terreno. I rinforzi sono schematizzabili come elementi passivi, applicando inoltre un valore resistente di testa pari alla capacità portante della piastra flottante. Per la modellazione completa del comportamento tenso-deformativo del terreno si suggerisce però un calcolo con software agli elementi finiti.

### **6.2 Schema di calcolo B: approccio “viscoso non lineare”**

Gli ancoraggi flottanti sono un intervento estremamente vantaggioso nella stabilizzazione o rinforzo di versanti potenzialmente instabili o già franati. Ma ciò che li rende ulteriormente vantaggiosi è la possibilità di adottarli nella stabilizzazione di frane lente o medio lente di dimensioni significative, situazioni nelle quali in genere i fenomeni di scorrimento viscoso o *creep* sono importanti e non permettono l’arresto completo e definitivo del movimento. Inoltre si presentano casi in cui le disponibilità economiche della committenza non consentono il finanziamento di un’opera di completa stabilizzazione di un versante. Anche in questo caso gli ancoraggi flottanti possono rispondere in modo conveniente, in quanto permettono comunque una riduzione della velocità della frana e del rischio ad essa connesso.

È noto che per attivare un ancoraggio di tipo passivo devono maturarsi degli spostamenti relativi all’interfaccia terreno-superficie esterna del rinforzo. In un ancoraggio flottante si possono quindi verificare due condizioni: se il sistema di rinforzo è sufficiente a stabilizzare completamente il versante il movimento si arresta dopo aver attivato le forze resistenti del sistema e la tensione nei rinforzi resta inferiore alla massima disponibile; viceversa, se il sistema non è sufficiente, il versante continua a muoversi e nei rinforzi si raggiunge la completa attivazione della massima resistenza disponibile.

Il verificarsi della seconda condizione non è da considerarsi un difetto ma un meccanismo di autoregolazione del sistema: il terreno spostandosi relativamente alla barra permette di mobilitare le resistenze di attrito massime all'interfaccia terreno-boiaccia e di ridurre così parte delle forze instabilizzanti che attivano il movimento; allo stesso tempo, l'ancoraggio trova una sua condizione di equilibrio interna al versante in movimento senza raggiungere la rottura strutturale e continuando quindi ad esplicare un'azione stabilizzante per attrito. In queste applicazioni, il dimensionamento degli ancoraggi flottanti può essere basato su un approccio a lungo termine, in cui si assume possibile lo sviluppo di spostamenti del terreno con l'attivazione di scorrimenti viscosi.

### 6.2.1 Stabilità globale a lungo termine

In ipotesi di approccio a lungo termine, un intervento con ancoraggi flottanti può essere dimensionato estendendo un modello proposto per interventi di stabilizzazione di pendii instabili con pali verticali in terreni con comportamento viscoso non lineare (Gudehus & Schwarz, 1985). Mettendo in relazione la velocità di spostamento lungo la superficie di taglio con lo sforzo mobilitato sulla stessa, gli autori propongono la seguente relazione:

$$\frac{T_1}{T_0} = 1 + I_v \cdot \ln \frac{v_0}{v_1}$$

dove  $T_0$  e  $T_1$  sono rispettivamente la forza di taglio esplicita sulla superficie di scorrimento prima e dopo l'intervento,  $v_0$  e  $v_1$  le corrispondenti velocità di scorrimento, mentre  $I_v$  è un indice di viscosità, che può essere assunto nell'intervallo 0,01-0,06 oppure determinato in laboratorio con prove di taglio anulare o residuo.

Per un pendio indefinito con superficie di scivolamento inclinata di un angolo  $\beta$  (Figura 6.11a) si ha:

$$T_0 = W \cdot \sin \beta$$

dove  $W$  è il peso della massa di terreno instabile.



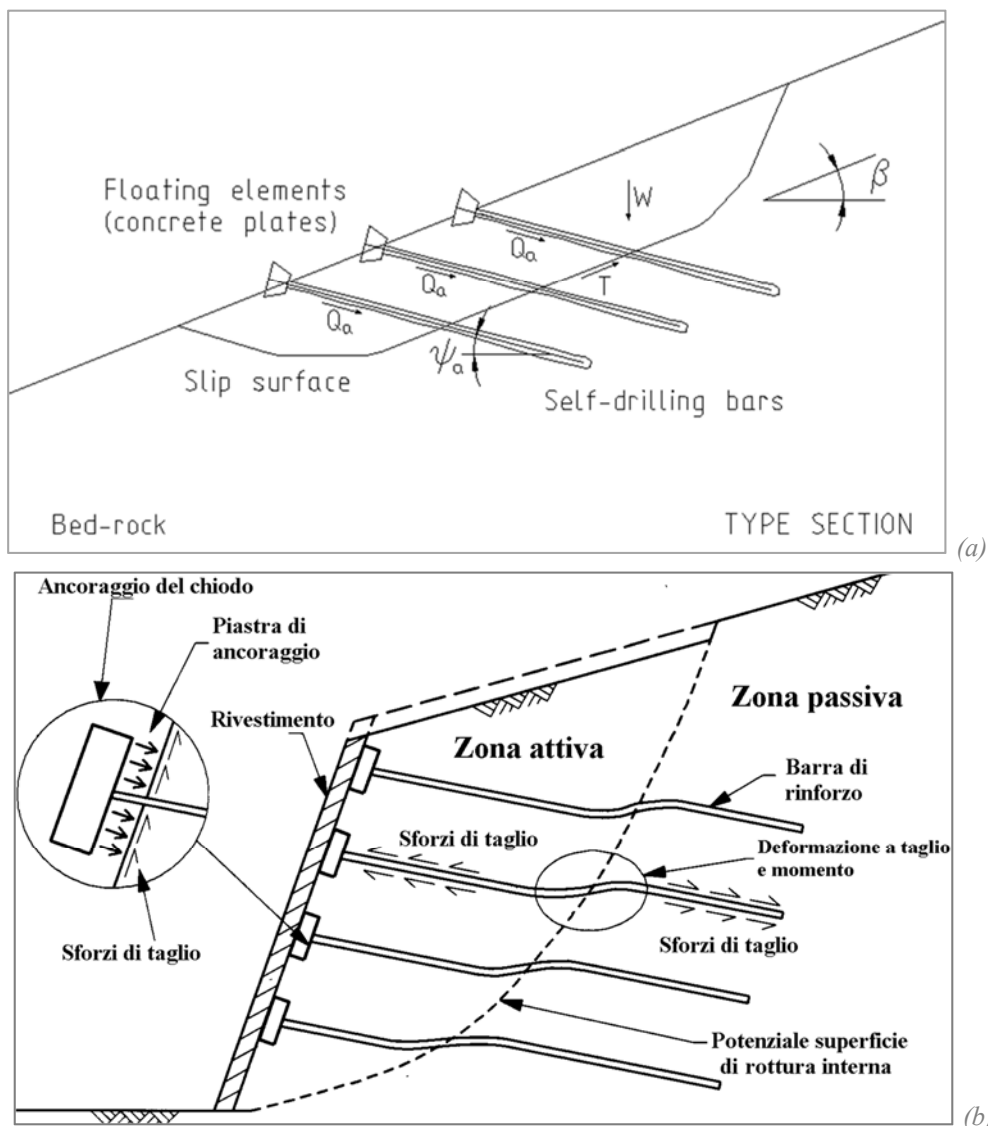


Figura 6.11. Sezione tipo e schema di calcolo di un intervento con ancoraggi flottanti (a); effetto di “cucitura” offerto dalle barre passive in un Soil Nailing (da Geoguide 7) (b).

Il contributo stabilizzante  $S$  dovuto al sistema di ancoraggi flottanti sarà:

$$S = n_a \cdot Q_a \cdot \cos(\psi_a + \beta) = T_1 - T_0$$

dove  $Q_a$  è la forza stabilizzante totale esplicabile da un singolo rinforzo, calcolata secondo il metodo presentato nel paragrafo 6.1 (Eq. 6.1), e  $\psi_a$  l’angolo di inclinazione degli ancoraggi rispetto all’orizzontale. Si considera trascurabile, in favore di sicurezza, il contributo benefico dato dalla “cucitura” esercitata dagli ancoraggi tra il corpo di frana e il terreno stabile, i quali, oltrepassando la potenziale o effettiva superficie di rottura a taglio

del terreno, incrementano lo sforzo normale e la resistenza a taglio offerta dall'insieme terreno-barre lungo tale superficie (Figura 6.11b). La componente della forza  $Q_a$  ortogonale alla superficie di scorrimento nei test presentati nei capitoli 4 e 5 è infatti risultata di entità modesta. Il numero di ancoraggi necessari per ottenere una riduzione di velocità dal valore  $v_0$  al valore  $v_1$  sarà quindi pari a:

$$n_a = I_v \frac{W \cdot \sin \beta}{Q_a \cdot \cos(\psi_a + \beta)} \cdot \ln \frac{v_0}{v_1}$$

Secondo questo modello la stabilità globale del pendio rinforzato è espressa non tanto da un Fattore di Sicurezza globale, ma dalla riduzione di velocità richiesta, che dipende sostanzialmente da alcuni parametri geometrici (inclinazione del versante e dei rinforzi), dall'indice di viscosità del terreno e dal numero di ancoraggi flottanti installati.

L'intervento con ancoraggi flottanti può essere calibrato in corso d'opera, con la possibilità di aumentare il numero di ancoraggi anche in un secondo tempo, a seconda delle necessità riscontrate in sito e delle evidenze di un eventuale monitoraggio, in accordo con l'impostazione definita dal "metodo osservazionale" previsto dalla normativa tecnica italiana (NTC 2008, paragrafo 6.2.4). Naturalmente un sistema di ancoraggi flottanti può essere anche integrato da ulteriori interventi (contemporanei o successivi) di altro tipo.

In frane ad evoluzione lenta o medio-lenta questa tecnica può quindi essere utilizzata anche solamente per rallentare la velocità di avanzamento del pendio instabile. L'effetto ottenuto dipende dal numero di ancoraggi installati e quindi dal rapporto tra le forze instabilizzanti indotte dalla massa instabile e la loro riduzione generata dal sistema di rinforzi.

## 6.2.2 Capacità portante della piastra flottante a lungo termine

In un movimento franoso soggetto a fenomeni di *creep*, l'inserimento di un elemento rigido come un muro di sostegno all'interno del corpo di frana costituisce una sorta di ostacolo al movimento. In genere si osserva a breve termine un rallentamento del movimento, in particolare nelle vicinanze dell'ostacolo, di solito posto al piede della frana.

Se tuttavia la resistenza a taglio residua nella superficie di scorrimento è *rate dependent*, cioè funzione della velocità della frana, questa stabilizzazione apparente può essere accompagnata da un incremento della spinta del terreno a tergo dell'ostacolo. Se tale pressione raggiunge la condizione di spinta passiva, il muro, in genere dimensionato per sostenere una spinta attiva del terreno retrostante, può non essere più in grado di esplicare la sua funzione e collassare: in questo caso la frana riprende il suo movimento riuscendo a volte anche a sopravanzare l'ostacolo (Puzrin & Schmid, 2012).

In un intervento con ancoraggi flottanti, la piastra costituisce di fatto un ostacolo all'avanzamento della frana. Si deve perciò verificare la capacità portante della piastra sia a breve sia a lungo termine. Nel secondo caso, il più gravoso, si può procedere assumendo lo schema di frana vincolata da un ostacolo riportato in Figura 6.12a e proposto da Puzrin e Schmid. Sulla base di osservazioni eseguite su molti casi reali (Vulliet & Hutter, 1988), le frane lente presentano uno spessore lungo il profilo longitudinale entro il quale gli spostamenti sono pressoché uniformi con la profondità (scorrimento rigido rispetto alla base). Il movimento franoso può quindi essere descritto mediante una legge di sviluppo temporale dello spostamento medio parallelo al versante e al piano di scivolamento. Tale spostamento, a causa della deformabilità del terreno, può assumere valori diversi lungo il profilo longitudinale. Si può quindi indicare con  $\delta(x,t)$ ,  $\dot{\delta}(x,t)$  e  $p(x,t)$ , rispettivamente i vettori dello spostamento medio, della velocità e tensione efficace normale all'ostacolo, vettori tutti paralleli al versante e, essendo mediati sullo spessore del corpo di frana, presi con distribuzione uniforme con la profondità. La stabilizzazione avviene per un tempo  $t=0$ . Prima della stabilizzazione ( $t<0$ ) si assume che la frana presenti una tensione efficace costante  $p_0$  e si muova con velocità costante  $v_0$ , entrambi valori uniformemente distribuiti sulla lunghezza della frana:

$$p(x,t) = p_0 = \text{cost} \qquad \dot{\delta}(x,t) = v_0 = \frac{\tau_g - \tau_r}{\eta} = \text{cost}$$

La pressione al contorno superiore e inferiore del corpo di frana è pari alla spinta attiva  $p_0=p_a$ , e la resistenza a taglio residua  $\tau^*$  è completamente mobilitata lungo l'intera superficie di scorrimento. Al momento della stabilizzazione, l'ostacolo (la piastra flottante) diventa il limite per la successiva evoluzione della frana: in tale posizione al tempo  $t_0$  la velocità diventa nulla. Le velocità iniziano gradualmente a diminuire e le spinte ad

aumentare; rimane costante la sola pressione sul limite superiore  $p(L,t)=p_0$ . L'incremento delle spinte è dovuto al fatto che la resistenza tangenziale residua è di tipo *rate dependent*, mentre il modello per il corpo di frana è rigido visco-plastico (Figura 6.12b). Assumendo per la resistenza residua una legge di dipendenza dalla velocità lineare (modello di Bingham) si può scrivere:

$$\tau^* = \tau_r + \eta \frac{\partial \delta}{\partial t} = \tau_r + \eta \dot{\delta}$$

dove  $\tau^*$  è la resistenza a taglio residua sulla superficie di scorrimento,  $\tau_r$  la componente *rate-independent* della resistenza a taglio residua e  $\eta$  il coefficiente di viscosità. Se il comportamento del terreno è assunto elasto-plastico (Figura 6.13), la pressione in direzione tangente al movimento è:

$$p = p_0 + E\varepsilon = p_0 + E \frac{\partial \delta}{\partial x}$$

dove  $E$  è il modulo elastico del terreno. La relazione è valida per  $p < p_p$ , essendo  $p_p$  la spinta passiva.

Detta  $\tau_g$  la tensione a taglio gravitazionale:

$$\tau_g = \gamma h \sin \alpha$$

con  $\gamma$  il peso di volume del terreno,  $h$  lo spessore medio del corpo di frana e  $\alpha$  l'inclinazione del versante, il fattore di sicurezza per la stabilità a lungo termine della frana a tergo di una piastra flottante è definito dall'espressione:

$$FS = \frac{p_p}{p(0, \infty)} = \frac{p_p}{p_0 + \frac{\tau_g - \tau_r}{h} L}$$

Se il fattore di sicurezza è maggiore dell'unità, la velocità della frana continuerà a diminuire, raggiungendo asintoticamente il valore finale di spostamento, espresso da:

$$\delta(x, \infty) = \frac{\tau_g - \tau_r}{hE} \left( xL - \frac{x^2}{2} \right)$$

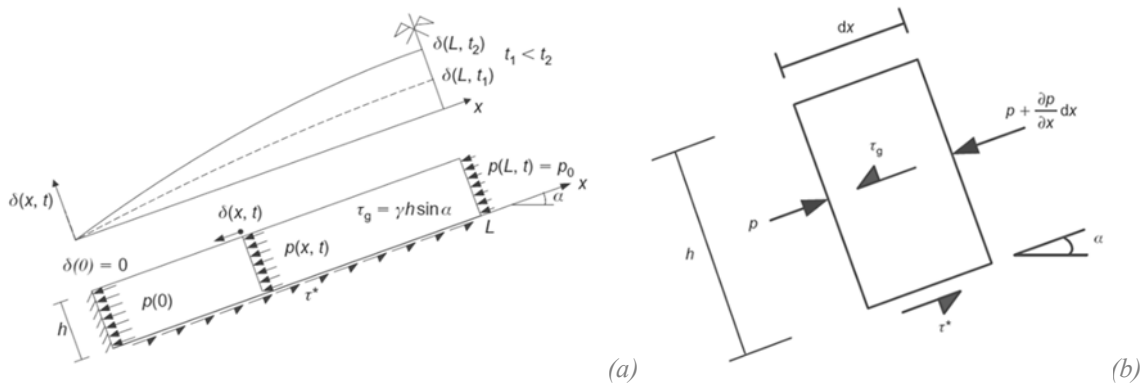


Figura 6.12. Modello di Puzrin e Schmid: schema di una frana vincolata da un ostacolo (a), equilibrio del corpo di frana (b).

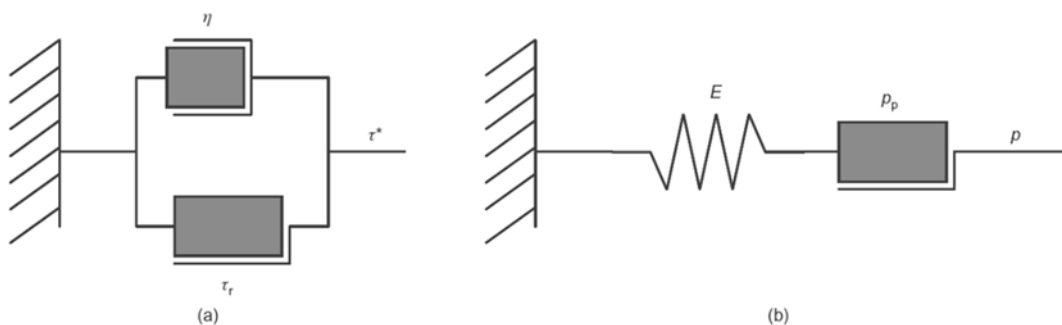


Figura 6.13. Modello di Puzrin e Schmid, schema del modello costitutivo del terreno: superficie di scorrimento (a) e strato di scorrimento (b).

Se invece il fattore di sicurezza è minore dell’unità, la spinta del terreno perverrà al valore della spinta passiva e il terreno a tergo della piastra flottante giungerà alla condizione di rottura. Dopo la rottura, raggiunta la condizione di spinta passiva  $p_p$  al piede della frana, essa si mantiene costante ma si modifica il campo degli spostamenti del corpo di frana. Le velocità di tutti i punti del corpo di frana si avvicinano comunque asintoticamente a un valore costante e pari a:

$$\dot{\delta}(x, \infty) = \frac{1}{\eta} \left[ \tau_g - \tau_r - \frac{h}{l} (p_p - p_0) \right]$$

Dall’espressione precedente si può notare che per  $p_p > p_0$  la velocità finale post-rottura sarà comunque inferiore alla velocità iniziale  $v_0$ . Questo indica che, anche se i movimenti della frana non possono essere azzerati completamente, viene comunque

raggiunto un certo grado di stabilizzazione, nonostante la rottura per spinta passiva del terreno a tergo della piastra (Puzrin & Schmid, 2011).

In ogni caso si osserva che, mentre a breve termine la piastra flottante è soggetta alla sola spinta attiva del terreno, per una verifica a lungo termine si deve invece eseguire il dimensionamento a spinta passiva (condizione di carico limite sulla piastra o raggiungimento della capacità portante).

### 6.2.3 Creep Test

Un intervento con ancoraggi flottanti è generalmente impiegato su terreni inclini a deformazioni viscosi, specie se contengono un'alta percentuale di frazione fine. Si rende perciò necessario determinare la natura viscosa del terreno (susceptibilità al *creep*) attraverso un'analisi delle deformazioni associate a una prova di comportamento viscoso, o anche chiamata *Creep Test*. La prova ha l'obiettivo di valutare la stabilità del pendio a lungo termine, e dovrebbe quindi essere eseguita prima del completamento dei lavori, in aggiunta ai test di pull-out. Nell'eventualità in cui i criteri di accettazione non vengano soddisfatti, si rende necessaria una modifica dei parametri di resistenza all'attrito utilizzati per il dimensionamento o l'installazione di un maggior numero di rinforzi.

Una tipica procedura di *Creep Test* su rinforzi passivi è presentata nella Geoguide 7 (Geotechnical Engineering Office, 2008) (Figura 6.14). Si tratta di prove di comportamento a lungo termine sui tiranti. Nel modello di Puzrin & Schmid (2012) quello che conta è il comportamento *rate-dependent* del terreno lungo la superficie di scivolamento. Con la prova sui tiranti si può invece testare il comportamento del terreno sotto la superficie, che può essere completamente diverso. Il rinforzo deve essere caricato per successivi incrementi della sollecitazione assiale partendo da un valore iniziale  $T_a$ , passando ai due carichi intermedi  $T_{DL1}$  e  $T_{DL2}$  fino al carico massimo  $T_{ult}$ , così definiti:

- $T_{DL1}$ : resistenza ammissibile a sfilamento fornita dal rinforzo;
- $T_{DL2}$ : si ottiene moltiplicando  $T_{DL1}$  per il fattore di sicurezza allo scorrimento all'interfaccia terreno-bulbo cementizio  $F_{sg}$ ; esso è assunto quale valore di *creep test load*  $T_c$ ;

- $T_{ult}$ : il 90% del carico di snervamento  $T_p$  del rinforzo;
- $T_a$ : il valore minimo tra  $T_{DL1}$  e  $0,05T_p$ .

Seguendo gli step di carico di Figura 6.14, raggiunto il *creep test load*  $T_c$ , il carico deve essere mantenuto per 60 minuti (*creep period*). In questo periodo di tempo si esegue una misura delle deformazioni agli intervalli di 1, 3, 6, 10, 20, 30, 40, 50 e 60 minuti. Il test si considera accettato se:

- La differenza tra gli spostamenti a 6 e 60 minuti è minore di 2 mm o inferiore allo 0,1% della lunghezza cementata del rinforzo;
- L'andamento generale della velocità di deformazione (cioè il grafico spostamenti vs. logaritmo del tempo) è decrescente per tutto il *creep period*.

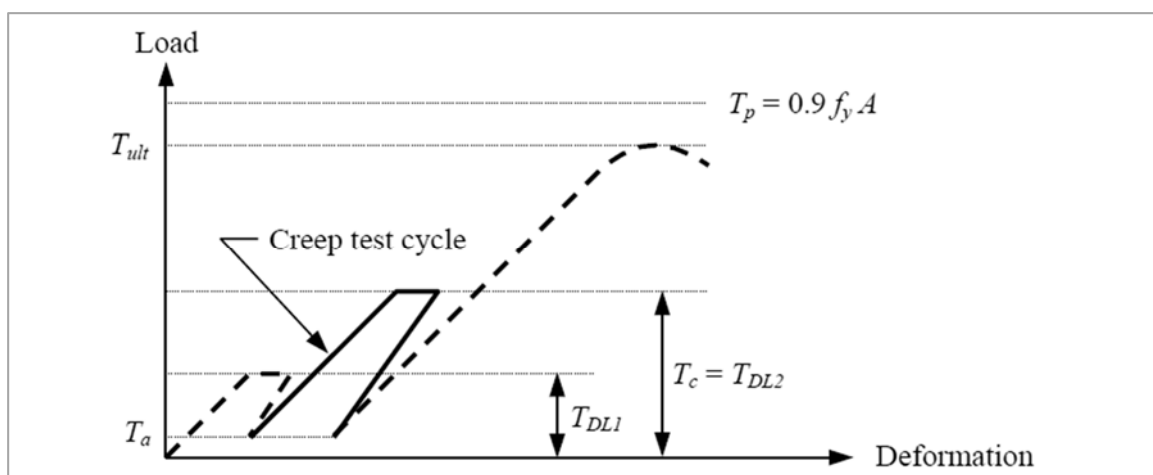


Figura 6.14. Tipica sequenza di carico per un Creep Test secondo la Geoguide 7 (Geotechnical Engineering Office, 2008).

### 6.3 Osservazioni sull'effetto arco tra ancoraggi ravvicinati

Nel calcolo della forza assorbita da ciascun ancoraggio non è incluso il contributo dovuto all'effetto arco tra ancoraggi flottanti ravvicinati. La determinazione teorica e sperimentale di tale apporto è attualmente ancora oggetto di studio. In questo paragrafo si presentano alcune considerazioni al riguardo tratte da studi di letteratura.

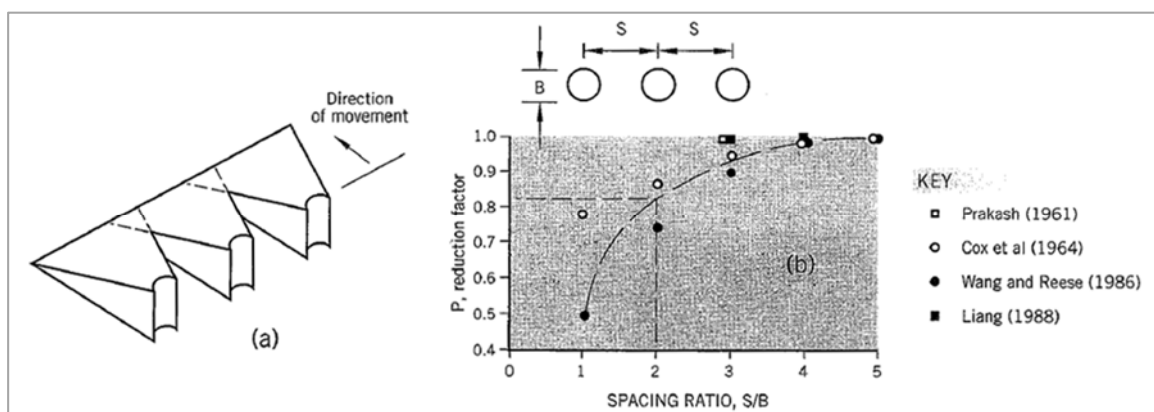


Figura 6.15. Interasse tra pali caricati orizzontalmente: schema dell'interferenza generata dai cunei di spinta passiva (a) e fattori di riduzione per pali ravvicinati (b) (tratto da Cornforth, 2005).

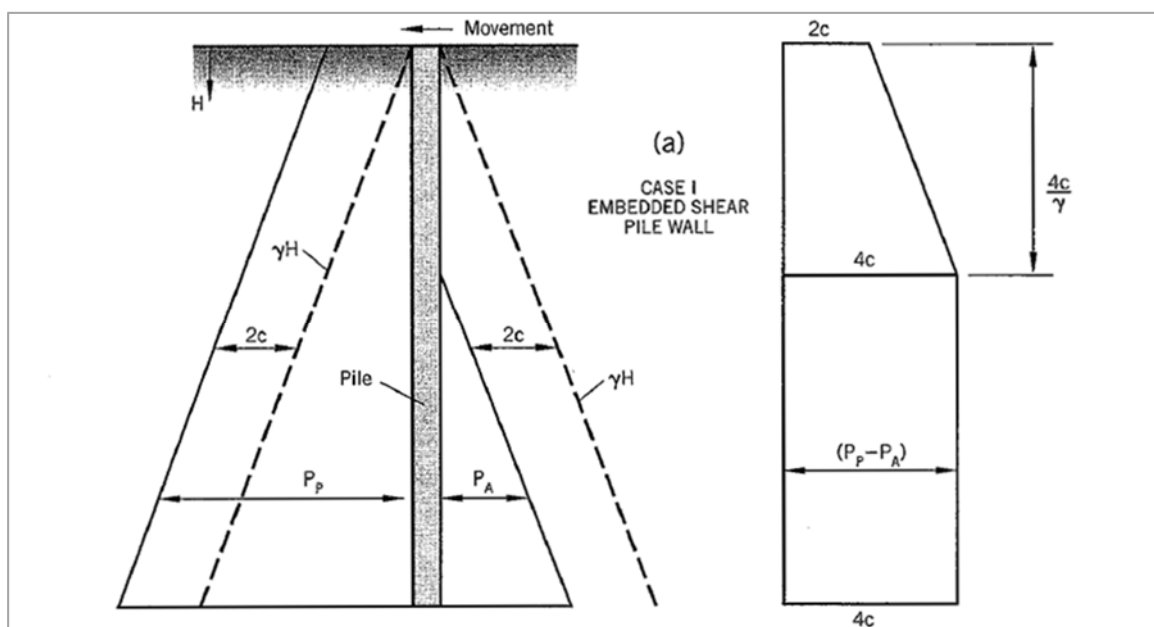


Figura 6.16. Effetto della spinta attiva e passiva sulla resistenza ai movimenti laterali in terreni argillosi (Cornforth, 2005).

Alcune ricerche eseguite su pendii rinforzati con pali verticali sollecitati a taglio (Reese & Van Impe, 2001) mostrano un confronto interessante. In particolare è stata analizzata la variazione della resistenza passiva offerta dal terreno a valle di un gruppo di pali installati all'interno di una frana in lento movimento, in funzione dell'interasse dei pali. Al diminuire dell'interasse, l'interferenza tra pali adiacenti riduce la resistenza passiva rispetto a quella di un palo singolo (Figura 6.15). Detto  $S$  l'interasse tra i centri di due pali limitrofi e  $B$  il diametro dei pali, quando i pali sono contigui, cioè il rapporto  $S/B$  è pari a



1, il fattore di riduzione è pari a 0,5, cioè la resistenza passiva offerta dal terreno a valle dei pali è metà rispetto alla situazione con un palo singolo. La differenza tra pali singoli e un gruppo di pali diventa trascurabile per rapporti  $S/B$  maggiori di 3-4 (Reese, et al., 1992).

Questi risultati sperimentali sono consistenti con la teoria sulla spinta attiva e passiva nei terreni coesivi in condizioni non drenate. Definendo come resistenza passiva netta la differenza tra le spinte attiva e passiva del terreno, per un muro ( $S/B$  pari a 1) essa presenta il diagramma di Figura 6.16, secondo il quale al di sotto della profondità di autosostentamento  $z_o=4c/\gamma$ , la resistenza passiva netta è pari a  $4c$ , detta  $c$  la resistenza a taglio non drenata. Per un palo singolo ( $S/B$  molto grande) caricato orizzontalmente invece la capacità portante laterale ultima presenta un diagramma crescente da un valore  $6c$  in superficie a un valore  $9c$  a profondità maggiori di  $H=10B$ . Assumendo un valore medio di resistenza nello spessore della frana, ad esempio un valore pari a  $8c$  intermedio tra  $6c$  e  $9c$ , il fattore di riduzione per effetto dell'interasse è pari a  $4c/8c=0,5$  (Cornforth, 2005).

L'effetto di gruppo generato da pali contigui in un muro è quello di ridurre la capacità portante di ciascun palo di circa il 50% rispetto a pali isolati. Una serie di pali disposti a interasse  $S/B>4$  fornisce resistenza doppia rispetto a una paratia di pali dello stesso diametro. È anche interessante notare che per un interasse  $S/B=2$  il fattore di riduzione è pari a 0,83, cioè una serie di pali disposti con una spaziatura pari due volte il diametro di un palo fornisce quasi la stessa resistenza di un gruppo identico al primo con l'aggiunta di un palo extra nello spazio libero (Cornforth, 2005).

Alcuni studi sperimentali di laboratorio sono stati eseguiti anche su ancoraggi orizzontali a piastra verticale (Hueckel, 1957), condizione molto simile a quella degli ancoraggi flottanti. Tali ricerche hanno dimostrato che per un rapporto  $S/B$  pari a 3-4 l'effetto dell'interferenza praticamente scompare (Figura 6.17a). Anche in questo caso i risultati sono coerenti con quanto riportato per gruppi di pali verticali caricati a taglio, e si può ragionevolmente assumere che il comportamento sia lo stesso anche per gruppi di ancoraggi flottanti ad interasse ravvicinato.

Per ancoraggi a piastra quadrata sottile è stato inoltre proposto l'impiego di una dimensione equivalente  $B_e$  (Figura 6.17b) al posto della larghezza  $B$  della piastra (Ovesen & Stromann, 1972). La dimensione equivalente dipende dall'interasse  $S$  tra le piastre, dalla

loro larghezza  $B$ , dall'altezza  $h$  e dalla profondità di immersione  $H$ , oltre che dal grado di addensamento del terreno. La variazione di  $B_e$  in funzione di questi parametri è riportata in Figura 6.17c.

Le osservazioni di letteratura si riferiscono soltanto a piastre quadrate sottili. Per piastre flottanti di diversa geometria l'interazione di gruppo può divergere leggermente dalle condizioni qui analizzate. I volumi mobilitati infatti con piastra tronco-conica e conica sono maggiori rispetto alla piastra quadrata sottile, come osservato nei paragrafi 4.6 e 5.6. Quest'ultima circostanza è positiva in quanto laddove si genera l'effetto arco la stima delle deformazioni secondo le linee guida qui presentate avviene per difetto, e quindi in favore di sicurezza. Può rivelarsi però negativa in quanto laddove vi sia interazione si può sovrastimare, in sfavore di sicurezza, la capacità resistente ultima di ciascun ancoraggio. Sono quindi necessarie opportune valutazioni caso per caso.

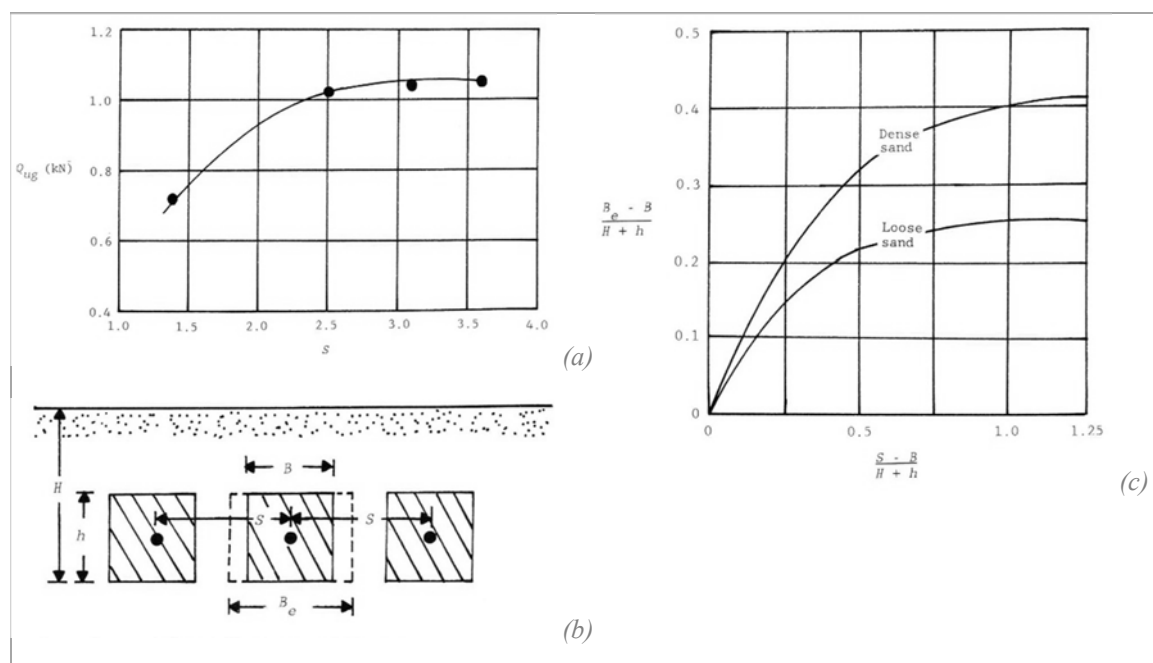


Figura 6.17. Capacità portante di ancoraggi a piastra verticale a interasse ravvicinato: variazione della capacità portante di gruppo in funzione dell'interasse (a); definizione di dimensione equivalente (b); variazione di  $B_e$  in funzione dei parametri geometrici e del tipo di terreno (c).

L’effetto di gruppo tra ancoraggi flottanti ravvicinati può non presentarsi in presenza di colate o di frane su depositi molto soffici. In questi casi infatti il terreno può fluire attorno ai rinforzi, e per osservare l’effetto di gruppo sarebbe necessario un interasse molto ridotto. La tecnica non perde però di efficacia, in quanto i rinforzi continuano ad assorbire singolarmente parte degli sforzi tangenziali indotti dal movimento, grazie all’attrito che si sviluppa all’interfaccia terreno-bulbo cementizio e terreno-piastra flottante. Gli ancoraggi devono tuttavia essere dimensionati come rinforzi singoli, trascurando l’effetto di gruppo.

## **6.4 Osservazioni generali**

A completamento delle linee guida presentate nei paragrafi precedenti, si sottolineano infine alcuni aspetti di carattere generale.

### **6.4.1 Sollecitazioni a flessione e taglio nei rinforzi**

Nella maggior parte dei metodi di calcolo tradizionali per pareti in Soil Nailing si assume che i rinforzi siano soggetti alla sola forza assiale di trazione, trascurando i contributi resistenti a flessione e a taglio. Si tratta di un approccio sicuramente conservativo in quanto tali contributi si attivano solamente quando il terreno si avvicina alla condizione di rottura, dopo il verificarsi di movimenti significativi (Cornforth, 2005). Nel caso degli ancoraggi flottanti però lo sviluppo di grandi spostamenti del terreno non è condizione rara, e le sollecitazioni flessionali e a taglio possono essere significative. In questo caso le barre composite appaiono fornire maggiori garanzie, in quanto forniscono al sistema una maggiore resistenza flessionale e a taglio, oltre a migliorare la continuità del rinforzo rispetto al sistema di connessione modulare con manicotti di giunzione (Bisson, et al., 2013).

## 6.4.2 Impiego del metodo osservazionale

Per sfruttare appieno il carattere modulare di un intervento con ancoraggi flottanti, si può prevedere l'utilizzo del metodo osservazionale. Si riporta a riguardo quanto contenuto nel paragrafo 6.2.4 del D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008):

*“Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangono documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale. Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:*

- *Devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;*
- *Si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;*
- *Devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;*
- *Deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti”.*

## 6.4.3 Impatto ambientale e rinverdimento del pendio

Dato che il rinforzo è necessariamente prolungato in profondità fino al terreno stabile, esso resta fisso nello spazio e se il pendio si deforma e il terreno si sposta relativamente ad esso, la piastra può essere eventualmente inglobata dal terreno circostante. Questa condizione determina un miglioramento estetico del pendio stabilizzato rispetto ad opere più impattanti quali muri di sostegno o simili. Anche nel caso di piastre non completamente immerse all'interno del pendio l'impatto ambientale è basso: non essendo previsto un rivestimento continuo di facciata, ed essendo le piastre di ripartizione rade (la superficie mediamente coperta con le piastre è di 1,5 m<sup>2</sup> ogni 25-30 m<sup>2</sup>, con un rapporto di ricoprimento pari a circa 5-6%), la parete può essere piantumata e rinverdata.

#### **6.4.4 Durabilità e corrosione**

Riguardo alla durabilità dell'opera, si deve considerare che in un intervento con ancoraggi flottanti i rinforzi sono soggetti a carichi permanenti e gli spostamenti del terreno possono essere elevati. Le barre sono quindi maggiormente suscettibili alla corrosione. Si deve perciò prevedere una buona protezione delle barre: la zincatura a caldo e la boiaccia cementizia che avvolge le barre forniscono una già elevata durabilità all'opera, secondo quanto indicato nella norma UNI EN 14490. Si può prevedere inoltre una protezione aggiuntiva per ambienti particolarmente aggressivi, come ad esempio la protezione con resine, i tiranti dielettrici o altro.

## 7 CASI STUDIO E MONITORAGGIO IN SITO

Parallelamente alle attività di modellazione teorica, sperimentale e numerica presentate nei capitoli precedenti, il lavoro di ricerca sull'ancoraggio flottante ha previsto una fase di tipo applicativo in sito. La collaborazione con professionisti, Enti e imprese ha infatti consentito la progettazione ed esecuzione di alcuni interventi con ancoraggi flottanti in frane reali.

In questo capitolo si presentano quattro siti in Provincia di Vicenza soggetti a dissesti franosi nei quali è stata sperimentata la tecnica oggetto di studio. Si tratta delle frane situate in località Val Maso e Gisbenti a Valli del Pasubio, in Via Monte a Cornedo Vicentino e in località Cischele a Recoaro Terme.

Tutte le quattro frane in oggetto si sono attivate o riattivate in concomitanza con le piogge eccezionali dell'autunno 2010. Tra il 30 ottobre e il 2 novembre 2010 infatti un eccezionale evento meteorico ha colpito la Provincia di Vicenza assieme a gran parte del Veneto. In meno di tre giorni sul territorio provinciale prealpino (zona Veneto B) è stata registrata un pioggia cumulata (dal 30/10 al 2/11, intero evento) con un valore massimo di 502 mm e un valore medio di 339 mm. In particolare, nella stazione meteo-idrologica ARPAV di Valli del Pasubio (VI) si sono registrati 301 mm di pioggia in 24 ore il 31 ottobre 2010 e 435 mm cumulati in 3 giorni; nella stazione di Turcati a Recoaro Terme (VI) invece si sono registrati 297 mm di pioggia in 24 ore e 435 mm cumulati in 3 giorni (ARPAV, 2010). La pioggia eccezionale, assieme alla particolare congiuntura termica e di bassa pressione e scirocco sull'alto Adriatico, che hanno provocato lo scioglimento delle nevi cadute nella settimana precedente per un aumento termico improvviso, ha dato origine a uno degli eventi più catastrofici del Veneto degli ultimi 100 anni, insieme alle alluvioni del Novembre 1966 e dell'Ottobre 1992.

Per ognuna delle quattro frane si riporta una descrizione del contesto geografico e geologico del sito, delle opere progettate e realizzate, degli eventuali sistemi di monitoraggio installati e dei relativi risultati fino ad oggi registrati.

## 7.1 Frana in località Gisbenti, Valli del Pasubio (VI)

In concomitanza con gli eventi piovosi dell’autunno 2010 che hanno interessato in particolare la regione Veneto, nel comune di Valli del Pasubio (VI) si è attivato un movimento franoso. Il sito è localizzato in località Gisbenti (Figura 7.1a) in prossimità di un importante stabilimento industriale; la frana si estende su un’area di circa 15000 m<sup>2</sup>. La quota altimetrica della zona in oggetto è compresa tra 400 e 460 mslm. Il pendio ha un’inclinazione media di 27°.

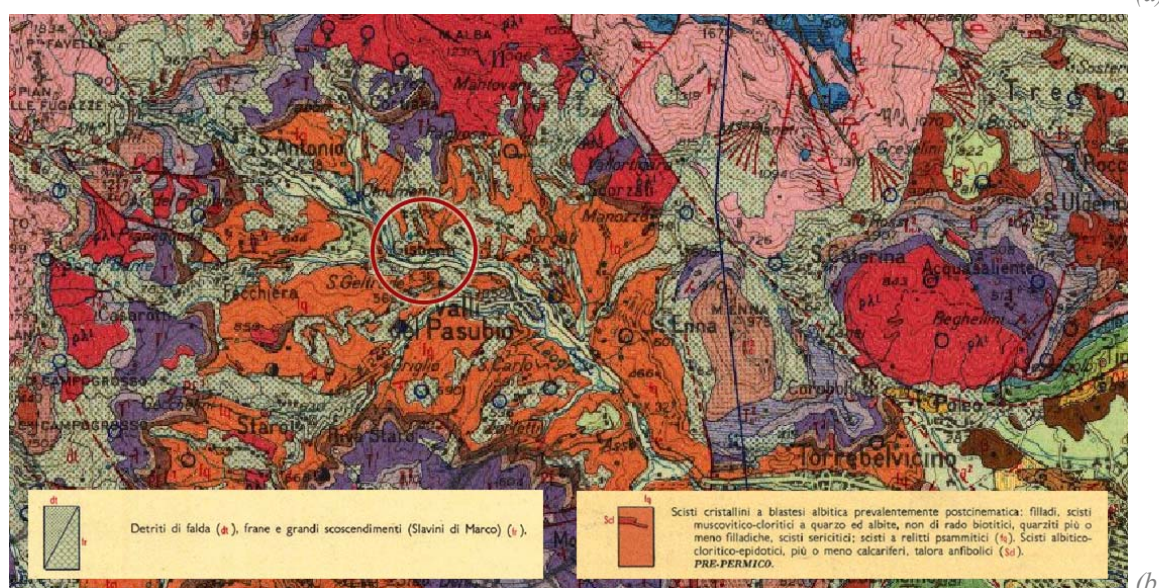
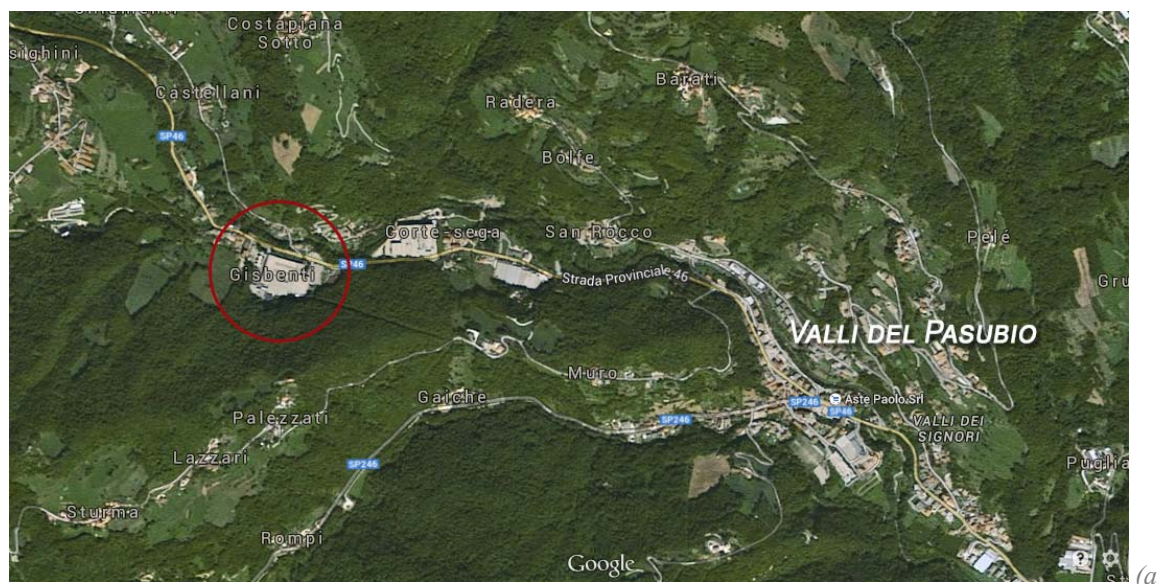


Figura 7.1. Vista satellitare dell’area di frana Gisbenti a Valli del Pasubio (Google Earth) (a); geologia dell’area (estratto dalla Carta Geologica d’Italia) (b).

Si sono osservate una serie di fessurazioni su un muro di sostegno a monte degli impianti produttivi e si è verificato uno slittamento del muro stesso causato dalla frana attivatasi sul versante retrostante. L'innescò del dissesto è stato causato dal rapido aumento del livello di falda all'interno del corpo di frana a seguito delle piogge particolarmente intense.

### **7.1.1 Geologia dell'area**

Il versante interessato si posiziona sulla destra idrografica del torrente Leogra. Dal punto di vista geologico (Figura 7.1b) l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni metamorfiche che costituiscono gran parte del territorio montano della vallata. In particolare affiora qui un basamento cristallino di età pre-permiana, rocce antiche costituite da filladi quarzifere. Al piede del pendio, dove è collocato lo stabilimento, si trovano terreni alluvionali recenti depositati dal vicino torrente.

Al fine di eseguire una valutazione del dissesto e degli interventi di sistemazione necessari, si sono eseguiti 2 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo (S1 e S4) spinti fino alla profondità di 20 m per la determinazione della successione stratigrafica e l'individuazione della profondità della superficie di scorrimento della frana. All'interno dei 2 fori si sono installati 2 tubi piezometrici per il monitoraggio del livello di falda. Altri 2 sondaggi geognostici a rotazione a distruzione di nucleo (S2 e S3) spinti fino alla profondità di 20 m sono stati eseguiti nella parte centrale del corpo di frana per individuare il substrato roccioso compatto. All'interno di quest'ultimi sono stati installati 2 tubi inclinometrici.

In posizione S1, S2 e S3, fino a circa 10 m di profondità si trovano filladi alterate con presenza di livelli ad abbondante matrice argillosa di alterazione. Oltre i 10 m iniziano le filladi quarzifere compatte. In posizione S4 invece, fino a circa 19 m si trovano successioni di argille compatte di colore marrone e terreni di origine alluvionale costituiti da ghiaia e ciottoli immersi in matrice limoso argillosa. Il passaggio al substrato roccioso filladico si trova intorno ai 19 m di profondità.



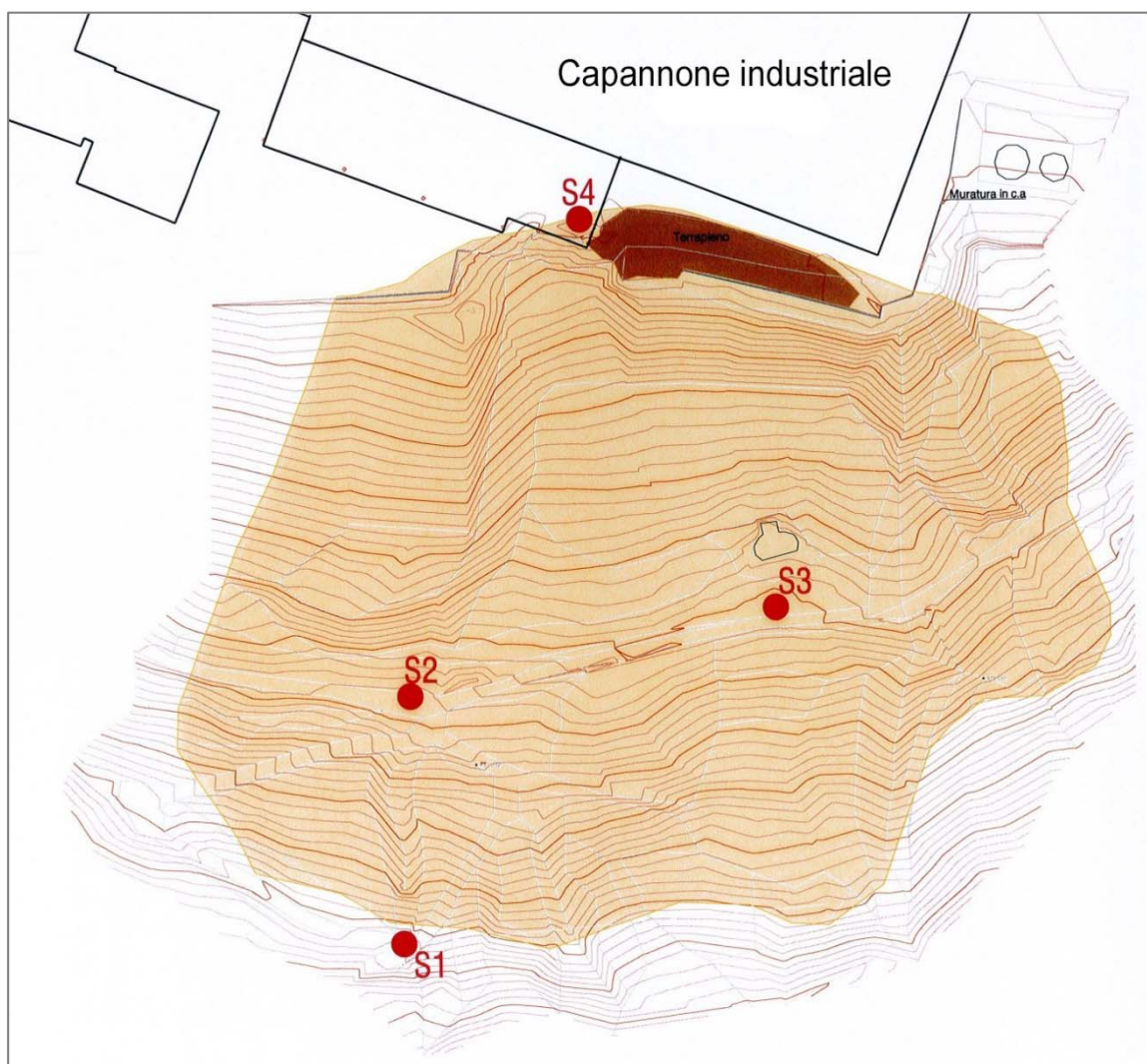


Figura 7.2. Planimetria con indicazione dell'area di frana e dell'ubicazione dei sondaggi (estratto da relazione geologica, Giara Engineering).

Per quanto riguarda il livello piezometrico, dai dati freaticometrici si è potuto osservare che in concomitanza con gli eventi piovosi più intensi vi sia un incremento della circolazione idrica sotterranea con un rapido innalzamento dei livelli della falda, che segue l'andamento della precipitazione con ritardi di qualche ora. Lo scarico delle acque dal corpo di frana segue l'evento di qualche giorno (massimo 4-5 giorni). Il modesto ritardo tra l'evento piovoso e la variazione del livello piezometrico indica una permeabilità globale relativamente alta delle filladi alterate che costituiscono il corpo di frana.

La lettura dei due inclinometri ha infine permesso di individuare la superficie di scorrimento della massa instabile, localizzata a un massimo di 15,9 m di profondità.

### 7.1.2 Analisi FEM: back-analysis e verifica di stabilità

Al fine di verificare la stabilità del versante e comparare in termini di efficacia un intervento tradizionale e uno con ancoraggi flottanti, è stata eseguita un'analisi numerica agli elementi finiti utilizzando il codice di calcolo Midas GTS NX 2014 rel. 2.1.

La geometria del pendio è riportata nella sezione trasversale di Figura 7.3.

Innanzitutto si è eseguita una back-analysis per determinare i parametri di resistenza ai quali corrisponde un Fattore di Sicurezza (FS) unitario nella configurazione ante collasso: si è utilizzato allo scopo un modello di calcolo agli elementi finiti con la procedura di riduzione dei parametri di resistenza (*Strength Reduction Method*, SRM). Nella back-analysis non sono considerate le forze sismiche né la riduzione dei parametri di resistenza del terreno con i coefficienti parziali di sicurezza. La stima dei parametri geotecnici con back-analysis è stata suffragata dalle osservazioni dei sondaggi e dai risultati di alcune prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in sito. La Tabella 7.1 riassume i parametri geotecnici del terreno (peso specifico, coesione, angolo di attrito) così determinati (Bisson & Cola, 2014).

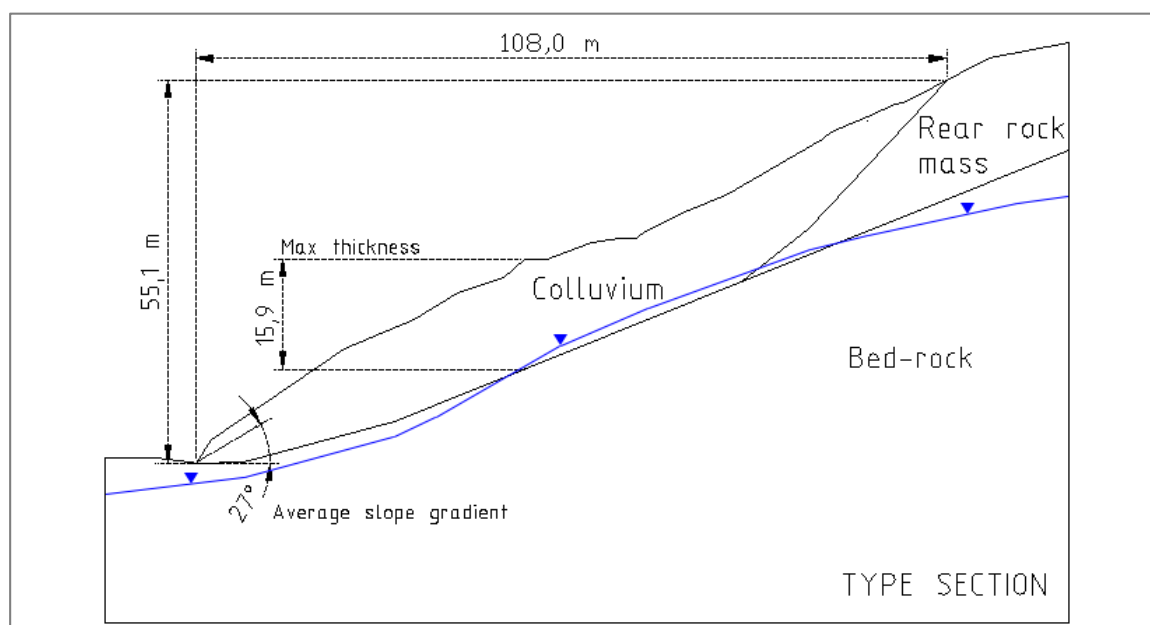


Figura 7.3. Frana Gisbenti: sezione tipo utilizzata nell'analisi FEM.

Per la messa in sicurezza del pendio si sono considerati 3 possibili interventi: una berlinese di micropali tirantati con due file di ancoraggi localizzata al piede del pendio instabile, una cintura flottante costituita da 3 file di ancoraggi flottanti ravvicinati, posizionati nel corpo di frana con interasse orizzontale di 3 m, e, infine, un intervento con 2 cinture flottanti aventi 3 file di ancoraggi ciascuna. Ciascun ancoraggio delle cinture si compone di una barra autoperforante di lunghezza compresa tra 20 e 40 m, connessa ad una piastra in calcestruzzo di forma troncoconica.

Tabella 7.1. Parametri geotecnici per l'analisi FEM, determinati con back-analysis.

Formazione	Tipo suolo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]
Colluvium	Argilla sabbiosa	18	13	20
Bed-rock	Fillade quarzifera	24	150	35
Rear rock mass	Dolomite	22	300	36

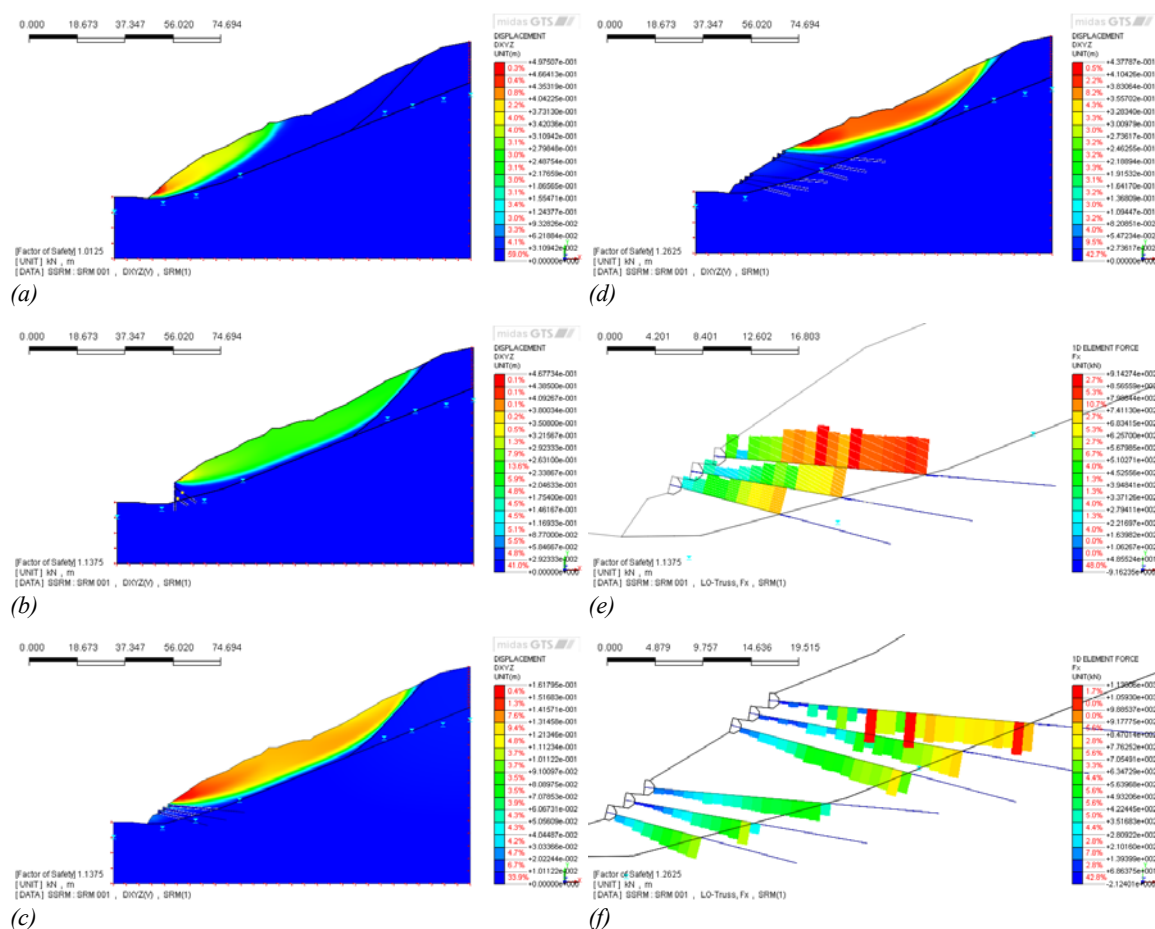


Figura 7.4. Risultati analisi FEM-SRM: situazione pre-intervento (a), berlinese con micropali (b), cintura flottante singola (c) e doppia (d), forze assiali lungo le barre con cintura singola (e) e doppia (f).

L'analisi FEM, eseguita sempre senza considerare le azioni sismiche e la riduzione dei parametri di resistenza del terreno, ha fornito valori di FS pari a 1,14, 1,14 e 1,26, rispettivamente per la berlinese di micropali e le cinture flottanti singola e doppia. Si deve evidenziare che l'analisi non ha scopo progettuale di dimensionamento dell'opera, ma solamente l'obiettivo di comparare l'efficacia delle tecniche, anche in termini di rapporto FS/prezzo. Il coefficiente di sicurezza raggiunto con la berlinese e con una cintura flottante singola è il medesimo, ma la differenza di costo è elevata, coerentemente con quanto descritto nel Capitolo 2, e i vantaggi prestazionali della seconda sono molti.

Inoltre è importante notare che, se il grado di stabilità raggiunto con la berlinese di micropali non sia in generale sufficiente, non è possibile aggiungere un altro muro alle spalle del primo, in quanto la superficie di scorrimento diventa rapidamente molto profonda e i micropali diverrebbero in breve troppo lunghi considerando il rapporto FS/prezzo. Al contrario, gli ancoraggi flottanti possono facilmente essere estesi fino alla zona stabile e possono essere installati nella parte superiore del pendio anche successivamente, essendo un sistema modulare.

La Figura 7.4e-f mostra la distribuzione delle forze assiali lungo le barre, secondo i risultati dell'analisi SRM. Si può notare come alle spalle della piastra la forza assiale sia bassa, in quanto la massima trazione, mobilitata in corrispondenza della superficie di scorrimento per resistere alle azioni instabilizzanti, viene per larga parte bilanciata dalle tensioni tangenziali di taglio che si sviluppano all'interfaccia terreno-boiaccia cementizia lungo la barra passiva, interamente cementata.

Un altro importante aspetto da notare è l'elevata sollecitazione assiale raggiunta in corrispondenza della superficie di scorrimento. Assumendo un interasse di 3 m tra le barre, la massima trazione è pari a 914 kN nel caso di cintura flottante singola e 1138 kN nel caso di cintura doppia.

### **7.1.3 Esecuzione dell'intervento con cintura flottante**

A causa della difficoltà di un eventuale impiego di opere tradizionali in un sito di tale complessità, nonché della profondità della superficie di scivolamento, che rendeva

articolato e costoso un intervento rigido tradizionale, si è quindi optato per un intervento con ancoraggi flottanti. In particolare è stata scelta la soluzione progettuale con una singola cintura flottante, composta di 3 file di ancoraggi flottanti disposti a quinconce con interasse orizzontale di 3 m e verticale di 1.5 m (Figura 7.5). Ciascun rinforzo è stato realizzato con tiranti passivi composti con carico di rottura di oltre 2000 kN. Le giunzioni tra le barre sono state eseguite con manicotto provvisto di certificato di sistema: per ottenere la certificazione di sistema la prova sottopone a trazione due barre giuntate con manicotto e la rottura non deve avvenire né nel manicotto né per sfilamento di una barra dal manicotto.

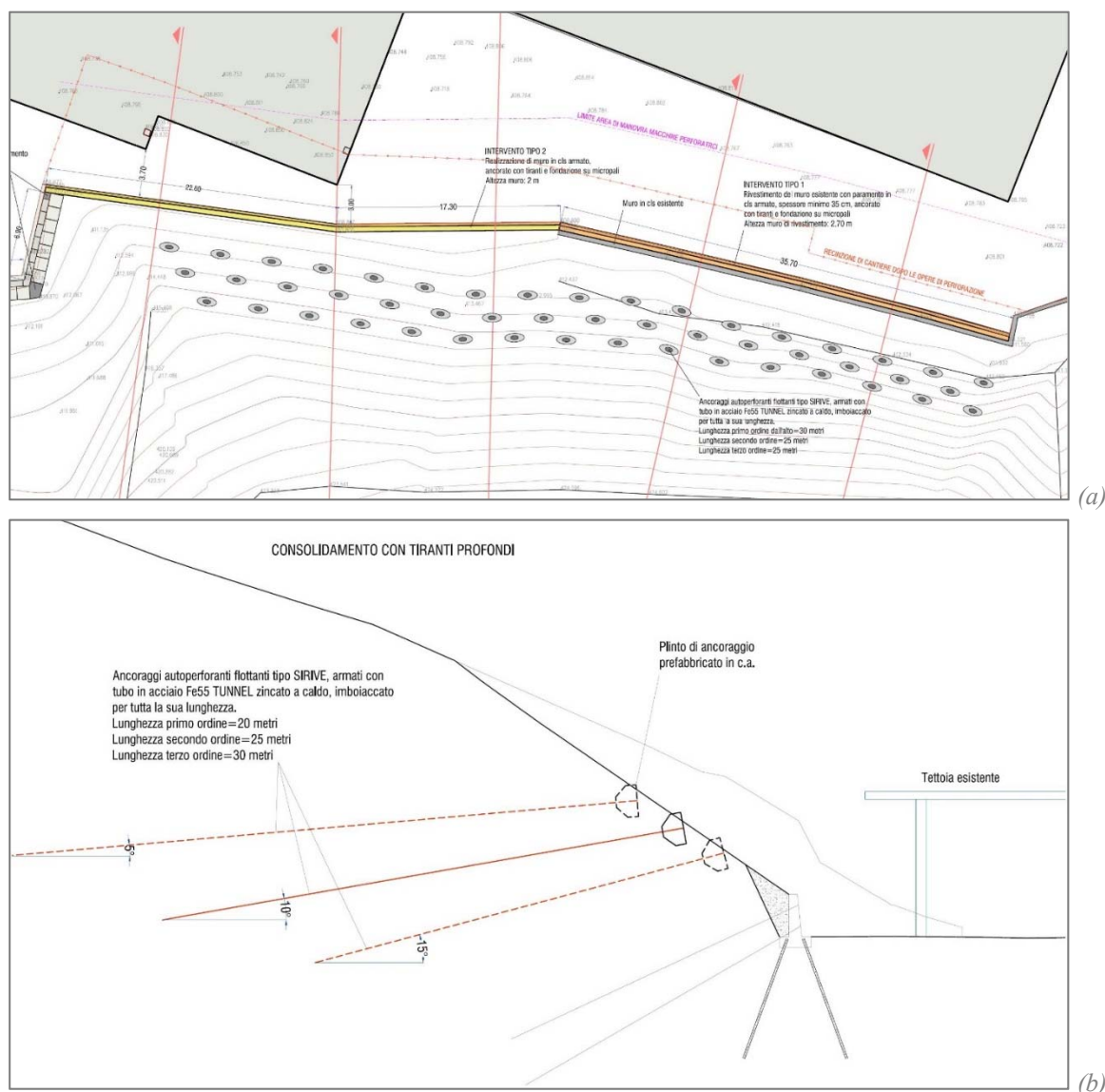


Figura 7.5. Frana Gisbenti: pianta della disposizione degli ancoraggi flottanti (a) e sezione tipo (b) (estratto da relazione tecnico-illustrativa, Giara Engineering).



In generale si è visto come la piastra esterna possa essere progettata secondo criteri estetici o economici. Nel caso considerato si è optato per una piastra troncoconica in calcestruzzo prefabbricata. Si è previsto infine il rinverdimento naturale del pendio.

In Figura 7.6 si possono osservare alcune foto delle fasi di realizzazione dell'intervento e del pendio a lavori ultimati (2012). La progettazione esecutiva delle opere di messa in sicurezza del pendio è stata affidata alla Giara Engineering di Vicenza; i lavori sono stati eseguiti dall'impresa Dalla Gassa di Cornedo Vicentino (VI).



Figura 7.6. Lavori di consolidamento di frana Gisbenti: trasporto delle piastre flottanti prefabbricate a geometria tronco-conica (a), esecuzione degli ancoraggi passivi con tecnologia autoporforante (b), foto a intervento finito (c).

## 7.2 Frana in località Via Monte, Cornedo Vicentino (VI)

Le piogge eccezionali registrate nel novembre 2010 hanno contribuito a diminuire la già precaria situazione di stabilità di un versante in località Via Monte a Cornedo Vicentino (VI). Il dissesto ha interessato una serie di abitazioni e il piazzale antistante, provocando l’incremento del quadro fessurativo già esistente, ma anche l’apertura di nuove fessure, accompagnate da fenomeni di ristagno idrico all’interno delle abitazioni stesse. Le fessure in continuo allargamento minacciavano la stabilità e la sicurezza delle strutture.

### 7.2.1 Geologia dell’area

L’area è situata nel versante occidentale di Monte Pulgo, a circa 220 m s.l.m. sulla sinistra idrografica del Torrente Poscola, sulla direttrice provinciale di Priabona (Figura 7.7). L’intera area è impostata su depositi calcareniti oligocenici-eocenici intervallati da vulcaniti basaltiche dello stesso periodo (Figura 7.8). La zona di stretta pertinenza del dissesto è posizionata per almeno 15 m su depositi colluviali del versante di natura limosa e argillosa, con abbondante scheletro ghiaioso basaltico o calcarenitico.

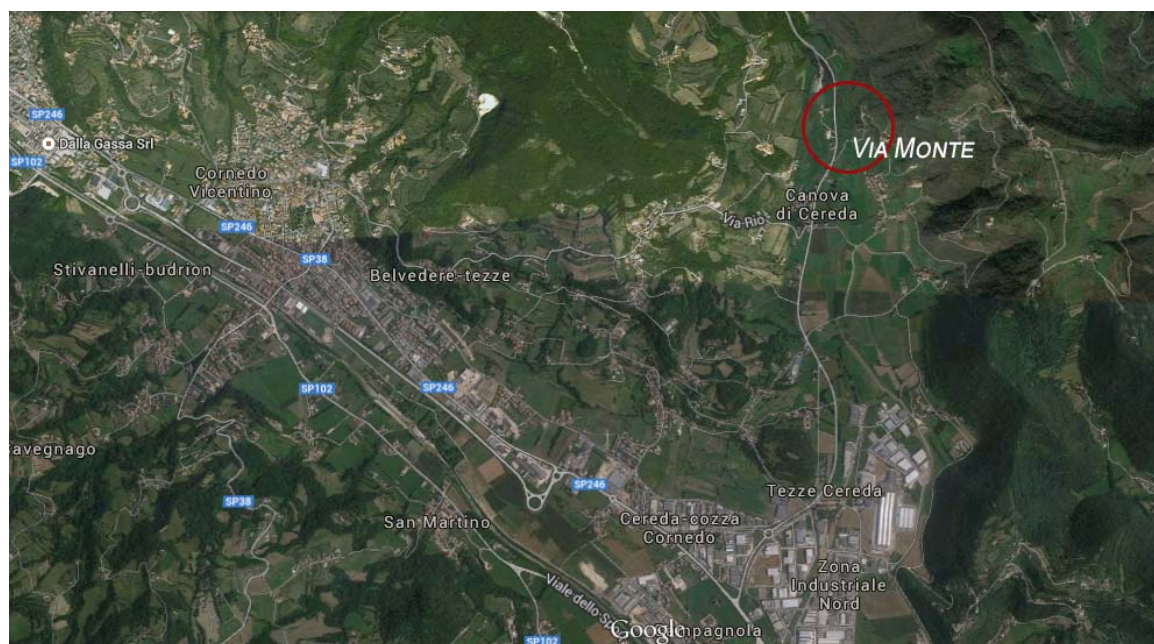


Figura 7.7. Frana di Via Monte a Cornedo Vicentino: vista satellitare dell’area interessata (Google Earth).



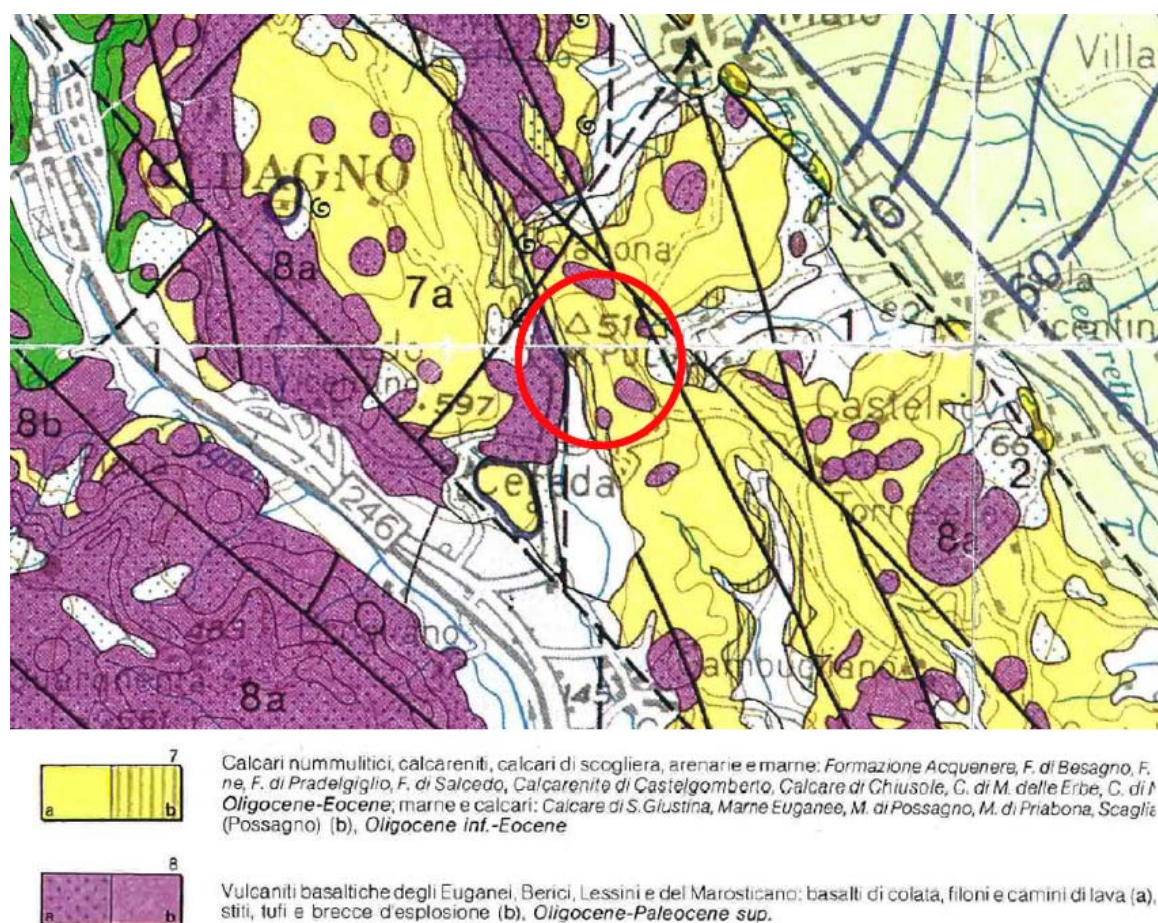


Figura 7.8. Frana di Via Monte a Cornedo Vicentino: geologia dell'area (estratto dalla Carta Geologica d'Italia).

La morfologia dell'area conferma la predisposizione al colamento dei suoi depositi più superficiali. Si osservano una frana già rilevata nei decenni precedenti, oltre a numerose piccole nicchie di colamento sul versante a monte delle abitazioni.

Il sottosuolo dell'area interessata dal dissesto è costituito dal terreno di riporto del piazzale, poggiato in parte su terreno poco compatto e scarsamente predisposto. Una serie di rilievi topografici, prove penetrometriche, tomografie sismiche e il monitoraggio dei tubi inclinometrici hanno consentito la completa caratterizzazione geologica e geotecnica del sito. L'installazione di 4 piezometri ha inoltre consentito di dedurre come in corrispondenza di eventi meteorici consistenti si presentino dei livelli d'acqua concentrati in superfici preferenziali dettate da un cambio di permeabilità naturale dei terreni. In particolare nella



zona interessata dal peggiore quadro fessurativo, il deflusso è molto rallentato rispetto alle zone limitrofe a parità di quota topografica.

Le analisi geognostiche hanno infine dimostrato che i caratteri geotecnici dei terreni argillosi e limosi che costituiscono la coltre superficiale sono scadenti, e tendono a perdere resistenza meccanica e coesione durante i periodi di pioggia persistente: l'imbibizione delle argille detritiche, lenta e progressiva, e lo scorrimento non adeguatamente regimato appesantiscono il terreno e ne riducono la coesione.

### **7.2.2 Verifiche di stabilità e opere eseguite**

Come si evince da alcune analisi di stabilità preliminari, oltre all'eccezionalità degli eventi piovosi osservati nel novembre 2010, l'origine del dissesto è da ricercarsi anche probabilmente a una spinta rotazionale non adeguatamente contrastata dalle opere di sostegno esistenti. Dopo una valutazione dei dati di monitoraggio e della sostenibilità economica delle varie soluzioni progettuali, si è scelto di realizzare un intervento con ancoraggi flottanti per la messa in sicurezza del versante a valle del piazzale e delle abitazioni. Gli ancoraggi consentono la riduzione della spinta sui muri di sostegno, trasferendo in profondità nel substrato roccioso resistente parte delle forze instabilizzanti che favoriscono il movimento franoso.

Sono state quindi condotte le opportune verifiche di stabilità considerando 3 sezioni significative del piazzale, utilizzando il metodo dell'Equilibrio Limite dei conci di Bishop e il metodo agli elementi finiti. In una prima fase, è stata eseguita una back-analysis al fine di calibrare l'assetto idrogeologico e i parametri geotecnici del terreno, evidenziando le condizioni geotecniche, idrogeologiche e delle azioni che hanno provocato nel tempo le rotture e instabilità rilevate. Il calcolo è stato eseguito con la Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), come da Paragrafo 6.8.6 del D.M. 14.01.2008, imponendo condizioni leggermente inferiori alla stabilità e in situazione di piovosità elevata.

A partire dalla condizione iniziale così calibrata, in una seconda fase è stato modellato l'intervento con ancoraggi flottanti, al fine di evidenziare l'incremento in termini Fattore di Sicurezza globale offerto dai rinforzi di progetto.

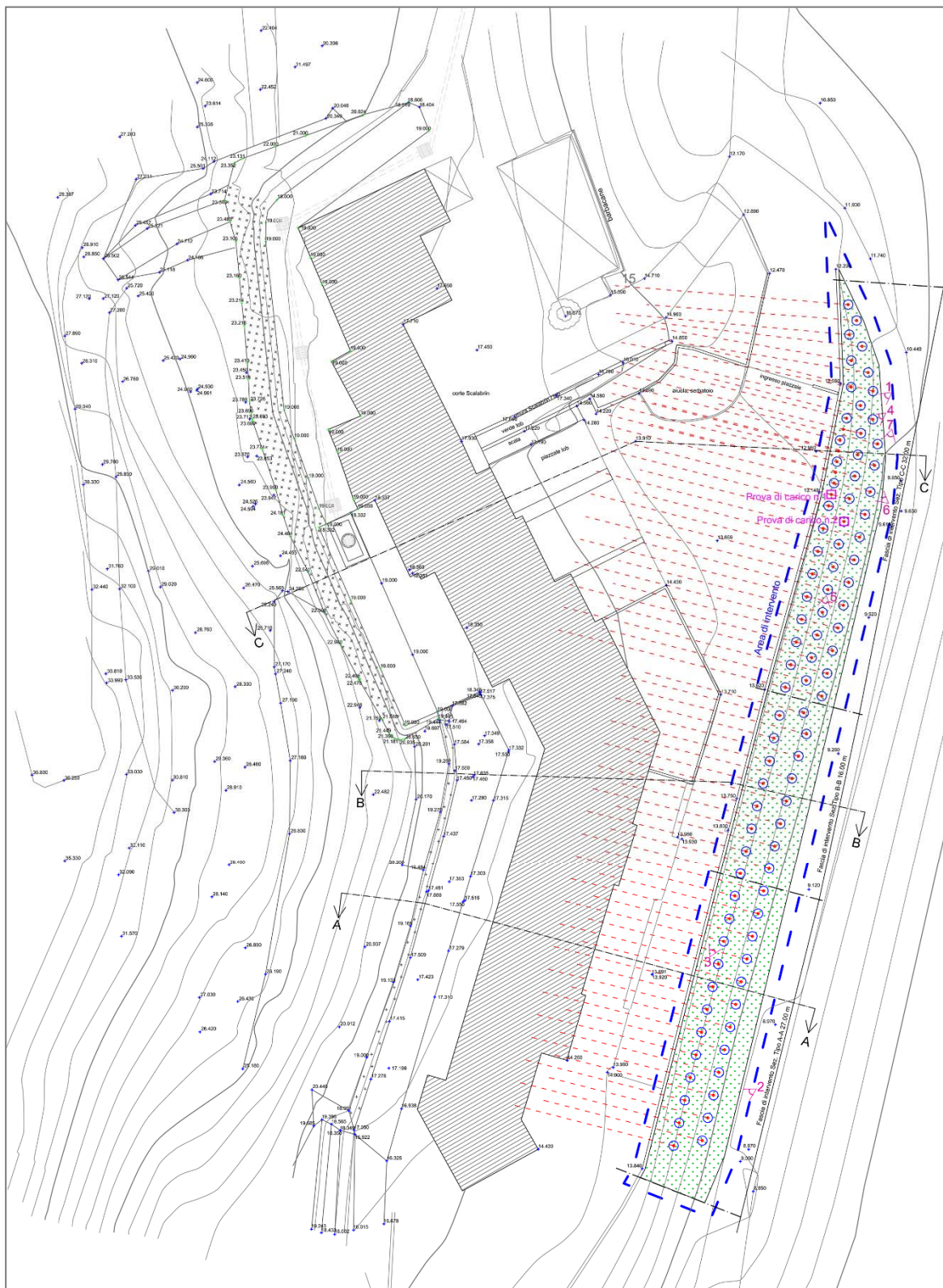


Figura 7.9. Frana di Via Monte a Cornedo Vicentino (VI): planimetria dell'area e interventi di progetto. Estratto da tavole di progetto, Studio Rech.

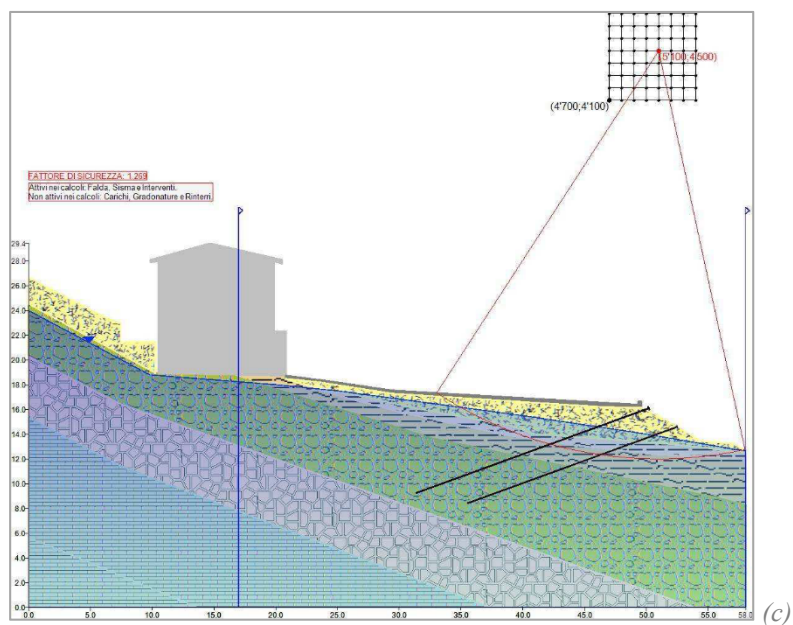
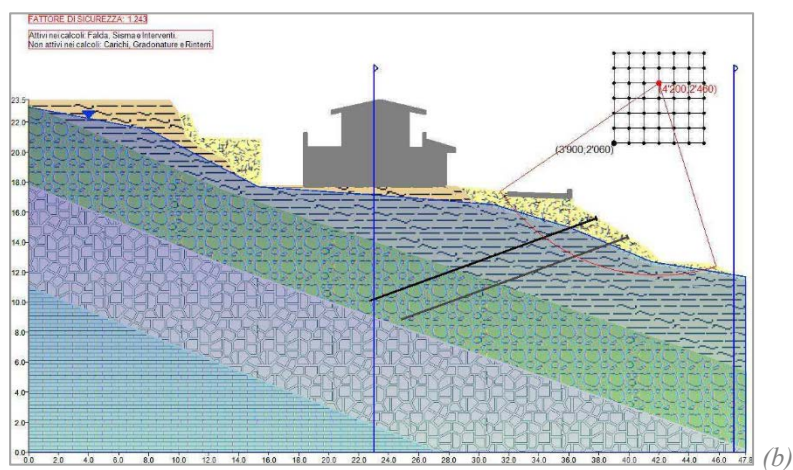
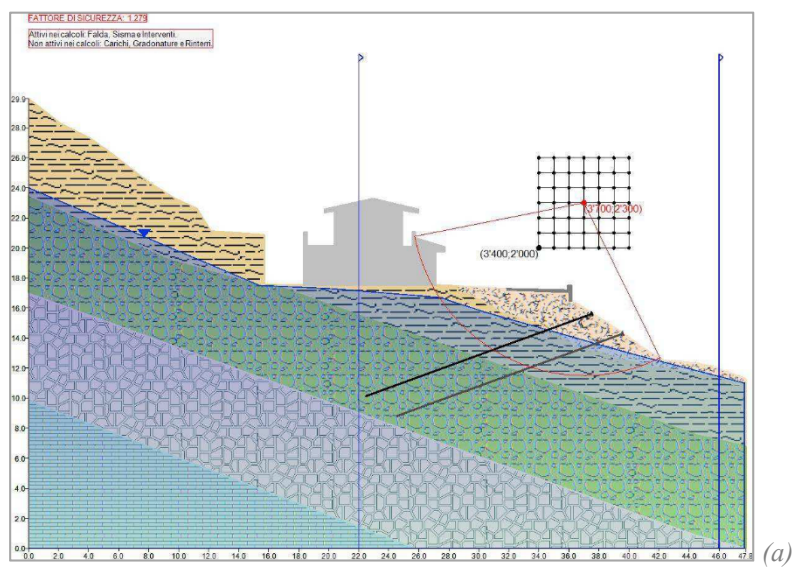


Figura 7.10. Frana di Via Monte a Cornedo Vicentino (VI): risultati delle analisi di stabilità sulle sezioni A (a), B (b) e C (c). Estratto da relazione di calcolo (Studio Rech).





esterno di 38 mm con all'interno un trefolo da 0,6" in acciaio armonico, con carichi di snervamento e di rottura rispettivamente pari a 600 e 700 kN. In corrispondenza della superficie esterna del versante, alla testa di ciascun ancoraggio si sono poste in opera piastre flottanti di forma tronco-conica in cemento armato prefabbricate, di diametro pari a 80 cm e spessore di 30 cm. Si è infine previsto il rinverdimento naturale del versante per limitare l'impatto ambientale dell'intervento.

In Figura 7.12 si possono osservare alcune foto delle fasi di realizzazione dell'intervento e del pendio a lavori ultimati (2012). La progettazione esecutiva delle opere di messa in sicurezza del pendio è stata affidata allo Studio Rech di Vicenza; i lavori sono stati eseguiti dall'impresa Dalla Gassa di Cornedo Vicentino (VI).



Figura 7.12. Frana di Via Monte a Cornedo Vicentino (VI): installazione dei rinforzi (a), particolare di una piastra flottante (b), intervento finito (c) e vista d'insieme (d).



### 7.3 Frana in località Val Maso, Valli del Pasubio (VI)

La frana di Val Maso è localizzata sulle pendici meridionali di Cima Fratte, nel comune di Valli del Pasubio (VI), in prossimità della località Molino di Maso. L'instabilità si estende su un displuvio interposto tra la Val di Xomo ad ovest e la Val di Cortiana ad est e interessa la strada di collegamento tra la contrada Cicchelleri e la contrada Cortiana (Figura 7.13).

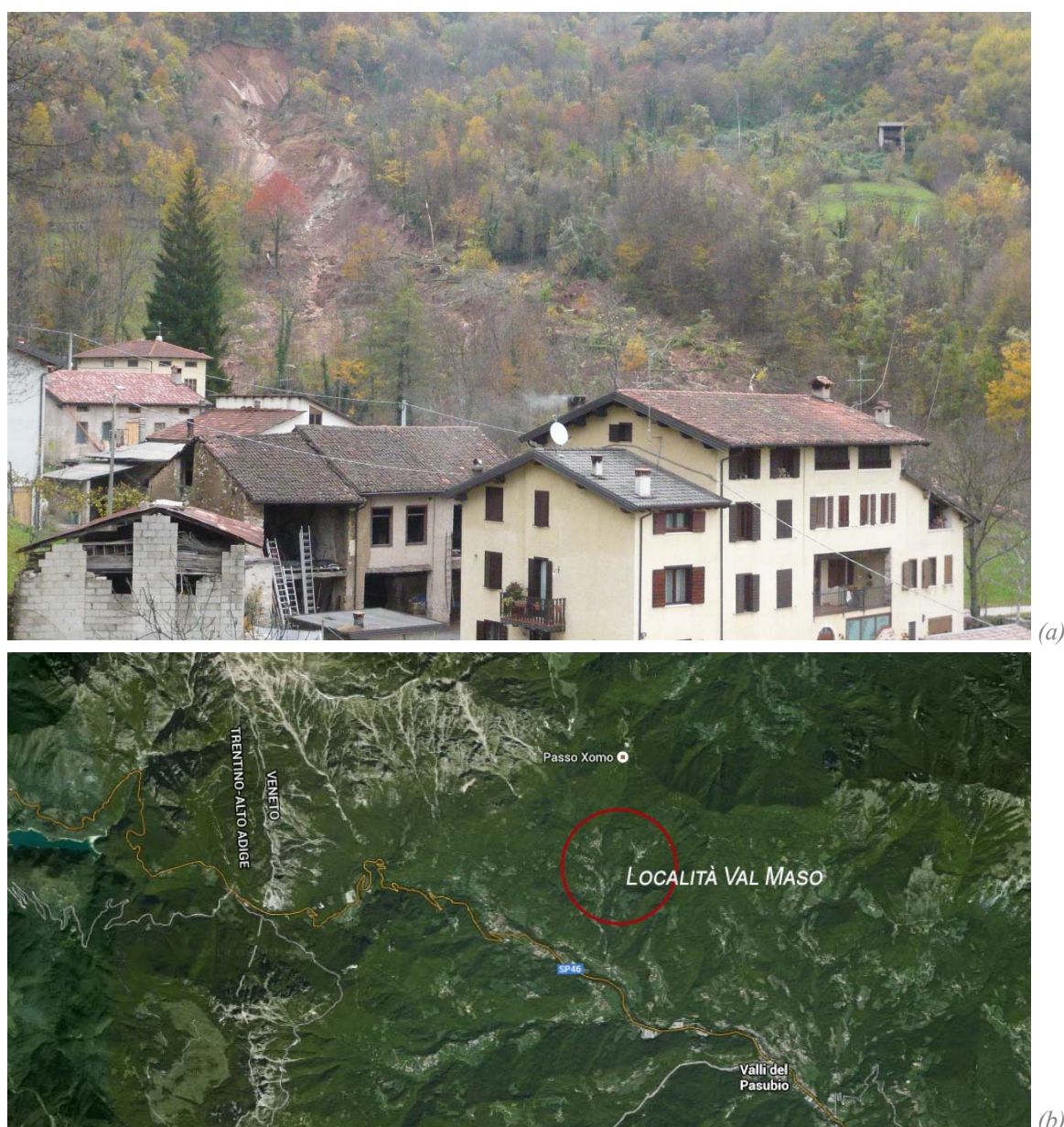


Figura 7.13. Frana di Val Maso a Valli del Pasubio (VI): vista generale delle case in pericolo a valle della frana (a) e vista satellitare dell'area interessata (Google Earth).

Tra il 2 e il 3 Novembre 2010, in occasione delle forti piogge che hanno colpito la regione, si è verificato il distacco di circa  $10^6$  m<sup>3</sup> di terreno da un versante inclinato di circa 40°, generando una colata di fango e detriti. Il fango e i tronchi in costante movimento minacciavano le case della zona di Val Molino, situate qualche centinaio di metri a valle; essi rischiavano inoltre di ostruire la valle e il torrente, facendo da tappo e provocando allagamenti. La frana ha inoltre messo in pericolo la strada che porta alla località Cortiana, unica via d’accesso alla zona.

### 7.3.1 Idrogeologia dell’area e cause d’innesco

Nell’ambito di una collaborazione di ricerca con il Dipartimento di Geoscienze dell’Università di Padova (Floris & Tessari, 2013), si sono studiate le possibili cause d’innesco della frana, con delle valutazioni specifiche relative alle condizioni pluviometriche che hanno interessato l’area.

Si sono considerate le piogge massime cumulate in 1, 3, 6, 12 e 24 ore durante l’evento, e piogge cumulate in 1, 2, 5, 10, 30, 60, 90 e 120 giorni prima. Il grado di eccezionalità delle piogge cumulate è stato valutato calcolando le curve di possibilità pluviometrica *Depth-Duration-Frequency* (DDF) secondo la distribuzione di Gumbel per la stazione di Ceolati, situata nelle immediate vicinanze della frana di Val Maso, assumendo che più l’evento di pioggia è eccezionale, più forte è la relazione causa-effetto tra le piogge e l’innesco della frana (Floris, et al., 2012). Le curve consentono di determinare l’altezza di pioggia in funzione della durata dell’evento per un dato periodo di ritorno o frequenza. A tale scopo si sono considerate due diverse serie di dati, la prima relativa al periodo 1925-1975, la seconda relativa agli anni 1990-2009.

Si può osservare come il massimo grado di eccezionalità sia dato dalle piogge cumulate in 24 ore, con un tempo di ritorno maggiore di 200 sulla serie 1925-1975 (Figura 7.14a), e maggiore di 50 anni sulla serie 1990-2009 (Figura 7.14b). Questa differenza nel calcolo delle frequenze può essere connessa ad un aumento degli eventi di pioggia estremi negli ultimi due decenni (Floris, et al., 2011).



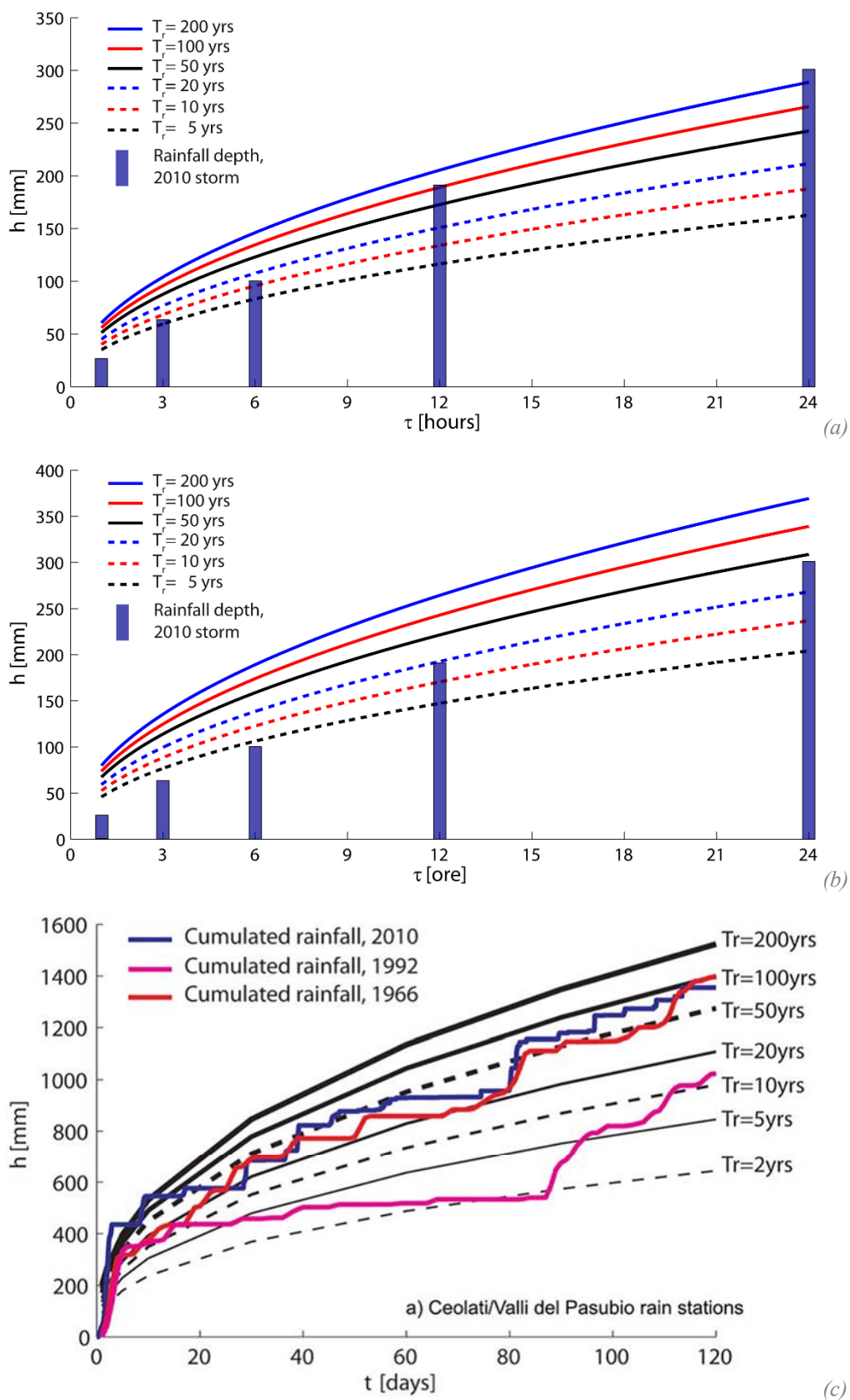


Figura 7.14. Curve di possibilità pluviometrica (DDF): pioggia massima cumulata in 1, 3, 6, 12 e 24 ore durante l'evento del novembre 2010 sulla base delle serie 1925-1975 (a) e 1990-2009 (b); altezze di pioggia cumulate su 120 giorni calcolate a ritroso (c) (Floris, et al., 2012).

Si è infine analizzato il grado di eccezionalità delle piogge cumulate che hanno preceduto gli eventi del novembre 2010, confrontandoli con quelli del 1966 e del 1992, tramite una sovrapposizione tra le curve di possibilità pluviometrica e le altezze di pioggia cumulate tra 1 e 120 giorni, calcolate a ritroso prima dei principali eventi alluvionali degli ultimi 100 anni (Figura 7.14c). L'evento del novembre 2010 è quello caratterizzato dal massimo valore di altezze di pioggia cumulate; durante i 120 giorni precedenti infatti si sono verificati almeno tre importanti eventi di pioggia (Floris, et al., 2012).

Le cause d'innescò della frana di Val Maso sono quindi da ricercare nell'eccezionalità delle piogge cadute nell'arco delle 24 ore dell'evento alluvionale di novembre, avvenuto in un contesto idrologico che già presentava delle criticità a causa dell'intenso regime pluviometrico dei mesi precedenti.

### **7.3.2 Modello geologico**

Nell'area il substrato roccioso è composto dal basamento cristallino subalpino (Filladi di Valli del Pasubio, FVP) di età pre-permiana, costituito da filladi quarzifere e quarzo-albitiche e caratterizzate dalla presenza di strati, noduli e lenti di quarzo. Completa il substrato una successione sedimentaria permo-triassica che include le Arenarie di Val Gardena (GAR), la Formazione di Bellerophon (BEL) e la Formazione di Werfen (WER). Al di sopra delle formazioni rocciose, si trovano depositi colluviali/eluviali, caratterizzati da una discreta omogeneità litologica e buona cernita granulometrica. I depositi di frana sono invece litologicamente eterogenei, con clasti di dimensioni da metriche a centimetriche e una scarsa matrice prevalentemente argillosa.

Nella vicinanza dell'area di studio sono presenti due importanti lineamenti tettonici regionali: la faglia trascorrente Schio-Vicenza e il sovrascorrimento Bassano-Marana. Queste dislocazioni tettoniche sono collegate alla deformazione polifasica che ha interessato l'area (estensione Mesozoica e Paleogenica, raccorciamento Neo-alpino) e che ha comportato la dislocazione della successione sedimentaria locale, una forte fratturazione dell'ammasso roccioso e una drastica riduzione delle proprietà geotecniche dei materiali (Floris & Tessari, 2013).

Data l'elevata permeabilità della copertura detritica rispetto alle formazioni sottostanti, le piogge possono facilmente infiltrarsi, alimentando una falda freatica sostenuta dal tetto delle formazioni rocciose. Negli strati detritici il livello di falda subisce ampie fluttuazioni fortemente legate al regime pluviometrico.

L'evento franoso del novembre 2010 si configura come un fenomeno complesso: nella parte centrale e bassa del versante esiste uno scivolamento roto-traslazionale che coinvolge i depositi eluviali/colluviali e detritici, con uno spessore massimo di circa 20 m. Le parti più avanzate del volume movimentato, staccandosi, si disgregano e generano una colata detritica che scorre sulla parte finale del pendio fino ad arrestarsi nell'alveo del torrente della valle o contro le abitazioni della contrada di Val Molino. La colata è composta da materiale di varia granulometria e di differenti origini: carbonati, siltiti, marne, dolomie ed evaporiti. Nella parte sommitale del movimento franoso sono presenti diverse fratture trasversali (crepe beanti) legate ad un movimento roto-traslazione caratterizzato da un processo ad evoluzione retrogressiva che coinvolge i depositi detritici superficiali.

Dopo l'innescio del movimento franoso, la Provincia di Vicenza ha provveduto ad effettuare le indagini necessarie a determinare le caratteristiche geomorfologiche e le dinamiche del versante, caratterizzato da una particolare complessità. In particolare si sono eseguiti:

- 4 sondaggi a carotaggio continuo per la caratterizzazione della stratigrafia del sottosuolo, in corrispondenza del ciglio di valle della strada comunale, dei quali 2 sono stati spinti fino a 15 m di profondità e 2 fino a 21 m. Ulteriori 5 sondaggi spinti a una profondità di 40 m dal piano campagna sono stati eseguiti nel corpo frana in tempi successivi rispetto ai precedenti.
- 4 tomografie sismiche e 2 tomografie elettriche, per la determinazione del volume del corpo di frana e della profondità della superficie di scorrimento della frana.
- 2 rilievi laserscanner, per definire le porzioni di versante soggette a movimento.

Sono inoltre stati posizionati 3 estensimetri a filo con l'obiettivo di monitorare in tempo reale le eventuali evoluzioni retrogressive del movimento franoso correlandole agli eventi di pioggia, e poter allertare la popolazione procedendo, se necessario, ad evacuare le abitazioni. In Figura 7.15 si riportano le ubicazioni dei sondaggi e delle indagini svolte.

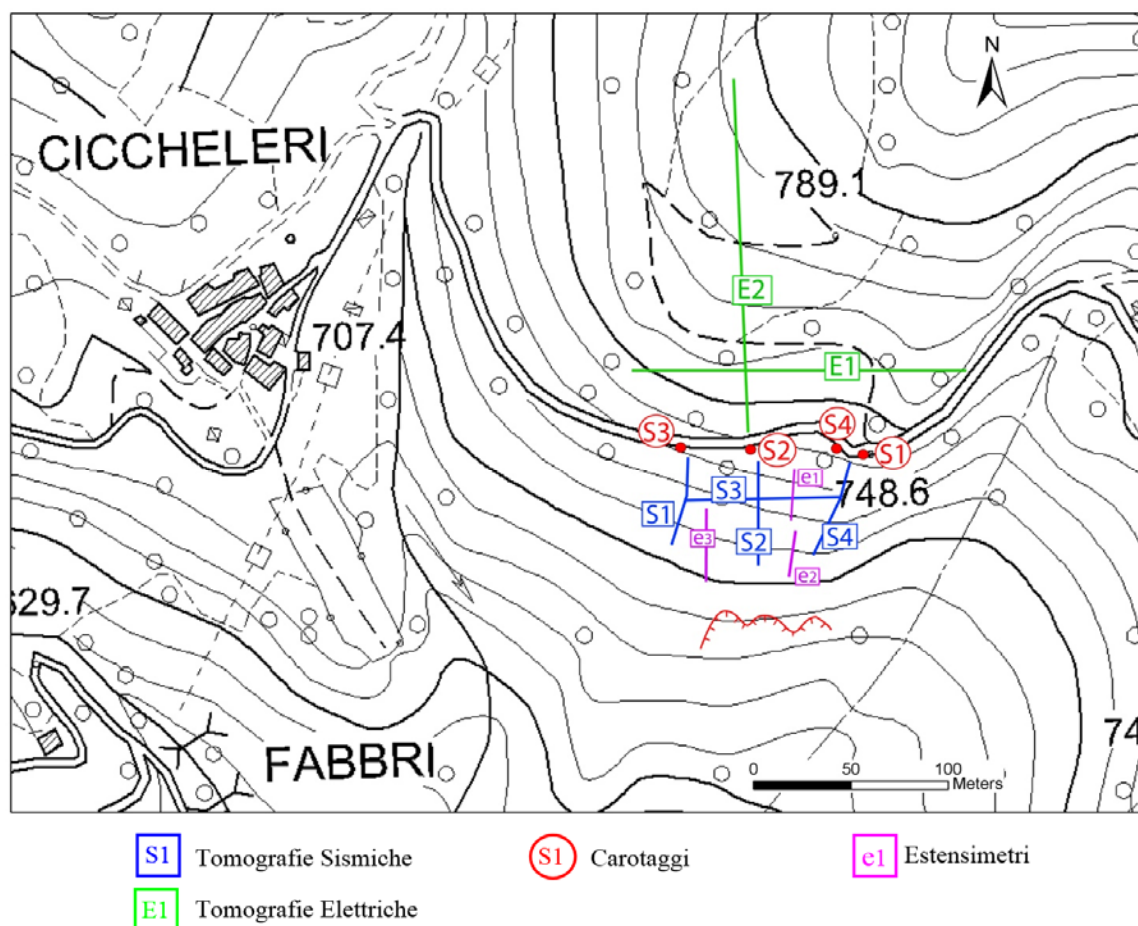


Figura 7.15. Frana di Val Maso: ubicazione dei sondaggi e delle indagini svolte.

Nelle tomografie sismiche (Figura 7.16) si possono distinguere due sismostrati principali. Lo strato più superficiale corrisponde al corpo di frana e presenta velocità sismiche crescenti con la profondità, a partire da 250 m/s in superficie. Attorno ai 700-800 m/s l'incremento appare più netto, a testimonianza di un maggior grado di compattazione del terreno. Nelle sezioni, tali velocità sono contraddistinte da un colore che va da blu-azzurro a verde chiaro. Un cambio di velocità ancora più netto si riscontra intorno ai 1200 m/s, dove nel giro di qualche metro si passa a 2000 m/s (dal verde-giallo al giallo-rosso); questo rappresenta il passaggio dal corpo di frana alla roccia in posto. Il profilo S3 suggerisce un approfondimento della superficie di scivolamento a partire da circa 20 m dal piano campagna, che poi tende successivamente a risalire. Nel settore centrale dell'area indagata il corpo di frana aumenta quindi di spessore: il letto della frana passa da una profondità di 13-14 m a 18-20 m.

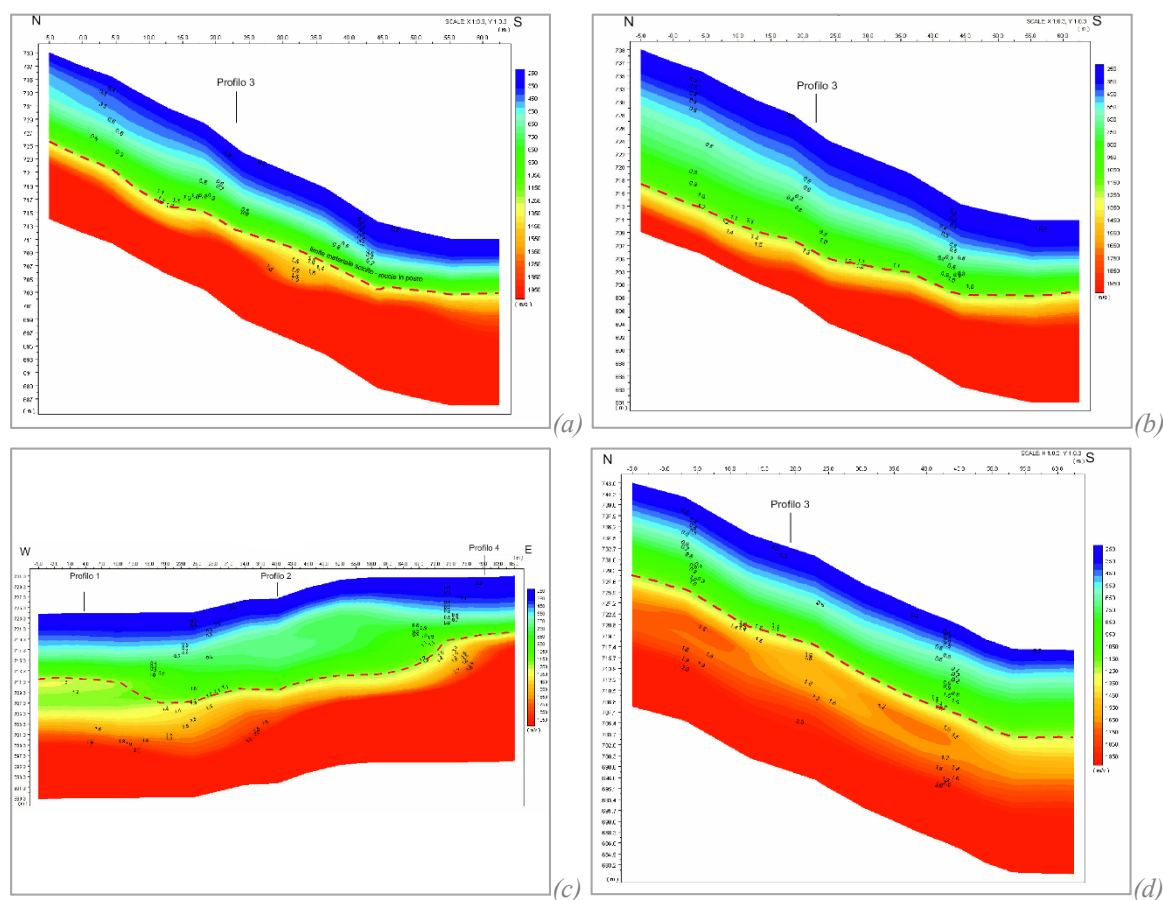


Figura 7.16. Frana di Val Maso: tomografie sismiche, stendimenti S1 (a), S2 (b), S3 (c) e S4 (d).

Dalle tomografie elettriche (Figura 7.17) si possono distinguere due elettrostrati. In E1 il più superficiale è caratterizzato da valori di resistività compresi fra 700 e 2000 Ohm/m. In E2 il più resistivo si estende sulla parte occidentale e centrale del profilo ed è caratterizzato da valori di resistività fra 400 e 500 Ohm/m nei primi 10 m mentre per profondità maggiori si raggiungono i 300 Ohm/m. La parte orientale del profilo invece è caratterizzata da un nucleo conduttivo in cui si raggiunge al massimo 170 Ohm/m. Questi dati consentono di identificare lo spessore del corpo frana, la cui superficie di scorrimento è collocata in corrispondenza di uno strato sottile di argille rosse al contatto con il bedrock. I due orizzonti superficiali più resistivi rappresentano la coltre detritica, mentre quelli più conduttivi costituiscono il substrato roccioso. A monte della strada comunale, il corpo frana ha uno spessore compreso fra 15 e 18 m al centro; spostandosi di 15m in senso trasversale ad ovest della dorsale, la coltre detritica assume uno spessore di 8m per poi aumentare repentinamente fino a 20 m spostandosi di una decina di metri verso ovest.

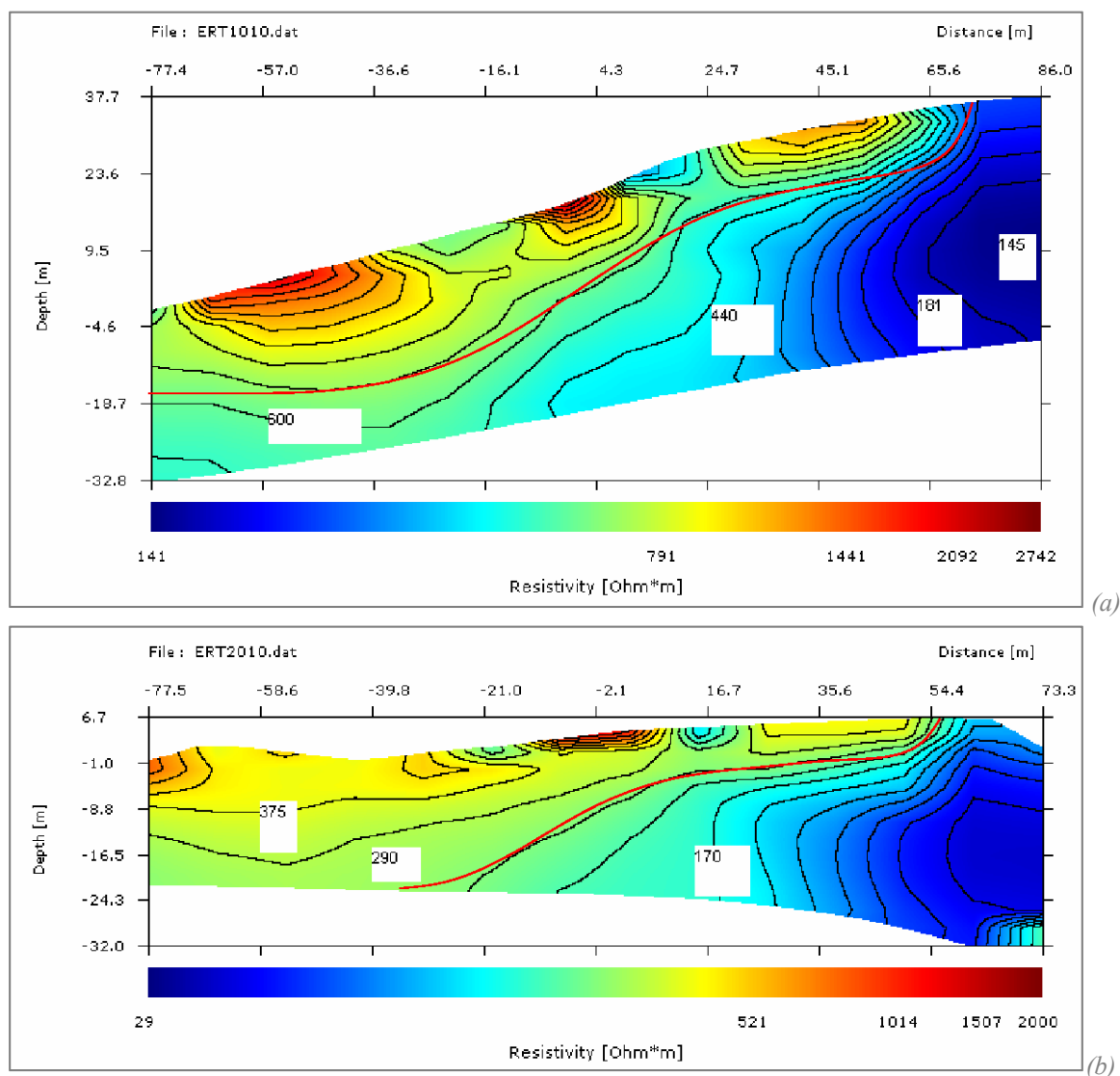


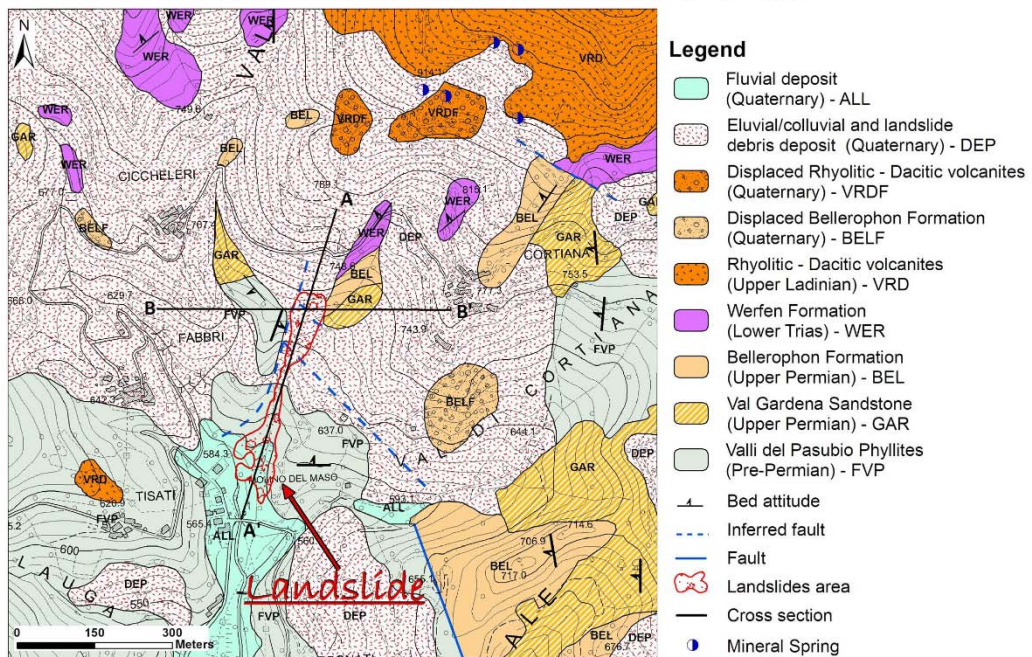
Figura 7.17. Frana di Val Maso: tomografie elettriche, stendimento E1 (a) ed E2 (b).

I dati raccolti hanno confermato la notevole complessità geologica della zona. Sulla base dei risultati dei sondaggi geognostici e geofisici eseguiti e delle informazioni riportate nelle carte geologiche (Centro di studio per i problemi dell'orogeno delle Alpi Orientali del CNR e Università di Padova, 1979), è stato ricostruito il modello geologico del pendio interessato dalla frana. La geologia del sottosuolo è stata schematizzata in una carta geologica in scala 1:5000 e in due sezioni geologiche, una longitudinale e una trasversale, riportate in Figura 7.18 (Floris, et al., 2012).

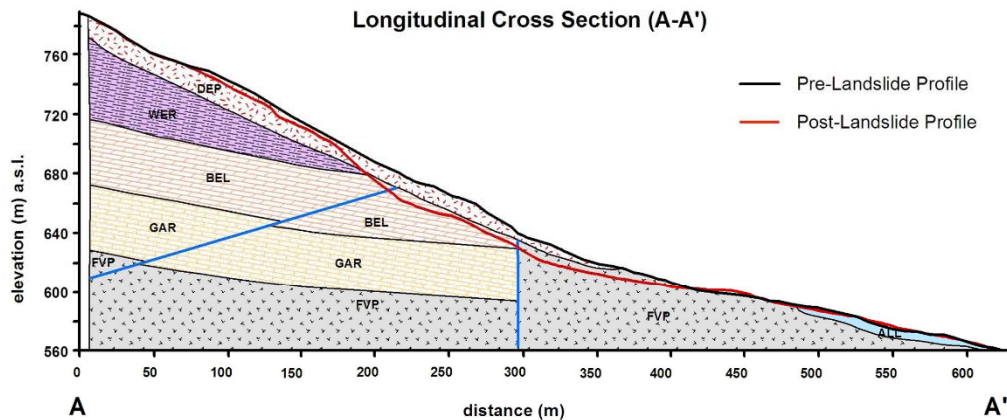


### Geological Map of Val di Maso

modified from: Barbieri G., De Zanche V., Di Lallo E., Mietto P., Seda R., 1979



#### Longitudinal Cross Section (A-A')



#### Transversal Cross Section (B-B')

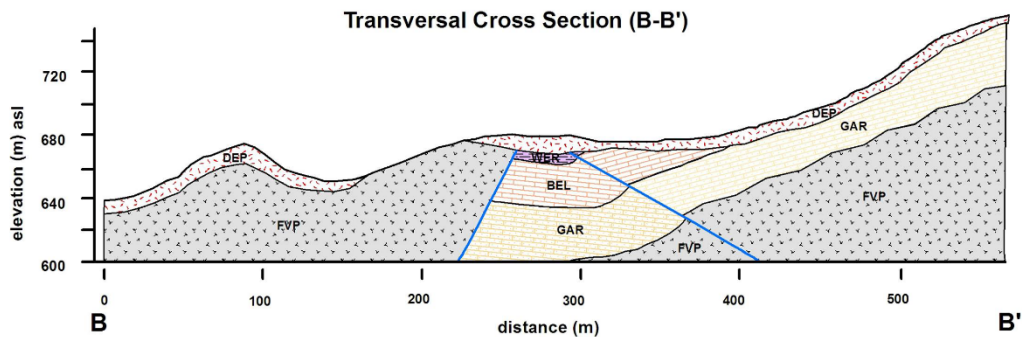


Figura 7.18. Frana di Val Maso: carta geologica in scala 1:5000 e sezioni geologiche longitudinale e trasversale (Floris, et al., 2012).



I due rilievi laserscanner hanno consentito la ricostruzione del modello 3D del pendio dopo l’evento di frana. A partire dalla nuvola di punti si sono riprodotte le curve di livello (Figura 7.19). I tre estensimetri posti sul coronamento hanno invece consentito la stima della velocità di frana dopo l’attivazione del movimento e prima dei lavori di sistemazione. In particolare l’estensimetro nr. 1 in 11 mesi ha raggiunto il suo allungamento massimo pari a 150 cm, mentre nello stesso periodo gli estensimetri nr. 2 e 3 hanno misurato rispettivamente spostamenti di 98 e 20 cm (Figura 7.20). Si stima quindi che una velocità di avanzamento della frana pari a circa 160 cm/anno pre-intervento.

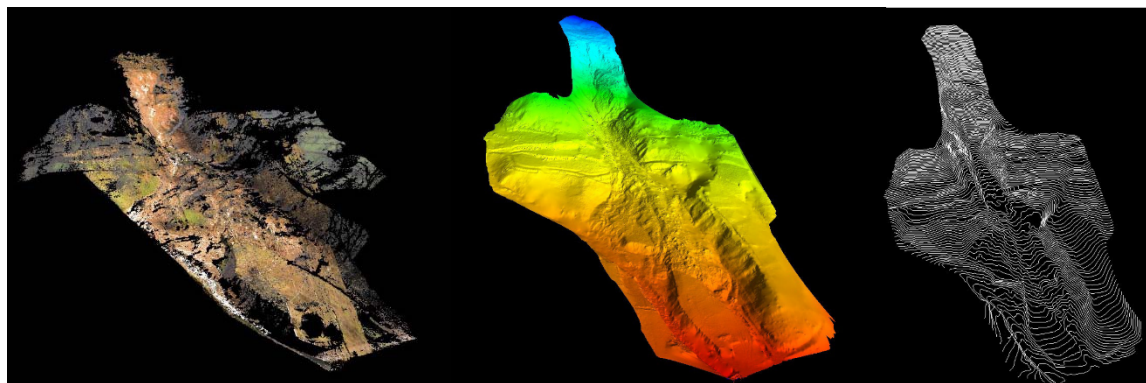


Figura 7.19. Modello 3D della frana di Val Maso ricostruito tramite i rilievi laserscanner: scansione originale, nuvola di punti colorata e curve di livello (da sinistra a destra).

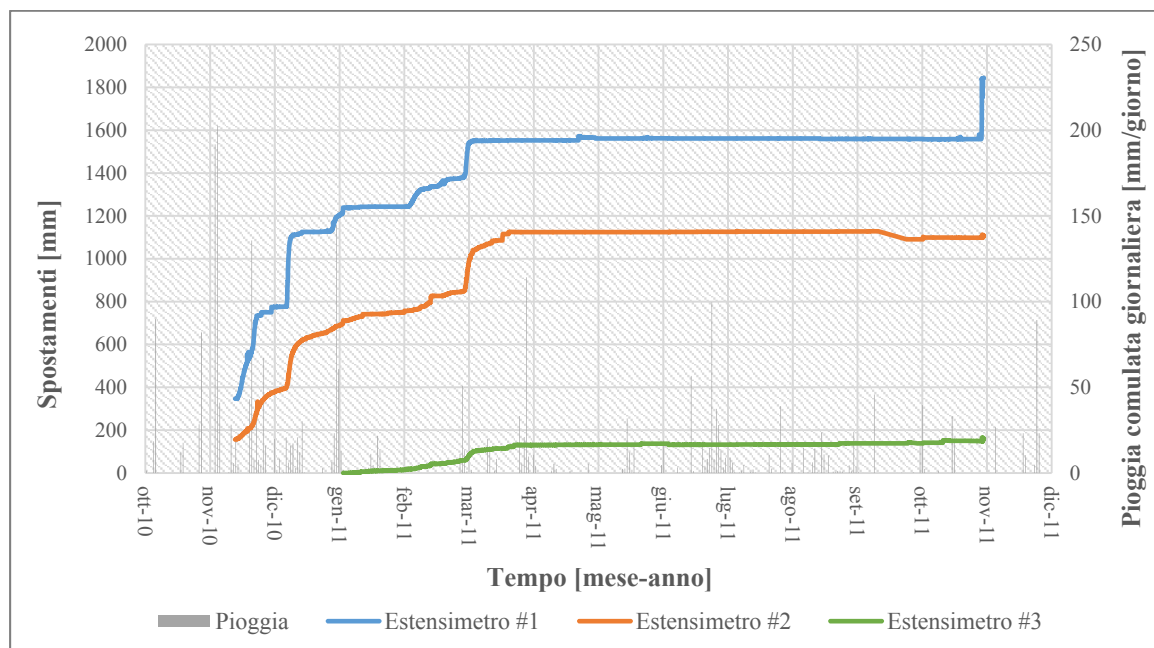


Figura 7.20. Frana di Val Maso: spostamenti estensimetrici correlati con le altezze di pioggia.

### 7.3.3 Intervento di stabilizzazione con ancoraggi flottanti

Nel 2011 l'Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Vicenza ha avviato la progettazione di un primo intervento di messa in sicurezza del tratto di strada comunale collocato nel corpo frana, che rappresenta l'unica via di accesso alla zona residenziale denominata contrada Cortiana. Il basso budget economico messo inizialmente a disposizione non permetteva in alcun modo un intervento di consolidamento dell'intero movimento franoso. Si era prevista quindi, in un primo momento, la sola messa in sicurezza della strada con un'opera circoscritta. Nella primavera del 2012 sono stati eseguiti degli ulteriori sondaggi nel corpo di frana e si è inoltre riscontrata una retrogressione di circa 15 metri in 7 mesi. L'evoluzione del dissesto, aggravatosi a causa delle condizioni meteorologiche verificatesi nel periodo intercorso, ha quindi determinato una modifica dell'idea progettuale iniziale, prevedendo il consolidamento del movimento franoso nel suo insieme.

La scelta dell'intervento è stata fortemente condizionata dall'elevato spessore del corpo di frana, pari a circa 20 m in corrispondenza della sede stradale. Un intervento tradizionale costituito da un'opera rigida di contenimento, come un muro di sostegno o una paratia di micropali, con ammorsamento nel substrato roccioso stabile e che attraversa la frana per tutto il suo spessore, sarebbe risultato infatti molto oneroso oltre che di difficile realizzazione dal punto di vista tecnico.

In collaborazione con l'Università di Padova, si è quindi optato per la progettazione di un'opera di stabilizzazione modulare, che poteva essere realizzata per step successivi (Bisson, et al., 2015). La realizzazione di un sistema di rinforzo con ancoraggi flottanti ha permesso la completa stabilizzazione della frana, con un'opera non rigida ma flessibile, che consente una elevata deformabilità.

Il progetto comprende diverse tipologie di opere dislocate in diversi punti del versante e aventi diverse funzioni (Figura 7.21). Al piede della frana è stato eseguito un terrapieno di riprofilatura e supporto costruito con la tecnica delle terre armate ancorate, tecnica che prevede la realizzazione di un terrapieno mediante la sovrapposizione di strati di sabbia trattenuti da geogriglie, che fungono allo stesso tempo da elemento di contenimento e di rinforzo, ripiegate verso l'interno. Ciascuno strato di rinforzo è stato

ancorato nel substrato roccioso con barre di ancoraggio autopercoranti. La stabilizzazione del piede è completata da una trincea drenante eseguita mediante la posa di un tubo di acciaio fessurato all’interno di una fossa, non molto profonda, riempita da ghiaia e ciottoli. La trincea ha lo scopo di catturare le acque che sgorgano in piccole sorgenti all’interno del corpo di frana per convogliarle verso valle evitando il ruscellamento lungo il versante e abbassando il livello piezometrico. Per assicurare la sicurezza della strada, appena a valle della sede stradale si sono eseguite due *pareti flottanti*, che consistono in due file di chiodature passive immorsate nel terreno resistente, connesse esternamente ad un sottile muro in calcestruzzo spruzzato (Figura 7.22). Si tratta di una sorta di parete in Soil Nailing, che offre però una maggiore adattabilità agli spostamenti indotti dal movimento franoso senza riduzione di funzionalità e con un notevole risparmio economico rispetto a un muro o una paratia tradizionale.

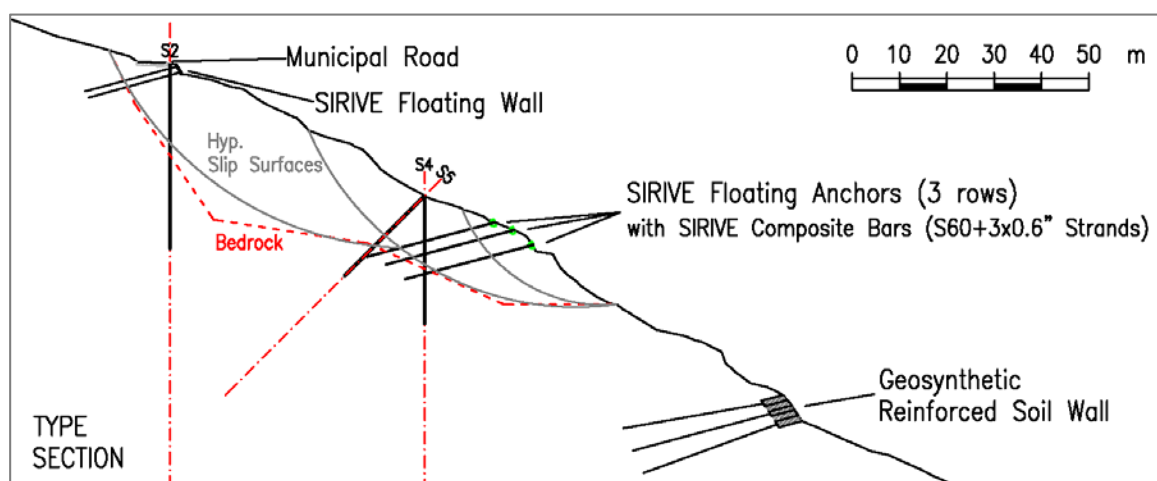


Figura 7.21. Frana di Val Maso: sezione tipo e opere di stabilizzazione.

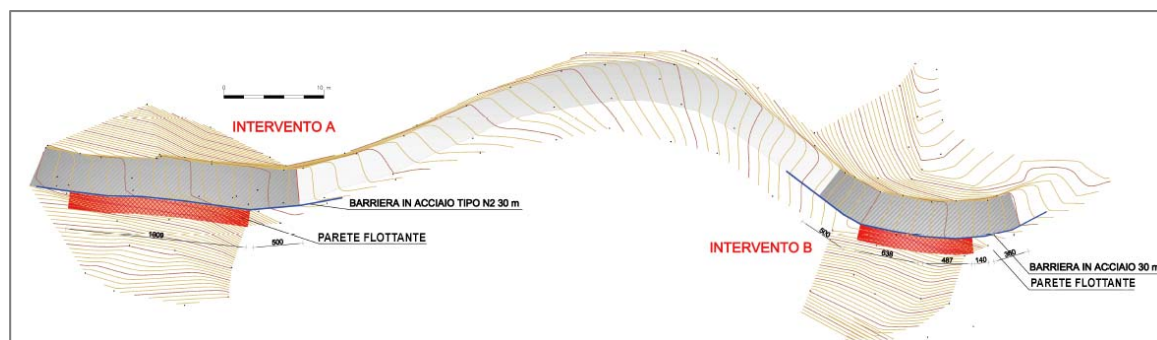


Figura 7.22. Frana di Val Maso: stabilizzazione della sede stradale.

A una quota circa intermedia del corpo di frana si sono realizzate due serie di ancoraggi flottanti ancorati nello strato roccioso. Per la valutazione del numero di ancoraggi richiesti per la stabilizzazione, la posizione ottimale, le tensioni attese e il Fattore di Sicurezza globale post-intervento, è stata eseguita una modellazione agli elementi finiti con il software Midas GTS NX 2014 rel. 2.1.

Dapprima è stata effettuata una back-analysis con l'obiettivo di calibrare il modello numerico del pendio. I parametri geotecnici iniziali sono stati assunti in accordo con quelli ottenuti da test di laboratorio su campioni indisturbati estratti in sito. Con i parametri così calibrati (Tabella 7.2), si è svolta un'analisi bidimensionale SRM (Strength Reduction Method). Gli ancoraggi sono stati modellati con elementi di tipo Embedded Truss, con resistenza di interfaccia chiodo-terreno automaticamente determinata secondo un particolare algoritmo di calcolo. Si sono considerati ancoraggi passivi, non pretensionati, completamente cementati e aderenti al terreno per tutta la lunghezza. Per un intervento con 3 file di ancoraggi flottanti posti a interasse di 6 m, l'analisi SRM ha fornito un FS di 1,54, contro un valore pre-intervento di 1,04. Dal confronto di Figura 7.23a e b si può osservare che la superficie di rottura cambia e trasla ad una quota più alta, nella zona superiore della frana.

Un'analisi FEM non lineare ha infine permesso di stimare la sollecitazione assiale massima di progetto sugli ancoraggi, che risulta di 579 kN, 345 kN e 227 kN rispettivamente sulla fila posta a quota maggiore, intermedia e inferiore (Figura 7.23c). Per un calcolo conservativo non è stato conteggiato il contributo fornito dalle piastre flottanti.

Si è scelto quindi di intervenire installando un totale di 32 ancoraggi flottanti disposti su 3 file. La frana è di fatto divisa in due porzioni da una faglia intermedia. La porzione Est è stata rinforzata con 18 ancoraggi disposti su 3 file, mentre la porzione Ovest con 14 ancoraggi, ancora su 3 file.

Tabella 7.2. Parametri assunti per il modello FEM dopo la calibrazione tramite back-analysis.

Tipo terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]	E [MPa]
Copertura detritica	20	10	30	500
Argilla rossa alterata	20	8	20	500
Substrato roccioso	24	150	36	8000

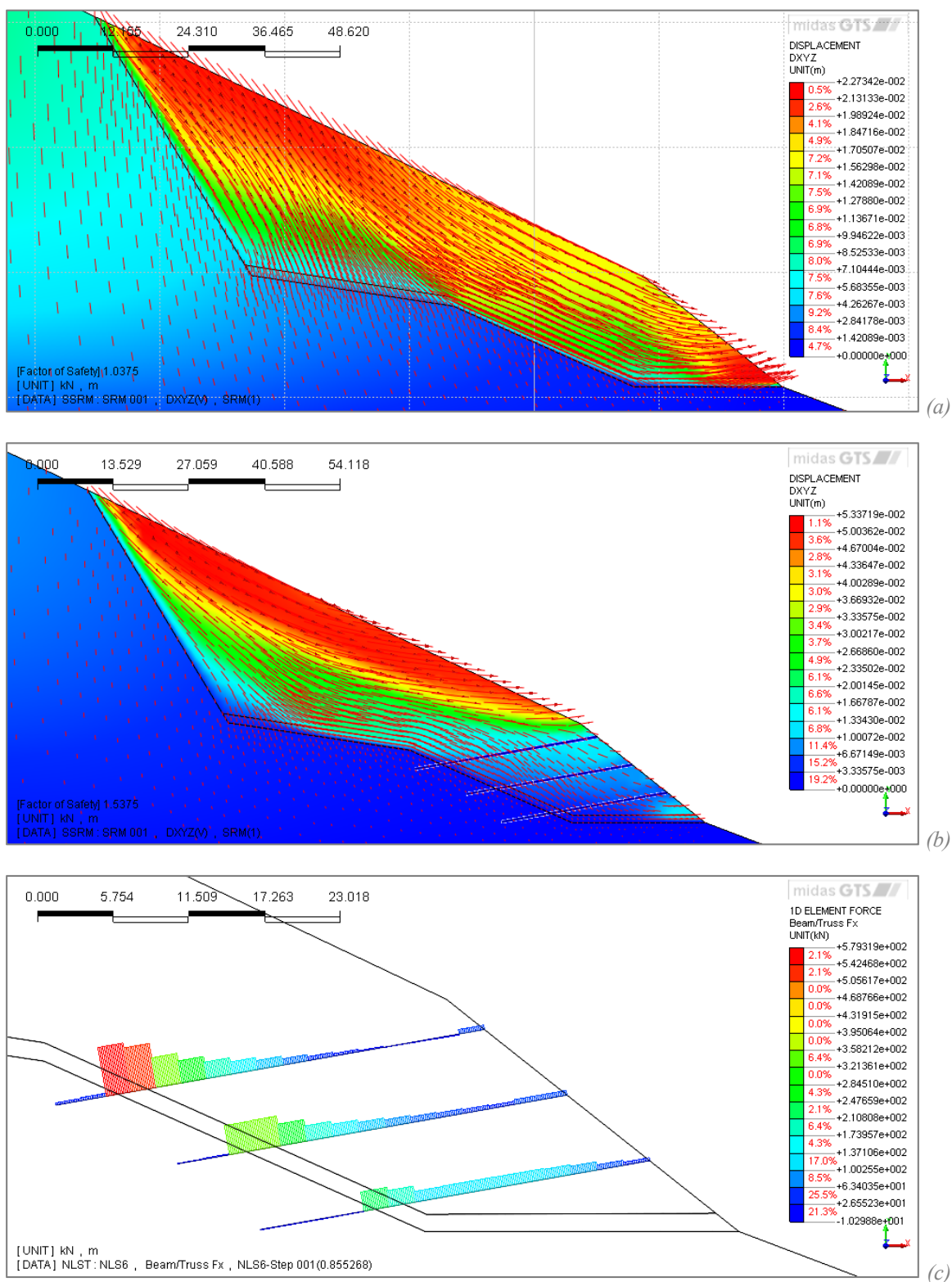


Figura 7.23. Analisi FEM: SRM pre-intervento, FS=1,04 (a); SRM post-intervento, FS=1,54 (b); calcolo delle forze di trazione sui rinforzi con analisi non lineare (c).





Figura 7.24. Interventi di stabilizzazione della frana di Val Maso: terre armate ancorate (a), drenaggi (b), ancoraggi (c), particolare dell'ancoraggio composito (d), piastra inglobata nel pendio (e), viste d'insieme a intervento concluso (f, g, h).

Gli ancoraggi sono stati collocati a quinconce con interassi orizzontale e verticale rispettivamente di 4,3-6,7 m e di circa 6 m. I rinforzi sono costituiti da barre composite sperimentali Sirive® S60 Special aventi carico di rottura di oltre 2000 kN, realizzate con barre autoperforanti di diametro esterno pari a 60 mm e 3 trefoli in acciaio armonico da 0,6” cementati all’interno. Le barre sono state ancorate in profondità e solidarizzate al terreno lungo tutta la profondità mediante malta cementizia. La piastra flottante ha forma tronco-conica con diametro di 1,5 m in calcestruzzo prefabbricato. È previsto il rinverdimento naturale del pendio. I lavori di stabilizzazione si sono conclusi nel mese di dicembre 2012 (Figura 7.24).

### **7.3.4 Monitoraggio post-intervento**

Per valutare gli effetti degli interventi e capire il comportamento d’interazione degli stessi con il terreno, dopo la conclusione dei lavori (dicembre 2012) è iniziata una fase di monitoraggio, che comprende:

- Monitoraggio topografico: misurazione degli spostamenti delle piastre flottanti e di alcuni punti del corpo di frana nel tempo;
- Monitoraggio con celle di carico: misurare la sollecitazione agente sulle piastre flottanti nel tempo;
- Rilievi laserscanner: osservazione dei movimenti globali del corpo di frana nel tempo.

Il monitoraggio topografico consiste nel determinare a cadenza periodica gli spostamenti di 10 mire poste all’interno del corpo di frana e delle 32 mire poste una su ciascuna piastra flottante (Figura 7.25). A tal fine si utilizza una stazione totale Leica TCRA1101, con precisione di misura di  $\pm 2$  mm sulla distanza totale. Il monitoraggio topografico è durato 18 mesi, da marzo 2013 a settembre 2014. In questo periodo si è osservato uno spostamento massimo di 60 mm e 45 mm rispettivamente nel corpo frana e sulle piastre flottanti, e uno spostamento medio rispettivamente di 32 mm e 20 mm (Tabella 7.3). La velocità della frana si è quindi ridotta da 1600 mm/anno pre-intervento a una media di 26 mm/anno post-intervento, con un decremento di due ordini di grandezza.





Figura 7.25. Frana di Val Maso: mire per il monitoraggio topografico sulle piastre flottanti (a), sul corpo frana (b) e vista d'insieme (c).

Tabella 7.3. Frana di Val Maso: risultati del monitoraggio topografico.

Descrizione	Spostamenti totali massimi in 18 mesi [mm]	Spostamenti totali medi in 18 mesi [mm]	Velocità massima post-intervento [mm/anno]	Velocità media post-intervento [mm/anno]
Piastre flottanti	45	32	30	16
Corpo di frana	60	20	40	26

Per verificare il comportamento delle piastre flottanti nel tempo, 2 ancoraggi sono stati strumentati con una cella di carico ciascuno, posta in corrispondenza della testata esterna. Si è scelto di strumentare un ancoraggio posto nella porzione Est della frana e uno nella porzione Ovest (Figura 7.26a-b). In questo modo viene misurata la sollecitazione di trazione a cui sono soggette le piastre flottanti nel tempo. Viene eseguita una lettura periodica tramite apposita centralina portatile. Il monitoraggio delle celle di carico ha avuto

durata pari a 21 mesi, da dicembre 2012 a settembre 2014. In questo arco temporale le celle di carico hanno misurato un decremento della forza di testa del 18,9% e 14,5% rispettivamente per la porzione Est e Ovest (Figura 7.26c). Questa osservazione indica una sorta di rilassamento dello stato tensionale del terreno a tergo delle piastre, probabilmente causato dagli assestamenti delle piastre che accompagnano i movimenti del corpo di frana.

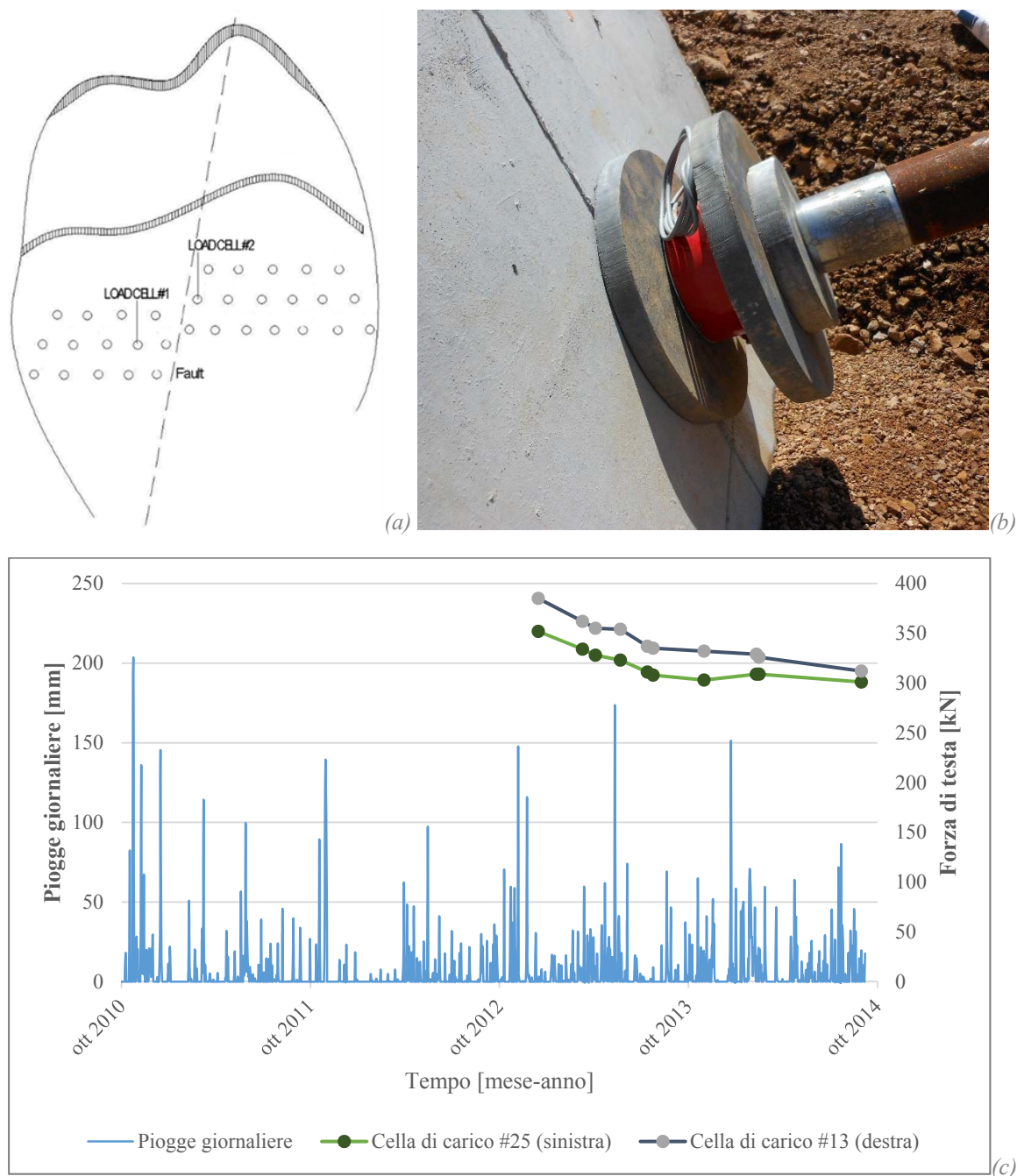


Figura 7.26. Frana di Val Maso: posizione degli ancoraggi strumentati con le celle di carico (a); particolare di una piastra strumentata (b); forza misurata dalle celle e correlazione con le altezze di pioggia (c).

Due rilievi con laserscanner eseguiti a distanza di 10 mesi l'uno dall'altro e georeferenziati hanno consentito di monitorare gli eventuali volumi di terreno soggetti a spostamento all'interno dell'intero corpo di frana nel tempo. Il primo rilievo è stato eseguito nei giorni 13 e 18 febbraio 2014; il secondo il 10 dicembre 2014.

Si è utilizzato un laserscanner LMS-Z420i della Riegl Laser Measuring Systems GmbH. Al laserscanner è stata accoppiata una macchina fotografica in modo tale da colorare ogni punto rilevato con il colore del pixel corrispondente nelle fotografie. Il monitoraggio è stato eseguito dalla Giara Engineering di Vicenza in collaborazione con il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova.

Per operare un confronto tra i due rilievi, le nuvole di punti ottenute devono essere riferite allo stesso sistema di riferimento. Dati dei punti notevoli, è possibile rototraslare iterativamente le nuvole di punti per trovare la soluzione che minimizza la deviazione standard sui punti notevoli. Tali punti notevoli vengono riconosciuti dal laserscanner mediante l'utilizzo di appositi rifrangenti a disco installati su alcune piastre flottanti selezionate allo scopo. Un algoritmo fa poi combaciare i punti di unione di una scansione con i punti di unione di una scansione di riferimento, mediante una trasformazione di rototraslazione rigida. Il calcolo degli spostamenti si ottiene per confronto fra le varie nuvole di punti ed una superficie triangolata di riferimento. Il limite di questo metodo è che l'algoritmo di triangolazione può creare un piano lievemente sghembo rispetto al piano del pendio. Questo può risultare, in fase di calcolo degli spostamenti, in lievi spostamenti localizzati. Inoltre, in occasione del secondo rilievo (dicembre 2014) la vegetazione presente ha reso difficile, in alcune zone del pendio, ricostruire l'esatto andamento del pendio. Alla luce di questi fatti, si è deciso di ignorare gli spostamenti inferiori a 20 cm (Darteni, 2014).

I risultati in termini di spostamenti totali vengono rappresentati secondo una scala cromatica; nella cosiddetta "zona neutra", cioè i punti con spostamenti inferiori a 20 cm, sono esclusi dalla rappresentazione. Il rapporto finale del monitoraggio riporta che "non sono stati rilevati spostamenti rilevanti" (Giara Engineering, dicembre 2014). Si rilevano infatti solamente degli spostamenti in aree localizzate, probabilmente causati dall'erosione superficiale.



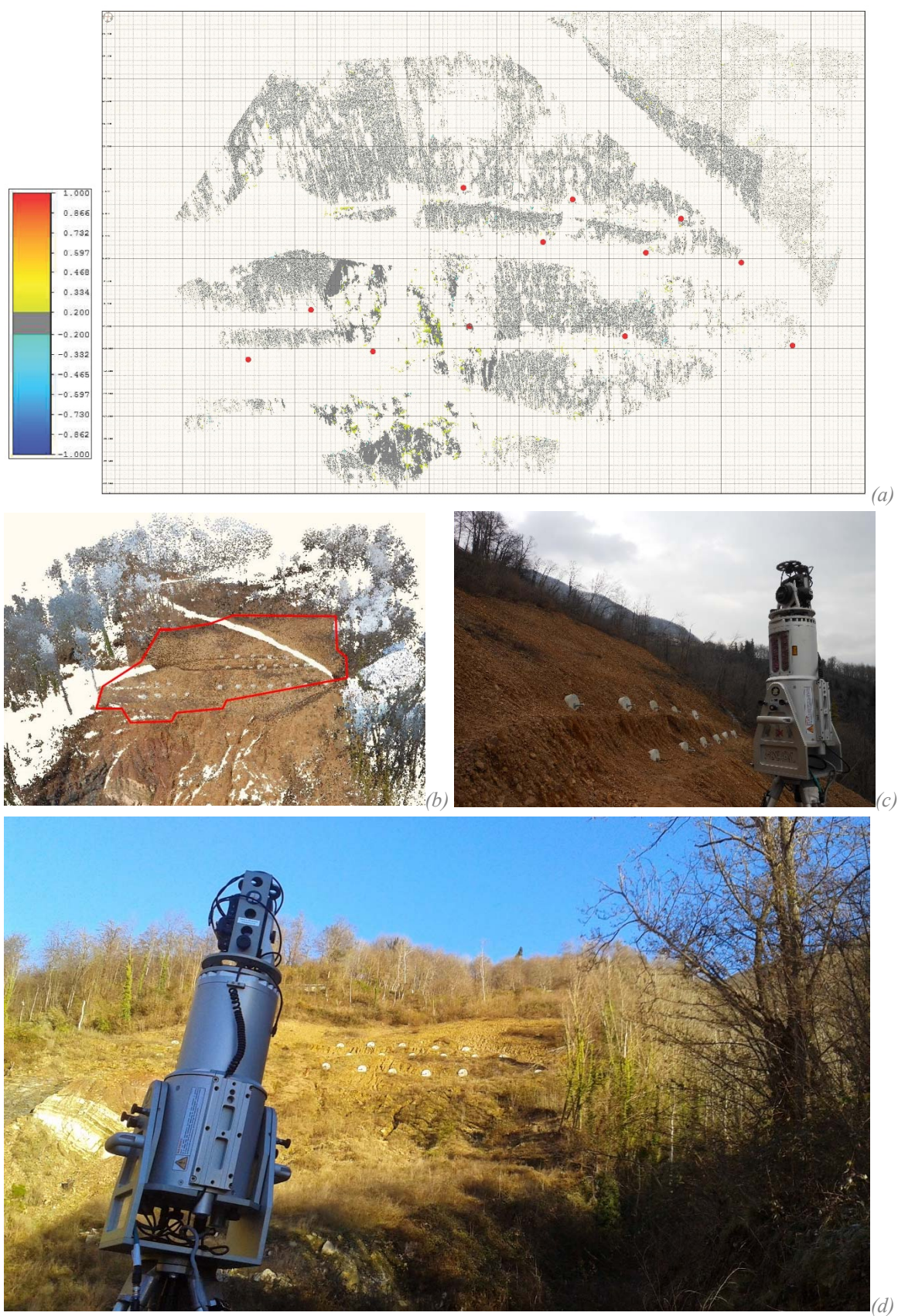


Figura 7.27. Rilievi laserscanner a Val Maso: risultati del monitoraggio (a) (Darteni, 2014), porzione di terreno interessata dal rilievo (b), primo rilievo (feb 2014) (c), secondo rilievo (dic 2014) (d).



Dopo 2 anni dal termine dei lavori non si riscontrano particolari movimenti nel pendio. Si notano solamente alcuni lineamenti di erosione superficiale, causati dagli scorrimenti d'acqua durante i periodi di pioggia e dall'assenza di vegetazione a protezione del versante. Per ridurre al minimo tali erosioni, a seguito della conclusione del monitoraggio topografico, l'opera dovrebbe essere integrata con una completa rivegetazione del versante.

La frana di Val Maso si è dimostrata un ottimo caso di studio per l'applicazione e l'osservazione del comportamento in sito degli ancoraggi flottanti, raggiungendo una stabilizzazione praticamente completa del versante con costi nettamente inferiori se comparati a interventi tradizionali. In Figura 7.28 si possono osservare alcune foto dello stato attuale del versante (dicembre 2014). La progettazione esecutiva delle opere di messa in sicurezza del pendio è stata affidata alla Geosoluzioni Engineering di Vicenza; i lavori sono stati eseguiti dall'impresa Dalla Gassa di Cornedo Vicentino (VI).



Figura 7.28. Frana di Val Maso allo stato attuale (dicembre 2014).

## 7.4 Frana in località Cischele, Recoaro Terme (VI)

A seguito delle intense piogge del novembre 2010 si è manifestato un dissesto franoso che ha colpito un versante in località Cischele, nel comune di Recoaro Terme (VI). La frana interessa alcune abitazioni e la strada provinciale SP 246 che collega Recoaro a Valli del Pasubio attraverso passo Xon con estensione trasversale e longitudinale di circa 120 m e 180 m. Il sito si trova a un’altitudine compresa tra 550 e 600 m s.l.m.; il pendio ha una pendenza media di 23-25°. Le abitazioni presentano segni visibili dei lenti e continui spostamenti, mostrando evidenti lesioni, abbassamento della pavimentazione e fratture nei muri di contenimento (Figura 7.29).



Figura 7.29. Frana Cischele a Recoaro Terme: vista satellitare dell’area interessata (Google Earth) (a); lesioni in un’abitazione (b) e nella strada di accesso (c).



### 7.4.1 Geologia dell'area e indagini eseguite

Dal punto di vista geologico-stratigrafico, l'area poggia su un antico basamento cristallino subalpino costituito da filladi quarzifere dell'area di Recoaro. Al di sopra si trovano le arenarie di Val Gardena, formazione rocciosa sedimentaria composta da depositi clastici quali arenarie quarzose, felpasti e siltiti. Alla sommità si trova la formazione a Bellerophon, costituita principalmente da dolomia spesso minutamente carciata. Nella porzione inferiore ci sono frequenti intercalazioni siltoso argillose (Figura 7.30).

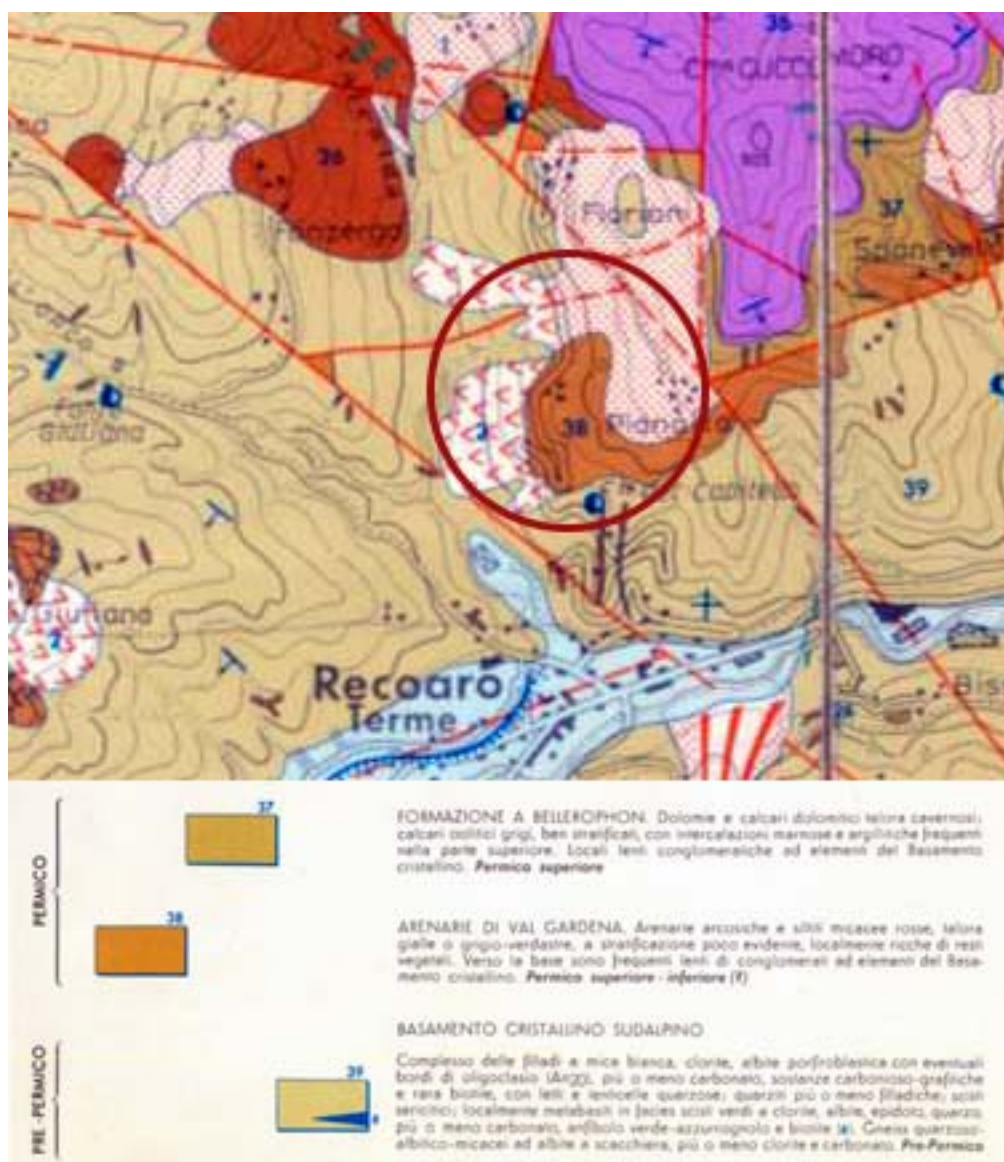


Figura 7.30. Geologia dell'area di frana Cischele (estratto dalla Carta Geologica dell'area di Recoaro Terme).



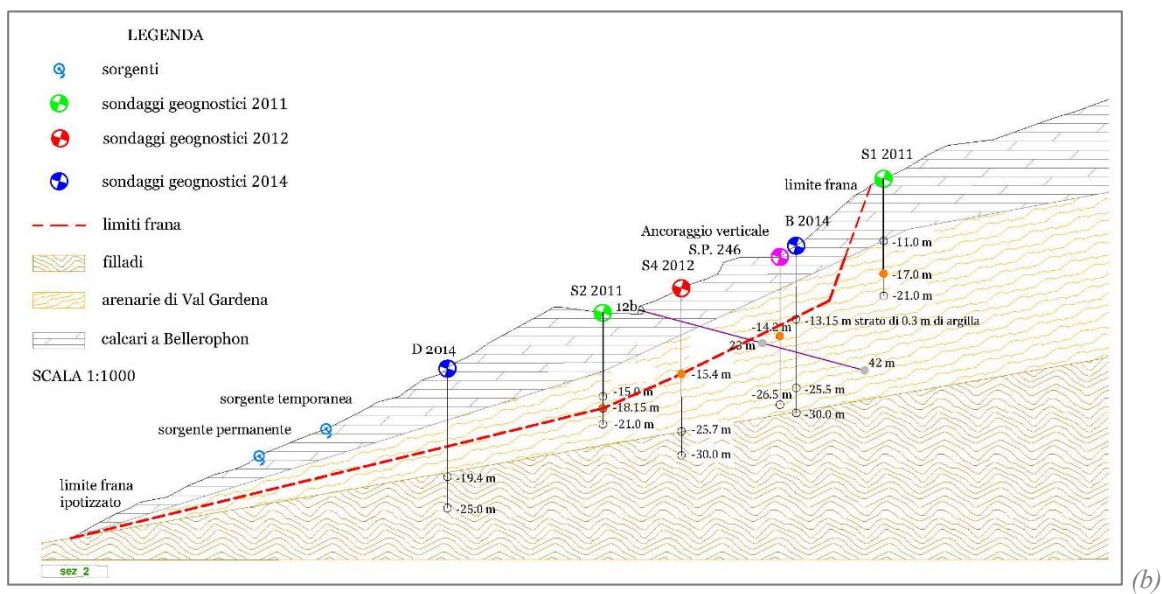
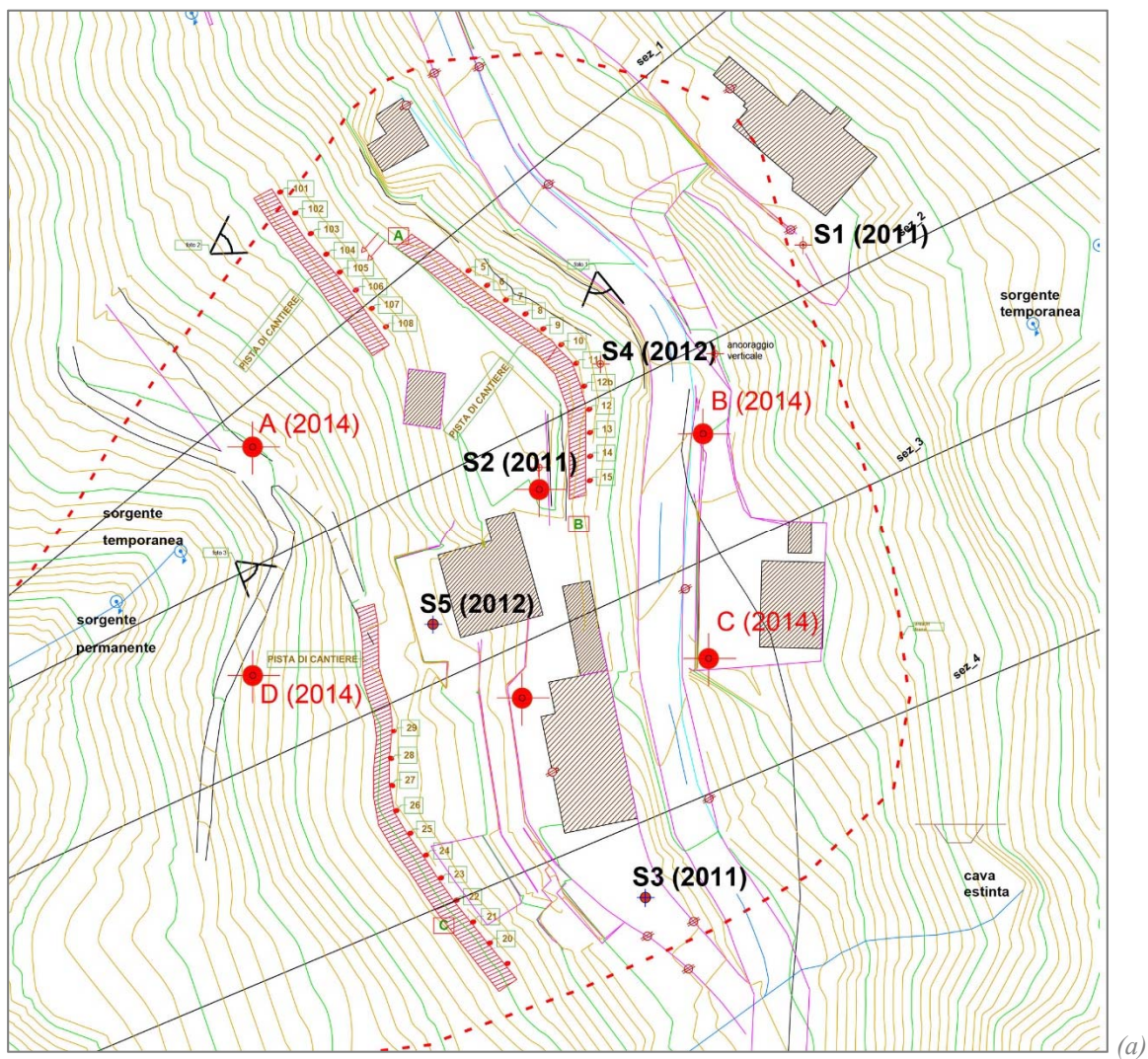


Figura 7.31. Frana Cischele: ubicazione dei sondaggi (a) e sezione stratigrafica tipo (sez. 2) aggiornata con i sondaggi del novembre 2014.

L'area è interessata da un'importante azione tettonica, riconducibile a momenti compressivi dell'orogenesi alpina. In particolare il movimento tettonico più noto è costituito da un'ampia anticlinale denominata "Ellissoide di Recoaro" con asse immergente a WSW al cui nucleo vengono a giorno scisti del basamento cristallino. Nell'area è riconoscibile il sistema di faglie legato alla Linea Schio-Vicenza che presenta un orientamento NW-SE con movimenti in prevalenza orizzontali sinistrosi lungo piani subverticali. L'area oggetto del dissesto si trova compresa tra due faglie principali verticali a prevalente movimento orizzontale sinistrorso con orientamento NW-SE di direzione scledense con presenza di faglie dirette ad andamento all'incirca W-E a forte inclinazione (estratto dalla *Relazione Geologica* a cura del dott. G. Darteni).

Per caratterizzare al meglio il profilo stratigrafico dell'area si sono eseguiti 3 sondaggi a carotaggio continuo nel 2011 (S1, S2, S3), altri 2 nel 2012 (S4, S5) e altri 4 nel 2014 (A, B, C, D). Dai certificati di prova si evidenzia la presenza di una copertura di spessore pari a 10-12 metri di calcari a Bellerophon con un banco parzialmente disarticolato e slittato lungo il pendio. Al di sotto sono state rilevate le Arenarie di Val Gardena, con litotipi costituiti da limi argillosi e argilloso sabbiosi, fino a una profondità variabile dai 20 ai 30 m dal piano campagna, decrescente verso valle. In corrispondenza del margine di valle della frana, al di sotto dei primi 5 m di terreni argillosi di riporto si trovano filladi fortemente alterate in matrice argilloso limosa di colore rossastro, senza lo strato di arenarie (Figura 7.31).

Il movimento franoso avviene quindi plausibilmente al contatto tra la parte inferiore della formazione a Bellerophon e la parte superiore delle Arenarie di Val Gardena. La presenza delle filladi alterate lungo i limiti Sud e Nord della frana evidenzia che il corpo di frana è principalmente costituito dal blocco delle formazioni sedimentarie direttamente a contatto con il basamento cristallino filladico, con un contatto tettonico che presuppone la presenza di due faglie.

Il movimento franoso di località Cischele presenta le caratteristiche di una frana lenta di tipo traslazionale, con spostamenti fortemente correlati alla variazione delle pressioni interstiziali nel corpo di frana. L'innescò avviene infatti in concomitanza con eventi piovosi particolarmente intensi. Le piogge generano un innalzamento molto rapido del livello della falda, con una conseguente riduzione della resistenza disponibile in

corrispondenza della superficie di scivolamento causata dall’aumento delle pressioni interstiziali e relativo innesco del movimento.

In concomitanza con gli eventi piovosi più intensi si attivano inoltre sul versante una serie di sorgenti temporanee con portate rilevanti dell’ordine delle decine di litri al secondo, che concorrono a scaricare rapidamente le acque che saturano il corpo di frana.

A titolo di esempio si riporta l’analisi del diagramma freatimetrico (Figura 7.32) in corrispondenza del sondaggio S2 osservato durante l’evento di pioggia del 13-17 marzo 2011 (pioggia cumulata pari a 231 mm con un picco di 141 mm il 16 marzo 2011). Il grafico mostra come l’innalzamento delle acque nel piezometro sia rapida, seguendo l’andamento della precipitazione con ritardi di qualche ora; lo scarico delle acque dal corpo di frana non è particolarmente prolungato nel tempo, completandosi in 2-3 giorni dopo l’evento.

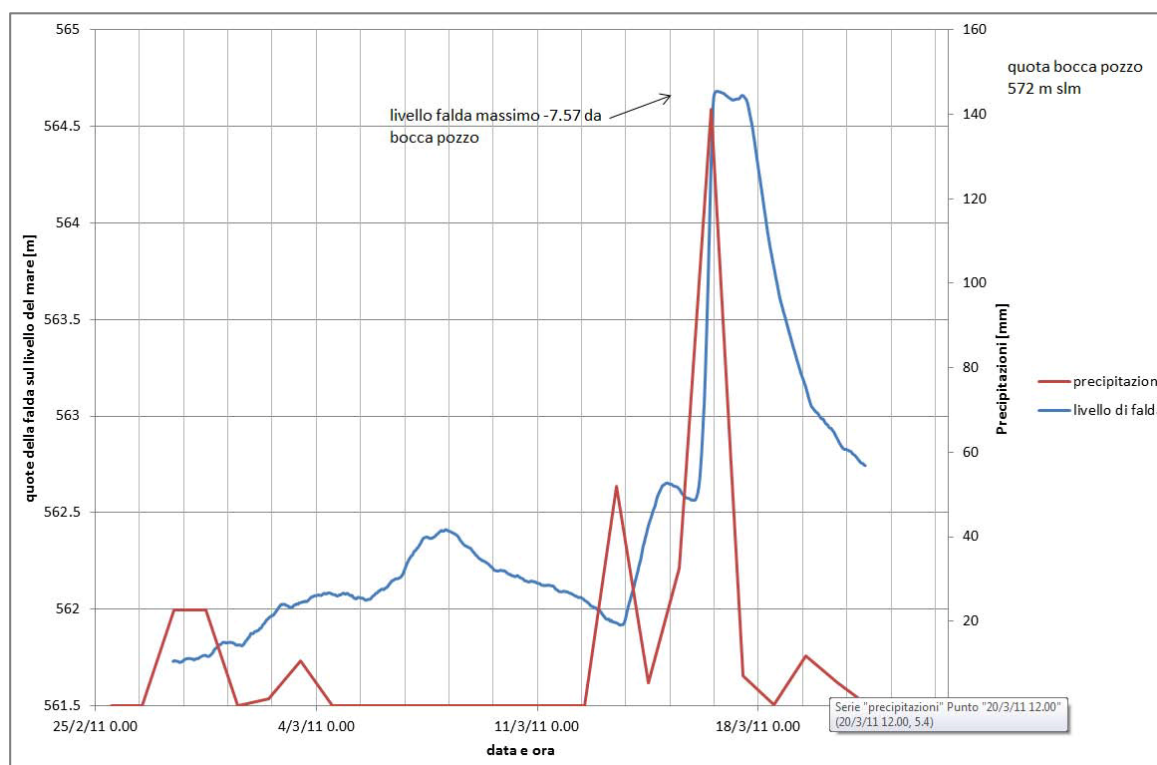


Figura 7.32. Correlazione tra innalzamento del livello di falda e precipitazioni per l’evento di pioggia dei giorni 13-17 marzo 2011 (Darteni, 2013).

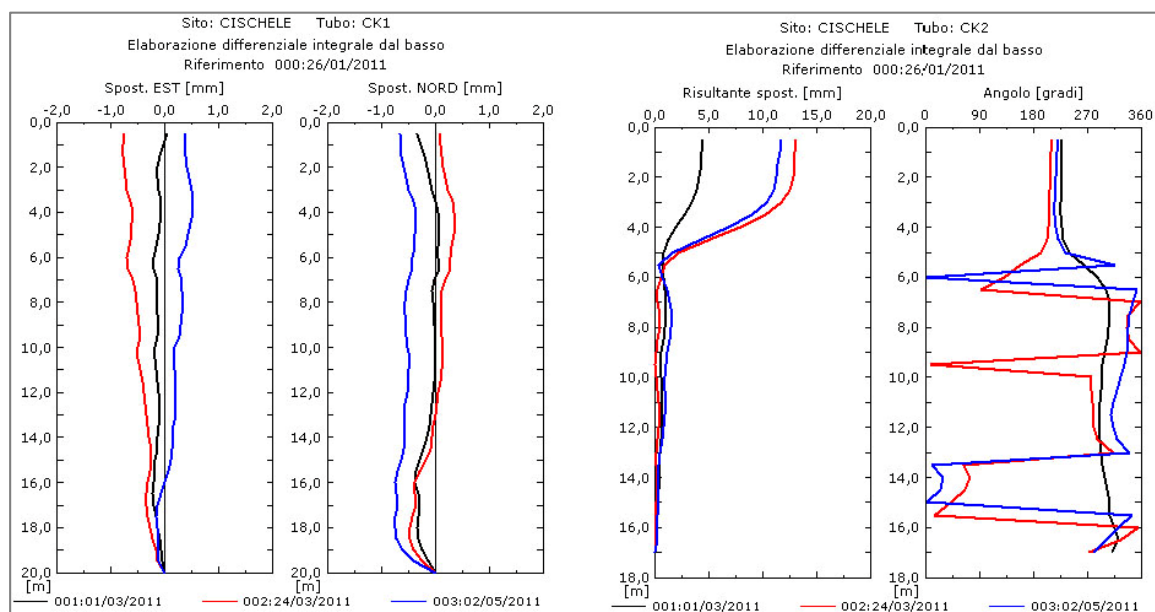


Figura 7.33. Frana Cischele: rilievi inclinometrici (Darteni, 2013).

Al fine di monitorare il movimento del corpo di frana nel tempo, all'interno dei sondaggi S1 ed S3 sono stati installati 2 tubi inclinometrici. Dai rilievi (Figura 7.33) si evidenzia una sostanziale assenza di movimenti del tubo in S1 (CK1), situato quindi in terreno stabile oltre la corona di frana. Il tubo in S3 (CK2) è posto invece in corpo frana, anche se in posizione marginale, e ha misurato in generale movimenti modesti, con un passaggio rapido da 5 a 13 mm di spostamento totale in corrispondenza delle piogge del marzo 2011, a conferma della stretta correlazione tra l'altezza della falda all'interno del corpo di frana e i movimenti gravitativi.

#### 7.4.2 Intervento con ancoraggi flottanti

Al fine di consolidare il pendio instabile e mettere in sicurezza le abitazioni e la strada provinciale, inizialmente era stata prevista la realizzazione di un sistema di regimazione delle acque meteoriche provenienti dal versante a monte della strada provinciale, nella porzione settentrionale dell'area in dissesto, e di un pozzo drenante di grande diametro che consentisse l'abbattimento delle pressioni interstiziali che si registrano durante i periodi di precipitazione. Le indagini geognostiche del 2011 e 2012 hanno però



evidenziato un assetto stratigrafico particolarmente critico in corrispondenza della posizione adatta a realizzare il pozzo. Questo avrebbe reso particolarmente onerosa la costruzione della struttura.

Si è optato quindi per un consolidamento del versante con ancoraggi flottanti, con una spesa di molto inferiore e quindi sostenibile dalla stazione appaltante. Data la complessità del contesto geologico e le numerose incertezze che riguardano il comportamento del versante, questa soluzione ha consentito di eseguire i lavori per fasi successive, individuando con il procedere dei lavori le porzioni di versante soggette a condizioni più critiche; è possibile inoltre integrare l'intervento con altri ancoraggi qualora esso si dimostri insufficiente. Si è scelto di applicare il metodo osservazionale, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 al paragrafo 6.2.4.



Figura 7.34. Esecuzione di ancoraggi flottanti a frana Cischele: fase di perforazione (a, b); particolare degli ancoraggi composti (c).



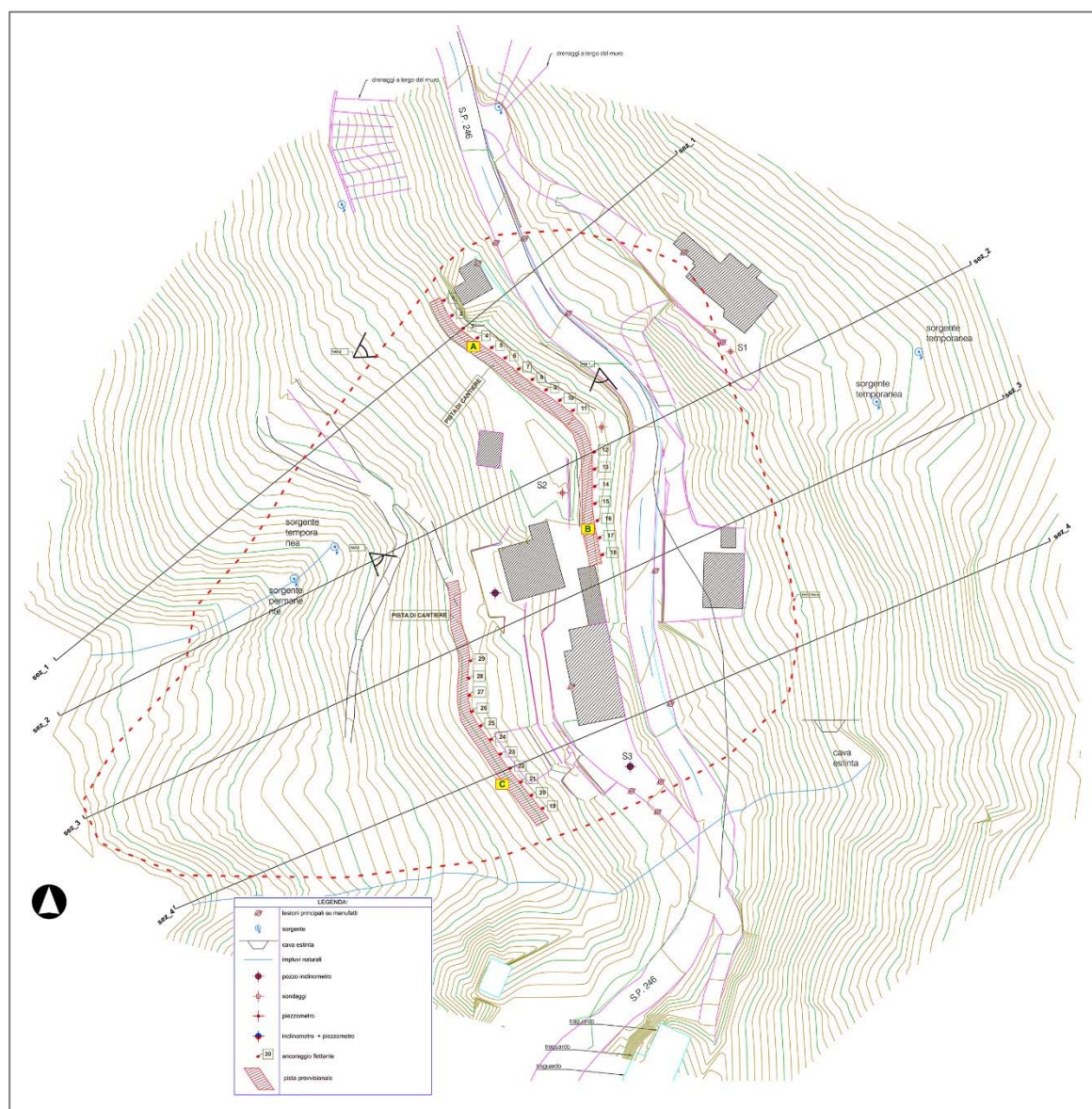


Figura 7.35. Frana Cischele: tavola di progetto (Provincia di Vicenza, 2014).

I lavori di sistemazione sono iniziati nel mese di maggio 2014 (Figura 7.34). Allo stato di fatto attuale (dicembre 2014) sono stati installati 33 rinforzi passivi di lunghezza compresa tra i 40 e i 50 m, con ancoraggi compositi Sirive® Special S76 da 3000 kN di carico a rottura, costituiti da barre autoperforanti di diametro esterno di 76 mm con 7 trefoli da 0,6” cementati all’interno. I rinforzi sono disposti in un’unica fila a interasse orizzontale di 5 m su due porzioni della frana, una serie a Nord a valle della strada provinciale, una serie a Sud a valle delle abitazioni (Figura 7.35). Si sono infine previste piastre flottanti in calcestruzzo armato prefabbricato di forma tronco-conica e diametro esterno di 1,5 m.

### 7.4.3 Sistema di monitoraggio

Al fine di valutare gli effetti degli interventi e analizzare l'interazione dei rinforzi con il terreno, dopo la conclusione dei lavori (novembre 2014) è iniziata l'installazione di un sistema di monitoraggio, progettato in collaborazione con il Dip. ICEA dell'Università di Padova, che comprende:

- Monitoraggio in continuo delle tensioni che si sviluppano lungo i rinforzi tramite estensimetri collocati all'interno di 2 barre di ancoraggio;
- Monitoraggio in continuo della sollecitazione agente su 2 piastre flottanti nel tempo, tramite 2 celle di carico poste in corrispondenza della testata esterna di 2 ancoraggi flottanti;
- Monitoraggio inclinometrico in continuo con sonde poste nel corpo frana;
- Monitoraggio piezometrico in continuo con freatimetri in corpo frana;
- Monitoraggio topografico degli spostamenti delle piastre flottanti e di alcuni punti del corpo di frana nel tempo;
- Monitoraggio con laserscanner dei movimenti globali del corpo di frana nel tempo.

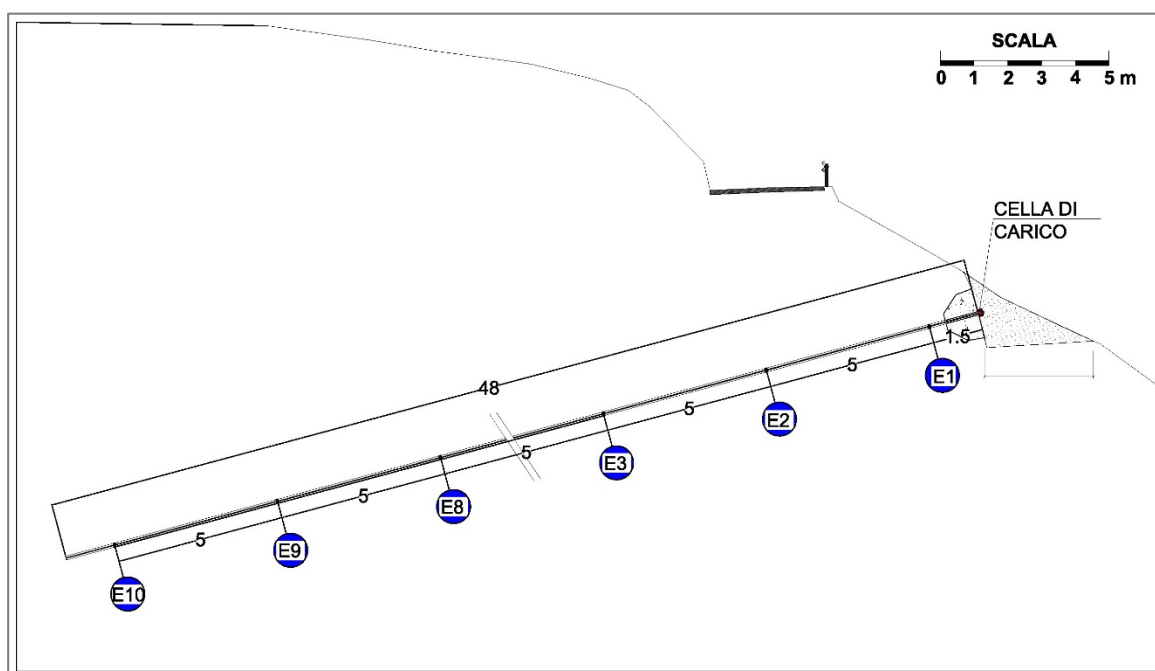


Figura 7.36. Frana Cischele: schema della strumentazione di un rinforzo con estensimetri.



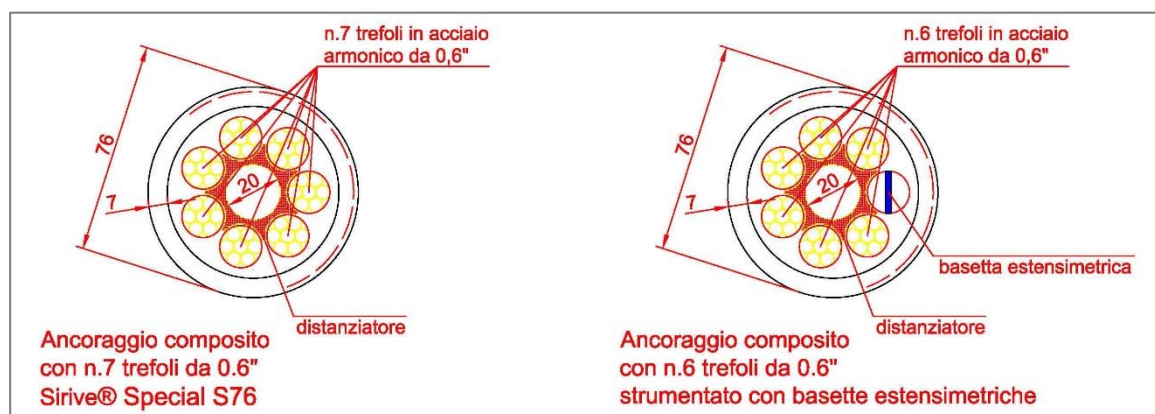


Figura 7.37. Ancoraggio composito Sirive Special S76 e posizionamento delle basette estensimetriche per il monitoraggio della sollecitazione assiale.

Per quanto riguarda il monitoraggio dei 2 rinforzi si è prevista la strumentazione di ciascuna barra con 10 punti di misura estensimetrici posti a intervalli regolari di 5 m, in modo da coprire l'intera lunghezza della barra (Figura 7.36). Ciascun estensimetro è stato saldato ad una basetta digitale RS485 a ponte intero con compensazione totale di temperatura e forze laterali.

Trattandosi di barre composite, le basette sono state incollate ad una bandinella piatta in acciaio tipo DIN C67 e inserita nel foro della barra al posto di un trefolo (Figura 7.37). Gli ancoraggi monitorati hanno quindi all'interno 6 trefoli invece di 7, con una leggera perdita prestazionale. L'inserimento della bandinella all'interno della barra autopercorante è avvenuto dopo il termine della perforazione, per evitare possibili danneggiamenti dovuti alle fasi di perforazione dell'ancoraggio. Un cavo dati collega tutte le basette tra loro ed esce dalla testata dell'ancoraggio, collegandosi alla centralina di acquisizione A/D posta in posizione riparata.

Le basette estensimetriche sono state precedentemente tarate su un apposito banco di prova creato ad hoc presso il laboratorio della Giara Engineering di Vicenza. Il banco di prova è stato approntato su un telaio di lamiera saldata di altezza di due metri circa (Figura 7.38a-b). La spinta è stata fornita da un pistone idraulico Europresspack CMF60N75, esercitata su una barra filettata collegata con la basetta estensimetrica. Tra la basetta estensimetrica e la barra filettata è stata montata una cella di carico elettronica AEP Transducers TC4. Il livello di sollecitazione sulla cella di carico veniva visualizzato su un

computer, mediante il convertitore digitale TAUSB ed il software Quick Analyzer v.5.1 della AEP Transducers. Gli spostamenti sono stati misurati mediante un comparatore centesimale meccanico, posizionato sul telaio del banco di prova.

La verifica è consistita nella acquisizione di coppie di dati tra il livello di carico e il valore numerico di output in uscita dal software di controllo dell'estensimetro. Si sono effettuati in tutto 8 cicli tra carico e scarico:

- Il primo ciclo (di carico) è stato portato fino ad un carico di 2000 kg, ottenendo un punto ogni 50 kg;
- Il secondo ciclo (di scarico totale) è stato effettuato velocemente, ottenendo 4 punti;
- Il terzo e quarto ciclo (carico/scarico) sono stati portati fino a 1000 kg, misurando un punto ogni 250 kg;
- Il quinto ed il sesto ciclo (carico/scarico) sono stati portati fino a 1400 kg, misurando un punto ogni 250 kg (durante questa fase, si è impostato il fattore di scala interno all'hardware dell'estensimetro, in modo tale da ottenere una lettura di 950 circa ad un livello di carico di 1400 kg);
- Il settimo e l'ottavo ciclo (carico/scarico) sono stati portati fino a 1000 kg, misurando un punto ogni 250 kg.

Le coppie di dati ottenuti dalle letture sono state inserite in un grafico a dispersione. I punti sono quindi stati interpolati con una regressione di tipo lineare, e si è calcolato il valore del coefficiente di correlazione di Pearson "R quadrato" per la linea di tendenza. Le coppie di dati relative al carico assiale ed ai valori di output numerico sono state divise in 3 serie distinte per facilità di lettura. I valori del coefficiente R quadrato sono tutti maggiori di 0,99. Anche le coppie di dati relative al carico assiale ed ai valori di spostamento sono state divise in 3 serie distinte. Anche in questo caso, i valori del coefficiente R quadrato sono tutti maggiori di 0,99 (Figura 7.38c-d).

Dopo l'applicazione della piastra esterna in calcestruzzo, si è proceduto all'installazione della cella di carico, collegando anche quest'ultima alla centralina di acquisizione dati. Anche inclinometri e piezometri vengono collegati alla stessa centralina. Il software interno elabora e registra i dati a intervalli di tempo definiti.

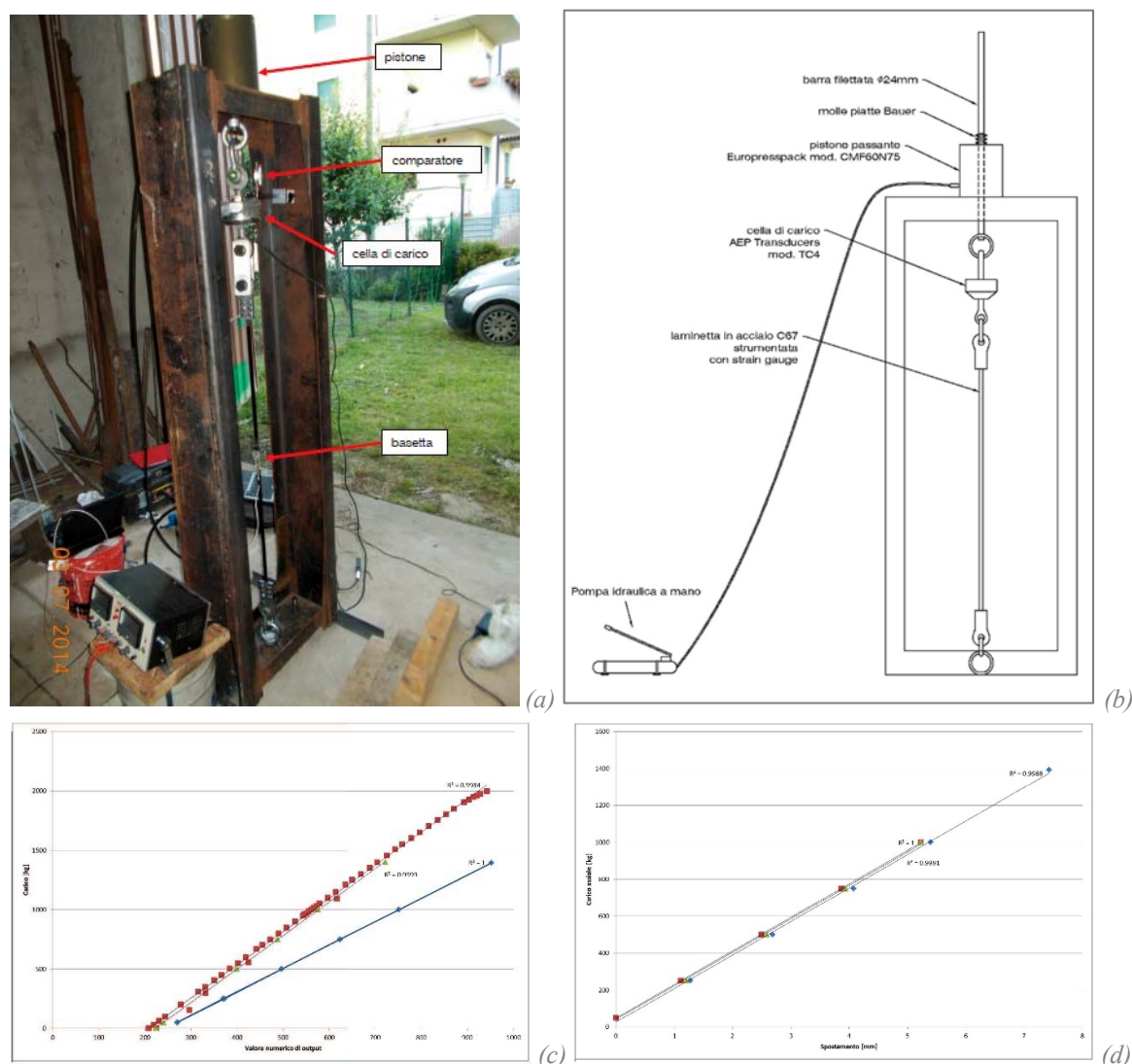


Figura 7.38. Taratura delle basette estensimetriche: foto del banco di prova (a) e schema (b); correlazione carico-output numerico (c) e carico-spostamento (d) (Giara Engineering, 2014).

Il monitoraggio della sollecitazione nei rinforzi consente la misura della distribuzione della forza assiale agente lungo un intero ancoraggio flottante e dell'aliquota trattenuta dalla piastra in calcestruzzo applicata alla testa dell'ancoraggio. Esso consente inoltre la valutazione della variazione di forza assiale sulla piastra flottante in funzione della posizione dell'ancoraggio all'interno della zona di intervento e dei parametri di interesse del sito. Grazie alla contemporanea registrazione dei dati inclinometrici e piezometrici è possibile inoltre correlare le forze misurate sui diversi componenti con i dati di pioggia, di temperatura, con il livello di falda e con i movimenti del corpo frana. Lo schema generale del sistema di monitoraggio è riportato in Figura 7.39.

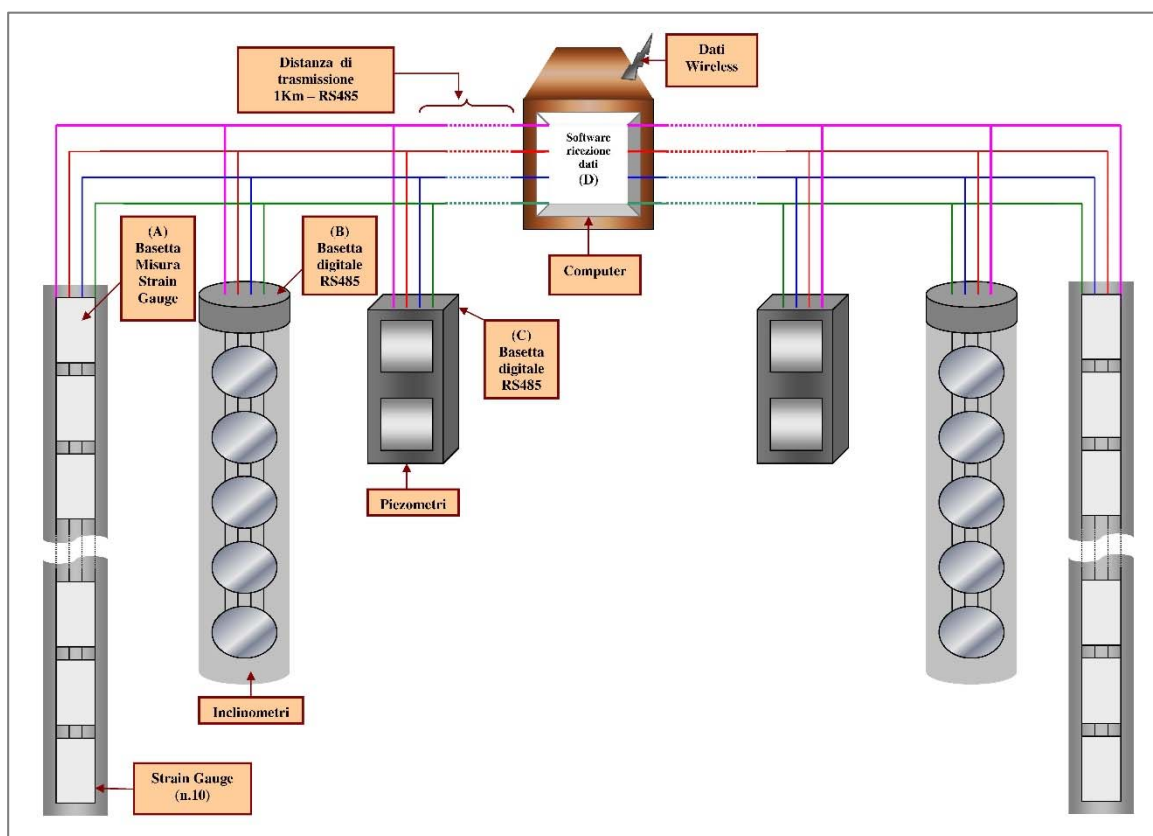


Figura 7.39. Schema del sistema di monitoraggio permanente progettato per frana Cischele.

Alla data di conclusione del Dottorato di Ricerca (dicembre 2014) i sistemi di monitoraggio delle barre e delle piastre flottanti con estensimetri e celle di carico sono installati, ma non è ancora attiva la centralina di registrazione dei dati. Gli inclinometri e i piezometri sono in fase di realizzazione e collegamento. È stato infine eseguito un rilievo topografico georeferenziato valido come punto zero del monitoraggio degli spostamenti. La conclusione dell'installazione dei sistemi di monitoraggio è prevista per i primi mesi del 2015. A seguire, inizierà la fase di misurazione e analisi dei dati.

I lavori sono stati eseguiti dall'impresa Dalla Gassa di Cornedo Vicentino (VI), mentre la progettazione è ad opera dell'Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Vicenza con la collaborazione del Dipartimento ICEA dell'Università di Padova e la Giara Engineering. Si ringrazia la Provincia di Vicenza per aver acconsentito alla pubblicazione di tavole e relazioni.





Figura 7.40. Frana Cischele a lavori ultimati: particolare di piastra flottante con cella di carico (a), piastra flottante non strumentata (b) e vista d'insieme (c).





## 8 CONCLUSIONI

La particolare conformazione geologica, geomorfologica e meteo-climatica del territorio italiano, prevalentemente di tipo montano-collinare, lo rendono fortemente soggetto a pericolosità di tipo geologico-idraulico. I temi legati alla mitigazione del rischio idrogeologico risultano quindi di grande attualità scientifica, oltre che di importanza strategica dal punto di vista sia sociale che economico-politico.

Le frane sono una delle tipologie di dissesto naturale tra le più rilevanti in Italia. L'indice di franosità del territorio italiano è pari al 7%, con il 70% dei comuni italiani interessato da frane e il 36% con livello di attenzione molto alto.

Il Dottorato di Ricerca svolto si inserisce in questo contesto e mira allo sviluppo tecnico e teorico di un innovativo sistema di rinforzo e stabilizzazione delle frane denominato “*ancoraggio flottante*”, nato come compromesso tra la tecnica di scavo nota come Soil Nailing e gli ancoraggi profondi. Il sistema prevede l'installazione di ancoraggi passivi nel corpo di frana, cementati al terreno per l'intera lunghezza e con adeguato ammorsamento nella zona stabile, posizionati secondo una geometria discontinua conforme alla morfologia del pendio. Esternamente non è prevista l'applicazione di un rivestimento continuo del pendio, ma solo una piastra di modeste dimensioni (l'elemento “flottante”) collegata alla testa di ciascuna barra. Come nel Soil Nailing, gli ancoraggi flottanti sono pensati per assorbire importanti sforzi di trazione trasmessi nelle barre per attrito dal terreno in movimento: in questo modo, le sollecitazioni che inducono il movimento franoso vengono ridotte e il processo evolutivo della frana rallentato. Si tratta di un sistema “passivo”, in quanto le barre si attivano solo quando il terreno si assesta intorno ad esse, trovando una loro condizione di equilibrio interna al versante. I principali vantaggi tecnici sono la flessibilità, legata alla capacità del sistema di adattarsi alle deformazioni del versante senza perdere di funzionalità, e la modularità degli elementi, che rende l'applicazione particolarmente interessante anche per rallentare frane lente e medio lente, qualora non si disponga di finanziamenti sufficienti per una completa stabilizzazione del fenomeno.

Dato che le forze assiali nelle barre in frana sono molto maggiori di quelle caratteristiche del Soil Nailing, poiché sono maggiori i volumi di terreno movimentati da una frana rispetto ad una parete chiodata, è stato contestualmente sviluppato un nuovo tipo di barre dette composite, che nascono dall'accoppiamento di una barra tradizionale e di uno o più trefoli di acciaio armonico, atte a migliorare le caratteristiche meccaniche dell'ancoraggio e ampliare il loro campo di applicazione. Nell'ambito del Dottorato di Ricerca è stato proposto un modello per la determinazione della curva forza-allungamento delle barre composite, calibrato con una serie di test di trazione. Le prove sperimentali hanno evidenziato come l'accoppiamento delle barre ai trefoli consenta la realizzazione di ancoraggi con alti carichi di rottura contenendo le deformazioni della barra, le fessurazioni della malta cementizia di rivestimento e aumentando conseguentemente la durabilità a corrosione. Tramite un'analisi dei costi di produzione e posa in opera è stato inoltre dimostrato come con l'ancoraggio composito si possa ottenere un risparmio del 45% rispetto a una barra autoperforante semplice a parità di carico di rottura.

La fase iniziale del lavoro è rappresentata da una ricerca bibliografica ha permesso di inquadrare la tecnica nel panorama internazionale delle tecniche di stabilizzazione di frane comunemente utilizzate, evidenziandone i vantaggi e i campi di applicazione. Il confronto in termini di efficienza/costo, eseguito sulla base di analisi di stabilità all'equilibrio limite e agli elementi finiti, ha dimostrato come la tecnica degli ancoraggi flottanti sia economicamente vantaggiosa rispetto altre soluzioni. Le tecniche rigide tradizionali infatti inducono sollecitazioni interne agli elementi strutturali molto maggiori rispetto a un intervento flessibile, con una conseguente maggior domanda di resistenza in fase di dimensionamento. Inoltre, l'installazione degli ancoraggi flottanti avviene con macchinari con ingombro ridotto e con tempi di esecuzione minori, oltre a garantire un più alto rapporto costi-benefici: il vantaggio è ancor maggiore se si impiegano barre autoperforanti anziché barre inserite in preforo.

Un secondo filone di ricerca ha riguardato l'analisi sperimentale del comportamento delle piastre flottanti in funzione della loro geometria, con il fine di valutare come la forma influenzi i meccanismi di rottura e di interazione con il terreno oltre che la capacità portante della piastra, sia in condizione di incipiente movimento relativo all'interfaccia terreno-piastra che a scorrimenti elevati (condizione residua). Lo studio è stato svolto in un modello

fisico in scala 1g realizzato presso il Laboratorio di Modellazione Fisica Geotecnica del Dipartimento ICEA, Università di Padova. Una piastra ancorata ad una barra è stata collocata all'interno di un volume di sabbia omogenea depositata per pluviazione con caratteristiche perfettamente riproducibili. Si sono eseguite alcune prove di estrazione con piastre di diversa geometria: piastra quadrata di piccolo o grande spessore, piastra di forma tronco-conica, piastra di forma conica corta o lunga. Il volume di influenza della piastra è stato valutato analizzando con tecnica PIV il campo di spostamenti nel terreno indotti dalla piastra. I risultati evidenziano come la forma tronco-conica e la forma conica allungata siano quelle più performanti in termini di resistenza rispettivamente a piccoli e grandi spostamenti, ma anche per quanto riguarda le dimensioni del cono di influenza della piastra.

Il confronto tra la capacità portante determinata sperimentalmente e i valori suggeriti da alcuni modelli teorici ha permesso di estendere l'applicazione delle relazioni valide per il calcolo della capacità portante di ancoraggi a piastra verticale quadrata anche a piastre di diversa geometria, proponendo l'introduzione di specifici fattori correttivi di forma e di volume che tengano conto della forma tridimensionale della piastra stessa.

È stato quindi eseguito uno studio agli elementi finiti dell'interazione piastra-terreno, al fine di validare lo strumento numerico sulla base dei risultati sperimentali e poter meglio evidenziare l'influenza della piastra sullo stato tenso-deformativo del terreno e i meccanismi con i quali i rinforzi interagiscono tra di loro e con il terreno.

Infine, nella tesi sono proposte delle linee guida da impiegare nella progettazione degli interventi con ancoraggi flottanti. Il dimensionamento degli ancoraggi è affrontato secondo due schemi fisico-matematici: il primo schema analizza l'azione di rinforzo in un pendio con un approccio "statico" a breve termine; il secondo considera un modello di interazione versante-rinforzo a lungo termine nell'ipotesi di comportamento viscoso del terreno, analogo a quelli sviluppati da Gudehus e Schwarz (1984) e da Puzrin e Schmid (2012) per pali o muri di sostegno su pendio. Quest'ultimo schema mette in relazione la velocità di spostamento lungo la superficie di taglio con lo sforzo mobilitato sulla stessa, valutando in modo quantitativo la riduzione di velocità della frana in funzione del numero di ancoraggi flottanti inseriti nel pendio instabile. Si sono inoltre proposte alcune considerazioni sul calcolo della capacità portante delle piastre flottanti e sulla valutazione dell'effetto stabilizzante di ancoraggi posizionati nel corpo di frana ad interasse ravvicinato.

Completa la ricerca un’attività di tipo applicativo in sito. La collaborazione con professionisti, Enti e imprese, e in particolare con la Provincia di Vicenza, ha infatti consentito la progettazione ed esecuzione di alcuni interventi con ancoraggi flottanti in frane reali e il loro monitoraggio. Sono stati selezionati quattro siti in provincia di Vicenza nei quali è stata sperimentata la tecnica: si tratta delle frane situate in località Val Maso e Gisbenti a Valli del Pasubio, in Via Monte a Cornedo Vicentino e in località Cischele a Recoaro Terme. Tutte le quattro frane si sono attivate o riattivate in concomitanza con le piogge eccezionali che hanno colpito tutto il nord-est italiano e in particolare la regione Veneto nell’autunno 2010.

In fase di progettazione, una serie di analisi numeriche dell’interazione tra ancoraggi flottanti e terreno in versanti instabili ha consentito di verificare l’effetto di stabilizzazione globale ottenibile rispetto ad altre tecniche di consolidamento. Si è potuto provare inoltre come l’impiego di barre passive cementate per tutta la lunghezza permetta di avere in superficie sollecitazioni di trazione modeste sulle barre stesse, pur in presenza di rilevanti forze mobilitate sulla superficie di scivolamento. Il sistema, confrontato con una paratia tirantata o un muro di sostegno, offre un risparmio economico e un maggior grado di sicurezza, e risulta adottabile anche laddove le profondità della frana o le condizioni del sito rendano difficoltosa o sconveniente l’applicabilità di tecniche tradizionali.

In due dei quattro siti in cui sono stati installati gli ancoraggi flottanti si è provveduto al monitoraggio del comportamento del sistema e del versante in generale. Nel caso della frana di Val Maso (Valli del Pasubio, Vicenza) è stata misurata per 21 mesi la forza di trazione trasmessa alla piastra flottante per valutarne le variazioni nel tempo. Si è osservato un leggero detensionamento causato da un ridotto fenomeno di rilassamento del terreno e dagli assestamenti del sistema, che non hanno comunque invalidato la funzionalità e la sicurezza dell’opera. Sono stati documentati anche gli spostamenti del versante e delle stesse piastre flottanti con monitoraggio topografico e laserscanner. In 18 mesi si è osservato uno spostamento massimo di 60 mm e 45 mm rispettivamente nel corpo frana e sulle piastre flottanti, e uno spostamento medio rispettivamente di 32 mm e 20. La velocità della frana si è quindi ridotta da 1600 mm/anno pre-intervento a una media di 26 mm/anno post-intervento, con un decremento di due ordini di grandezza. Nel caso di frana Cischele

(Recoaro Terme, Vicenza) è stato invece progettato e installato un particolare sistema estensimetrico di registrazione della forza assiale agente a diverse profondità nella barra composita, integrato con sensori inclinometrici e piezometrici per il monitoraggio in continuo e da remoto delle condizioni idrauliche e dello stato deformativo del versante. L'installazione del sistema è stata eseguita negli ultimi mesi del 2014 e non è quindi ancora possibile un'analisi dei risultati. La fase di monitoraggio proseguirà nel corso dei prossimi mesi.

Il lavoro svolto nel corso del Dottorato di Ricerca ha consentito un'analisi delle varie componenti del sistema di rinforzo con ancoraggi flottanti al fine di valutarne il comportamento geotecnico e strutturale. La tecnica presenta un comportamento complesso in quanto dipende dall'interazione di diversi elementi: il terreno, la barra di ancoraggio e i trefoli interni, la piastra flottante. La ricerca è di carattere applicato e ha fornito un sostanzioso contributo per la caratterizzazione teorica e sperimentale dell'ancoraggio flottante. Alcuni risultati del lavoro sono stati utilizzati come supporto per la richiesta di due brevetti (uno dei quali già ottenuto), mentre un lavoro che presentava una parte dei dati della ricerca è stato premiato come migliore contributo tecnico-scientifico al Convegno Nazionale di Geotecnica del 2014.

I dati che deriveranno dai monitoraggi del prossimo futuro forniranno ulteriori indicazioni sull'efficacia a lungo termine della tecnica. Si può comunque affermare che i risultati ad oggi osservati tramite i monitoraggi eseguiti nelle frane reali stabilizzate con ancoraggi flottanti appaiono comprovare la validità e l'efficacia tecnica del sistema.





## RINGRAZIAMENTI

L’Ancoraggio Flottante Sirive® e l’accoppiamento di barra autoperforante e trefoli sono brevetti dell’impresa Dalla Gassa. Il Dottorato di Ricerca di cui questa tesi sintetizza i risultati è stato finanziato dall’impresa stessa presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell’Università di Padova. I principali risultati della ricerca, foto, interventi su casi reali e monitoraggio sono reperibili nel sito [www.ancoraggioflottantesirive.com](http://www.ancoraggioflottantesirive.com).

Un ringraziamento particolare va a Gaetano Dalla Gassa, titolare della Dalla Gassa s.r.l., per la passione e la competenza con le quali ha promosso e accompagnato il progetto di ricerca, assieme a tutti i suoi dipendenti e collaboratori: Franca, Silvia, Orietta, Beppe, Giulio, Giulia, Tiberio, Stefano, Tiziano, Walter, Diego, Fabio, Giovanni, Marco, Renato e Piero.

Si ringraziano poi la prof. Simonetta Cola, supervisore e responsabile scientifico della ricerca, tutto il gruppo di Ingegneria Geotecnica del Dipartimento ICEA dell’Università di Padova, tecnici, impiegati amministrativi e i numerosi tesisti che a vario titolo hanno dato un contributo alla ricerca: Giovanni De Vicari, Tommaso Bizzotto, Luca Moretto, Filippo Roncato, Elisa Cocco, Alberto Tinello, Filippo Bertolin e Ivano Carollo.

Si ringraziano infine tutti coloro che hanno in qualche modo collaborato e contribuito al programma di ricerca: l’Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Vicenza, il Dipartimento di Geoscienze dell’Università di Padova, gli studi Geosoluzioni Engineering, Giara Engineering, Italswiss Engineering, lo Studio Rech, la University of Agriculture di Cracovia (Polonia) e i suoi collaboratori.



---

## BIBLIOGRAFIA

Adrian, R. J., 1991. Particle imaging techniques for experimental fluid mechanics. *Annual review of fluid mechanics*, Volume 23, pp. 261-304.

AGI, 2012. *Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni*, Roma, Italy: Associazione Geotecnica Italiana.

APAT, 2007. *Rapporto sulle frane in Italia - Il progetto IFFI: metodologia, risultati e rapporti regionali (Rapporto 78/2007)*, Roma, Italy: Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i Servizi Tecnici.

ARPAV, 2010. *Scheda evento "Pluvio" 31 ottobre-02 novembre 2010*, Belluno, Italy: Centro Funzionale Decentrato ARPAV, Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto.

Berardi, R., 1997. *Chiodatura dei terreni e reticoli di pali*. Perugia, Italy, Atti IV Conv. Naz. Ricercatori Universitari CNR, vol. II, pp. 289-321.

BGS, 2014. *How does BGS classify landslides?*, Nottingham, UK: British Geological Survey, Natural Environment Research Council.

Bisson, A. & Cola, S., 2014. Ancoraggi flottanti per la stabilizzazione di movimenti franosi lenti. In: *La geotecnica nella difesa del territorio e delle infrastrutture dalle calamità naturali, Vol. 2 - XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, 4-6 giugno 2014*. Roma, Italy: AGI, Associazione Geotecnica Italiana, pp. 327-334.

Bisson, A., Cola, S. & Dalla Gassa, G., 2013. *Comportamento elastoplastico di ancoraggi compositi*. Perugia, Italy, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG 2013.

Bisson, A., Cola, S., Tessari, G. & Floris, M., 2015. Floating Anchors in Landslide Stabilization: The Cortiana Case in North-Eastern Italy. In: *Engineering Geology for*

*Society and Territory - Vol. 2.* Zurich, Switzerland: Springer International Publishing, pp. 2083-2087.

Bruce, D. A., 1988. Developments in Geotechnical Construction Process for Urban Engineering. *Civil Engineering Practice*, 3(1), pp. 49-97.

Bustamante, M. & Doix, B., 1985. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 140(nov-dec), pp. 75-95.

Byrne, R. J. et al., 1996. *Manual for Design & Construction of Soil Nail Walls - Report FHWA-SA-96-069R*, Washington DC, USA: Federal Highway Administration.

Byrne, R. J. et al., 1998. *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Report FHWA-DP-96-69R*, Washington DC, USA: Federal Highway Administration.

Calabrò, N., 2011. *Studio sperimentale e numerico della fase di propagazione di colate di fango (mudflow)*. Padova, Italy: Università di Padova, PhD Thesis.

Canuti, P. & Casagli, N., 1994. *Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana. Da: Fenomeni franosi e centri abitati. Atti del Convegno di Bologna del 27 maggio 1994*. Bologna, Italy, CNR-GNDICI-Regione Emilia Romagna. Pubbl. n. 846.

Canuti, P. & Esu, F., 1995. Glossario Internazionale per le Frane. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Anno XXIX(2), pp. 143-150.

Caquot, A. & Kerisel, L., 1949. *Traite de mecanique des sols*. Paris, France: Gauthier-Villars.

Casale, R., Fantechi, R. & Flageollet, J. C., 1994. *Temporal Occurrence and Forecasting of Landslides in the European Community*, European Commission, UE: Programme EPOCH Final Report.

Cesari, F., 1997. *Introduzione al metodo degli elementi finiti*. Bologna, Italy: Pitagora.

Cola, S. et al., 2012. *Reinforcement works for the slope stabilization: standard and new approaches for the use of micropiles and anchors*. Milan, Italy, Proceedings of 11th International Workshop on Micropiles. ISM, International Society for Micropiles.

Cooper, R. G., 2007. *Mass Movements in Great Britain*, Peterborough, UK: Geological Conservation Review Series, No. 33, Joint Nature Conservation Committee.

Cornforth, D. H., 2005. *Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils*. Hoboken, NJ, USA: Wiley & Sons.

Cruden, D. M., 1991. A simple definition of a landslide. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 43(1), pp. 27-29.

Cruden, D. M. & Varnes, D. J., 1996. *Landslide types and processes*. In *Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation*, Washington DC, USA: Transportation Research Board.

Darteni, P., 2014. *Monitoraggio delle strutture di consolidamento della frana in località Cortiana*, Vicenza, Italy: Giara Engineering.

Das, B. M., 1975. Pullout resistance of vertical anchors. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(1), pp. 87-91.

Das, B. M., 1990. *Earth anchors*. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier.

Das, B. M. & Seely, G. R., 1975. Load-displacement relationship for vertical anchor plates. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(7), pp. 711-715.

DOT, 1994. *Design Methods for the Reinforcement of Highway Slopes by Reinforced Soil and Soil Nailing Techniques (HA 68/94)*, UK: Department of Transport.

Elias, V. & Juran, I., 1991. *Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations*, Publication FHWA-RD-89-198, Washington DC, USA: Federal Highway Administration.

Fell, R., 1994. Landslide risk assessment and acceptable risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(2), pp. 261-272.

FHWA, 1993. *French National Research Project Clouterre, 1991 - Recommandations Clouterre 1991 (English Translation), Soil Nailing Recommendations, Publication FHWA-SA-93-026*, Washington DC, USA: Federal Highway Administration.

FHWA, 2003. *FHWA-IF-03-017 - Geotechnical Engineering circular No. 7 - Soil Nail Walls*, Washington DC, USA: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Floris, M. et al., 2011. *Variation in the occurrence of rainfall events triggering landslides*. Rome, Italy, Proceedings of the Second World Landslide Forum, 3-7 October 2011.

Floris, M. et al., 2012. A process-based model for the definition of hydrological alert systems in landslide risk mitigation. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, Issue 12, pp. 3343-3357.

Floris, M. & Tessari, G., 2013. *Studio sulle possibili azioni di sistemazione e messa in sicurezza della strada comunale coinvolta nel fenomeno franoso in località Val di Maso (Valli del Pasubio, Vicenza)*, Padova, Italy: Dipartimento di Geoscienze, Università di Padova, Convenzione di ricerca.

Geotechnical Engineering Office, 2008. *Geoguide 7: Guide to Soil Nail Design and Construction*, Hong Kong: The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

Goodman, R. E., Taylor, R. L. & Brekke, T. L., 1968. A Model for the Mechanics of Jointed Rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Volume 94, pp. 637-659.

Gottardi, G., 1992. *Modellazione del comportamento di fondazioni superficiali su sabbia soggette a diverse condizioni di carico*. Torino: Scuola di Dottorato di Torino, Genova, Padova e Milano, PhD Thesis.

Gudehus, G. & Schwarz, W., 1985. *Stabilization of creeping slopes by dowels. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco, USA, CRC Press.



Highland, M. & Bobrowsky, P., 2008. *The Landslide Handbook - A Guide to Understanding Landslides, Circular 1325*. Reston, Virginia, USA: United States Geological Survey.

Hueckel, S., 1957. *Model tests on anchoring capacity of vertical and inclined plates*. London, UK, Proceedings of IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 203-206.

IAEG Commission on Landslides, 1990. Suggested nomenclature for landslides. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 41(1), pp. 13-16.

ISPRA, 2014. *Annuario dei dati ambientali - Edizione 2013 (Rapporto 47/2014)*, Roma, Italy: ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale.

ISPRA, 2014. *Rapporto di sintesi sul dissesto idrogeologico in Italia*, Roma, Italy: Dipartimento Difesa del Suolo/Servizio geologico d'Italia.

Joshi, B., 2003. Behavior of Calculated Nail Head Strength in Soil-Nailed Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 129(9), pp. 819-828.

Juran, I. & Elias, V., 1991. *Ground anchors and soil nails in retaining structures (in Foundation Engineering Handbook)*. New York, USA: Van Nostrand Reinhold.

Koerner, R. M. & Koerner, G. R., 2011. The importance of drainage control for geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth walls. *Journal of Geoengineering*, 6(1), pp. 3-13.

Leonhardt, F. & Moennig, E., 1977. *Casi speciali di dimensionamento nelle costruzioni in c.a. e c.a.p.*. Milano, Italy: Edizioni tecniche.

Lizzi, F., 1980. *The use of root pattern piles in the underpinning of monuments and old buildings and in the consolidation of historic centres*. Napoli, Italy: Fondedile.

Merifield, R. S. & Sloan, S. W., 2006. The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(8), pp. 852-868.

Meyerhof, G. G., 1973. *Uplift resistance of inclined anchors and piles*. Moscow, Russia, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics, Vol. 2, pp. 167-172.

Midas GTS NX, 2014. *Analysis Reference*. South Korea: Midas Information Technology Co., Ltd.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008. *D.M. 14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC 2008*. Roma, Italy: Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Neely, W. J., Stuart, J. G. & Graham, J., 1973. Failure loads of vertical anchor plates in sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(9), pp. 669-685.

Ostermayer, H., 1974. *Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors*. London, UK, Proc. Diaphragm Walls and Anchorages Conference, pp. 141-152.

Ostermayer, H. & Scheele, F., 1977. *Research on ground anchors in non-cohesive soils*. Tokyo, Japan, Proc. IX Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 4, pp. 92-97.

Ovesen, N. K. & Stromann, H., 1972. *Design methods for vertical anchor slabs in sand*. New York, USA, ASCE, pp. 1481-1500.

Puzrin, A. M. & Schmid, A., 2011. Progressive failure of a constrained creeping landslide. *Proceedings of the Royal Society a-Mathematical Physical and Engineering Sciences*, 467(2133), pp. 2444-2461.

Puzrin, A. M. & Schmid, A., 2012. Evolution of stabilised creeping landslides. *Géotechnique*, 62(6), pp. 491-501.

Reese, L. C. & Van Impe, W. F., 2001. *Single piles and pile groups under lateral loading*. Rotterdam, The Netherlands: Balkema.

Reese, L. C., Wang, S. T. & Fouse, J. L., 1992. Use of drilled shafts in stabilizing a slope. *Stability and performance of slopes and embankments*, Volume 2, pp. 1318-1332.

Sadek, S., Iskander, M. & Liu, J., 2003. Accuracy of digital image correlation for measuring deformations in transparent media. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 17(2), pp. 88-96.

Shiu, Y. K. & Chang, G. W. K., 2005. *Soil Nail Head Review*, GEO Report No. 175, Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

Simonini, P., 1996. *A finite element approach to the strength of granular soils reinforced with geosynthetics*. Fukuoka, Kyushu, Japan, Taylor & Francis.

Sokolovskii, V. V., 1965. *Statics of granular media*. New York, USA: Pergamon Press.

Take, W. A., 2002. *The influence seasonal moisture cycles on clay slopes*. Cambridge, UK: University of Cambridge, PhD Thesis.

Teng, W. C., 1962. *Foundation design*. Englewood Cliffs(New Jersey): Prentice-Hall.

Tepfers, R., 1982. Lapped tensile reinforcement splices. *ASCE - American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division*, 108(1), pp. 283-301.

Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York, USA: John Wiley & Sons.

Tonni, L., 2002. *Modellazione numerica del comportamento di terreni granulari con la plasticità generalizzata*. Torino, Italy: Politecnico di Torino, PhD Thesis.

UNI, 2010. *UNI EN 14490:2010 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Chiodature del terreno (soil nailing)*, Milano, Italy: UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione.

USGS, 2004. *Landslide Types and Processes*, USA: U.S. Geological Survey Fact Sheet 2004-3072.

Varnes, D. J., 1978. *Slope movements, type and processes*. In: *Landslides analysis and control*. Washington Transportation Research Board, Special Report 176, National Academy of Sciences, WA, pp. 11-33; Schuster R.L. & Krizek R.J. Eds.

Vulliet, L. & Hutter, K., 1988. Continuum model for natural slopes in slow movement. *Geotechnique*, 38(2), pp. 199-217.

Vulliet, L. & Hutter, K., 1988. Viscous-type sliding laws for landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), pp. 467-477.

Watkins, A. T. & Powell, G. E., March 1992. Soil nailing to existing slopes as landslip preventive works. *Hong Kong Engineer*, pp. 20-27.

White, D. J., 2002. *An investigation into the behaviour of pressed-in piles*. Cambridge, UK: University of Cambridge, PhD Thesis.

White, D. J. & Take, W. A., 2002. *GeoPIV: Particle Image Velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing*, Cambridge, UK: Cambridge University Engineering Department.

White, D. J., Take, W. A. & Bolton, M. D., 2003. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Géotechnique*, 53(7), pp. 619-631.

White, D., Take, W. & Bolton, M., 2005. Discussion of "Accuracy of Digital Image Correlation for Measuring Deformations in Transparent Media" by Samer Sadek, Magued G. Iskander, and Jinyuan Liu. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 19(2), pp. 217-219.

WP/WLI, 1993. *Multilingual Landslide Glossary*, Richmond, Canada: International Geotechnical Societies - UNESCO Working Party on World Landslide Inventory. BiTech Publishers Ltd.

Zienkiewicz, O. C., 1971. *The finite element method in engineering science*. London, UK: McGraw-Hill.

Zienkiewicz, O. C., Best, B., Dullage, C. & Stagg, K., 1970. *Analysis of Nonlinear Problems in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock System*. Belgrade, Serbia, Proceedings of the 2nd International Congress on Rock Mechanics.