



# **Università degli Studi di Padova**

---

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

## **ANALISI E STABILIZZAZIONE DI UNA FRANA IN LOCALITA' CISCHELE (RECOARO TERME, VICENZA)**

**Analysis and stabilization of Cischele landslide in Recoaro  
Terme (Vicenza)**

Relatore:  
Ch.ma Prof.ssa Simonetta Cola

Candidato:  
Ivano Carollo

Correlatore:  
Dott. Ing. Alberto Bisson

Matricola:  
1043628



*Ai miei genitori,  
che mi hanno supportato.*

*Ad Arianna,  
che mi ha sopportato.*





# Indice

Indice.....	i
1 Introduzione.....	1
2 Inquadramento generale.....	3
2.1 Caratteristiche geologiche .....	7
2.2 Idrologia dell'area .....	11
2.3 Caratteristiche del dissesto.....	12
3 Caratterizzazione geotecnica .....	13
3.1 Campagna di indagini del 2011 .....	13
3.1.1 Sondaggi.....	14
3.1.2 Misure piezometriche .....	16
3.1.3 Misure inclinometriche.....	17
3.1.4 Rilievo topografico e Laser Scanner.....	18
3.1.5 Simulazione numerica.....	19
3.1.6 Considerazioni .....	21
3.2 Campagna di indagini del 2012 .....	22
3.2.1 Sondaggi.....	23
3.2.2 Prove di laboratorio .....	28
3.2.3 Simulazione numerica.....	28
3.2.4 Considerazioni .....	30
3.3 Schede di esecuzione dei tiranti di ancoraggio .....	30
3.4 Campagna di indagini del 2014 .....	34
3.4.1 Sondaggi.....	34
3.4.2 Prove di laboratorio .....	38
4 Prove di pull out su ancoraggi verticali.....	45
4.1 Posizione ancoraggi .....	45

4.2	Strumentazione utilizzata .....	46
4.2.1	Centralina .....	46
4.2.2	Martinetto .....	47
4.2.3	Pistone per trefoli .....	48
4.3	Modalità d'esecuzione .....	48
4.4	Stratigrafia .....	50
4.5	Ancoraggio I.....	51
4.5.1	Descrizione sistema di ancoraggio .....	51
4.5.2	Risultati della prova .....	52
4.6	Ancoraggio II.....	55
4.6.1	Descrizione sistema di ancoraggio .....	55
4.6.2	Risultati della prova .....	56
4.7	Ancoraggio III.....	58
4.7.1	Descrizione sistema di ancoraggio .....	58
4.7.2	Risultati della prova .....	60
4.8	Considerazioni .....	62
4.8.1	Misure di spostamento .....	62
4.8.2	Verifiche allo sfilamento.....	64
4.8.3	Carico di rottura .....	67
5	Analisi di stabilità .....	69
5.1	Modello .....	70
5.1.1	Sezione di analisi .....	70
5.1.2	Caratteristiche meccaniche dei terreni.....	72
5.1.3	Posizione della falda.....	73
5.2	Analisi all'equilibrio limite .....	73
5.2.1	Pre-intervento.....	75
5.2.2	Post-intervento .....	78

---

5.2.3	Considerazioni .....	82
5.3	Analisi FEM .....	83
5.3.1	Analisi SRM, pre-intervento .....	84
5.3.2	Analisi SRM, post-intervento .....	90
5.3.3	Analisi SAM pre-intervento .....	98
5.3.4	Analisi SAM post-intervento .....	106
5.3.5	Considerazioni .....	113
6	Conclusioni .....	115
	Ringraziamenti.....	119
	Bibliografia.....	121



# 1 Introduzione

A seguito dell'evento alluvionale del Novembre 2010 l'area della contrada Cischele (Recoaro Terme, Vicenza) ha presentato una serie di fessurazioni dovute all'attivazione di un dissesto franoso che in particolare ha coinvolto cinque abitazioni private e la Strada Provinciale n° 246.

Nel piano predisposto nel programma delle Opere pubbliche della Provincia di Vicenza per la messa in sicurezza delle zone abitative e viarie è stato predisposto un intervento per l'area di Cischele basato su una serie di indagini e rilievi effettuati a partire dal 2010 volti a comprendere con precisione la situazione geologica e idrogeologica dell'area.

Il lavoro di tesi è cominciato con l'analisi dei dati relativi alle campagne d'indagini geotecniche eseguite nel 2011 e nel 2012 e l'analisi delle indicazioni relative all'infissione degli ancoraggi. Sulla base delle informazioni acquisite è stata realizzata, nel 2014, una nuova serie di rilevamenti in sito e di prove di laboratorio con lo scopo di costruire una stratigrafia dell'area coinvolta dal dissesto e di determinare le caratteristiche meccaniche dei terreni. Durante la fase di realizzazione dei rilevamenti si sono eseguite tre prove di pull out su ancoraggi verticali con l'intenzione di determinarne la resistenza a sfilamento.

Ad una prima fase di analisi e pianificazione delle indagini in sito svoltasi a stretto contatto con l'ufficio del Settore Lavori Pubblici – U.C. Difesa del Suolo della Provincia di Vicenza, è seguito un periodo d'attività svoltasi all'interno del cantiere e nel laboratorio di geotecnica dell'Università di Padova.

Al termine dell'analisi dei dati il lavoro di tesi si è concluso con la realizzazione di un modello numerico per la verifica della stabilità del pendio. Le simulazioni numeriche, realizzate sia seguendo un approccio all'equilibrio limite che agli elementi finiti, mirano a rappresentare gli effetti dell'intervento sul versante.

L'elaborato è stato realizzato secondo una divisione per capitoli secondo la seguente struttura.

Nel Capitolo 2 vengono descritte le caratteristiche del dissesto considerato durante il lavoro di tesi. Viene dapprima inquadrata geograficamente l'area coinvolta e poi vengono presentate le caratteristiche idrogeologiche della zona.

Nel Capitolo 3 vengono esposti i dati acquisiti durante le campagne investigative, eseguite nel 2011, 2012 e 2014, considerando i rilevamenti in sito, le prove di laboratorio e le simulazioni numeriche che hanno portato alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni mediante back-analysis. Vengono poi presentate le indicazioni sulla compattezza dei materiali ottenute in fase d'esecuzione degli ancoraggi.

Nel Capitolo 4 vengono descritte le prove di pull out eseguite sui tre ancoraggi verticali; in particolare viene esposta la strumentazione utilizzata e la modalità d'esecuzione della prova. Vengono poi esposti i risultati delle prove andando a considerare gli spostamenti, la resistenza a sfilamento ed i carichi a rottura.

Nel Capitolo 5 vengono esposti i risultati delle verifiche di stabilità del pendio ottenuti dalla modellazione numerica. Le analisi riportate hanno valutato la stabilità sia secondo il metodo dell'equilibrio limite che secondo un approccio agli elementi finiti, considerando il versante nelle condizioni pre e post intervento di stabilizzazione.

Il Capitolo 6 conclude il lavoro di tesi con un riepilogo delle fasi che hanno portato a determinare le caratteristiche geotecniche dell'area coinvolta dal dissesto e la sintesi dei risultati delle simulazioni numeriche.

## 2 Inquadramento generale

L'area è ubicata in località Cischele, situata nel Comune di Recoaro Terme in Provincia di Vicenza, lungo la Strada Provinciale SP 246 che collega Recoaro a Valli del Pasubio.

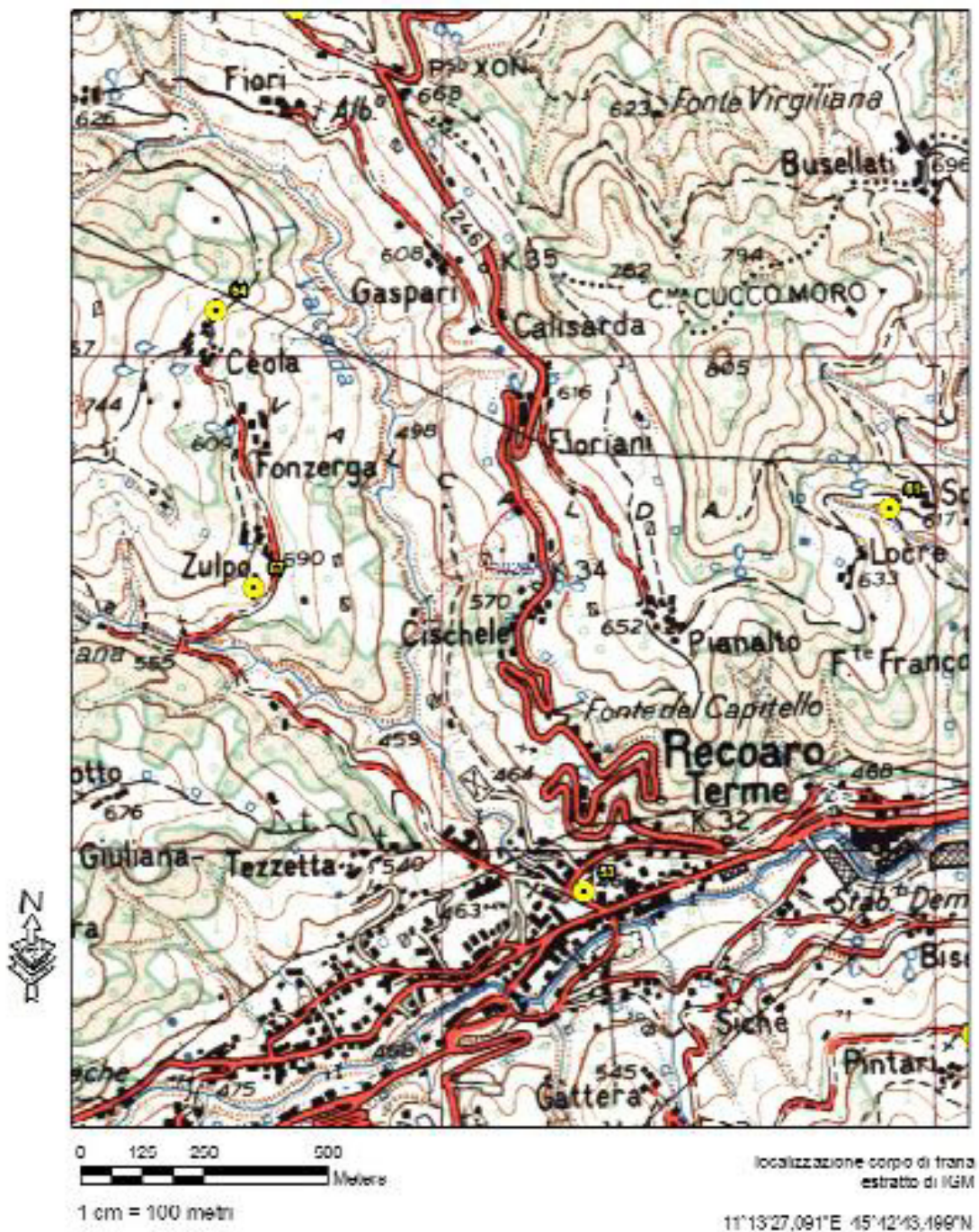


Figura 2.1, Estratto IGM



La contrada si trova ad un'altitudine compresa tra 550 e 600 m s.l.m.



*Figura 2.2, Ortofoto*



Il dissesto interessa un'area che si estende per circa 120 m lungo la SP 246 e per 180 m circa lungo la direzione di massima pendenza del versante, partendo circa 25 m a monte della strada stessa.

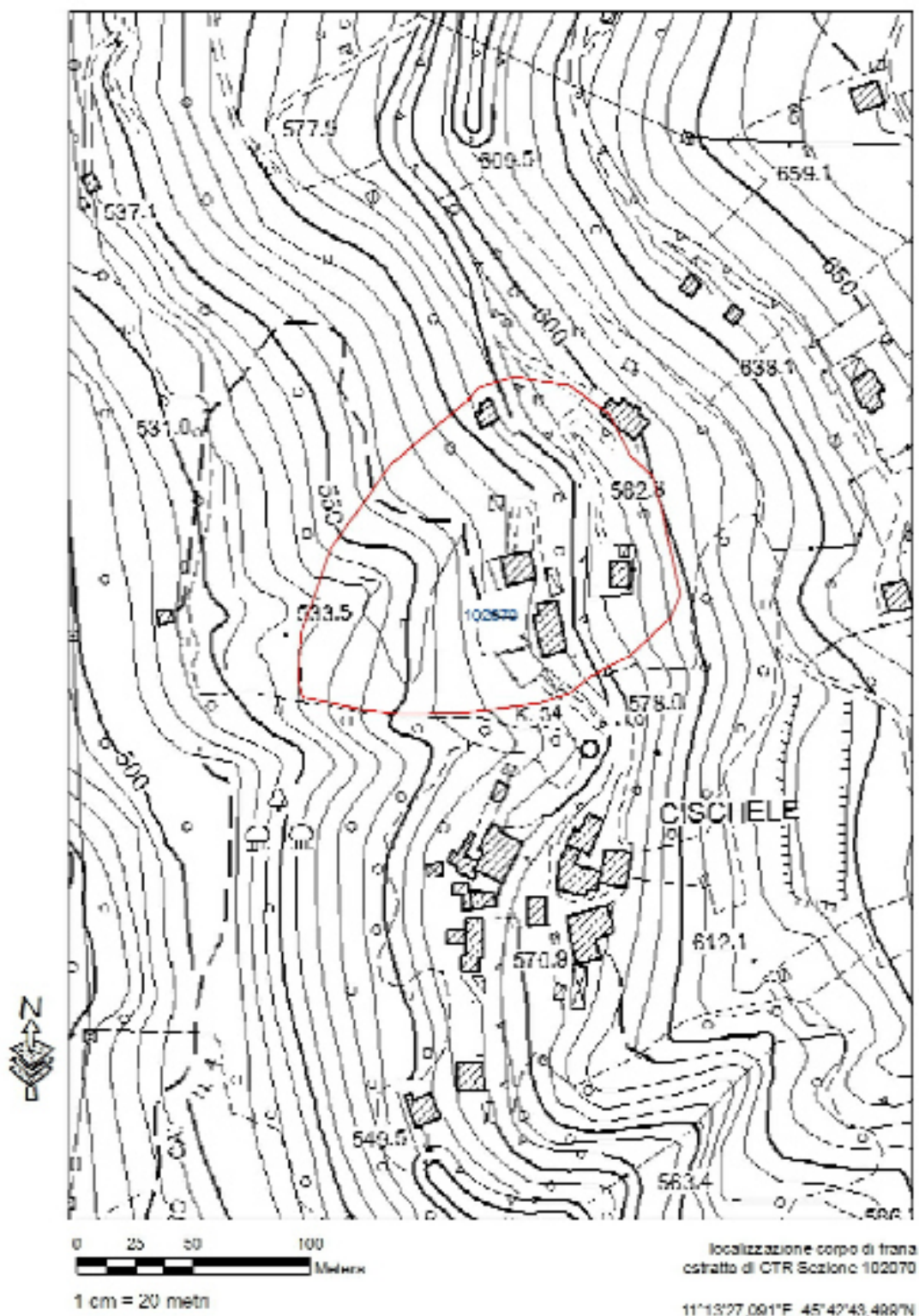


Figura 2.3, Estratto CTR

Da un sopralluogo della zona risultano evidenti anche ad un'osservazione superficiale le lesioni dovute allo smottamento della frana, lesioni che coinvolgono sia la Strada Provinciale che le abitazioni private.



*Foto 2.1, Lesione scivolo abitazione*



*Foto 2.2, Lesione muretto abitazione*



*Foto 2.3, Lesione cortile*



*Foto 2.4, Lesioni muro abitazione*





Foto 2.5, Lesione SP 246

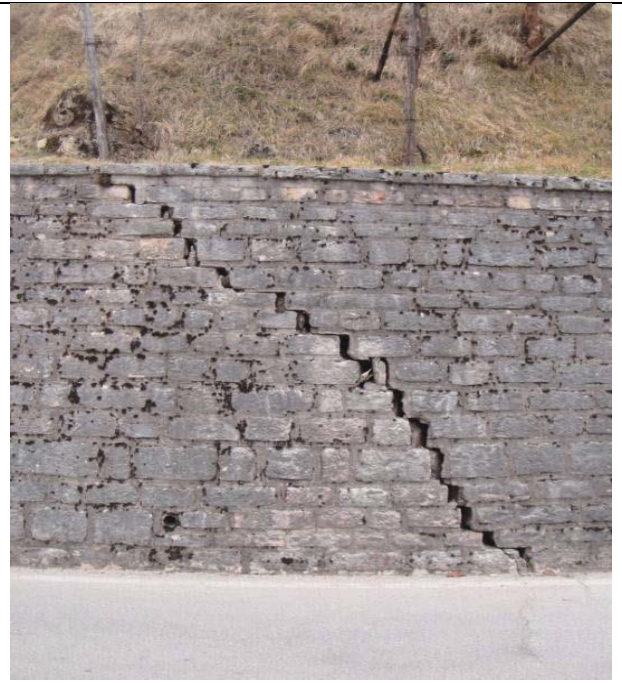


Foto 2.6, Lesione muro di sostegno

## 2.1 Caratteristiche geologiche

L'area di interesse è inserita nel complesso montuoso delle Piccole Dolomiti e dal punto di vista geologico presenta una successione stratigrafica che va dal basamento cristallino più antico alle formazioni sedimentarie del permiano superiore fino ai Calcari a Bellerophon passando per le Arenarie di Val Gardena, come descritto in dettaglio nella "Relazione geologica" elaborata dal dott. geologo G. Darteni.

Le descrizioni dei litotipi così come riportate nelle "Note illustrative della carta geologica dell'area di Recoaro" (Padova, 1980) sono:

### *Basamento cristallino sudalpino*

*(Pre-Permico)*

*Le "filladi quarzifere" dell'area di Recoaro costituiscono l'affioramento più meridionale del basamento cristallino delle Alpi Meridionali. Esse affiorano per larghi tratti nella Valle del T. Leogra e nell'alta valle del T. Agno. Lo spessore massimo affiorante è di 500 metri.*

*Nell'ambito di esse si possono distinguere due unità: una superiore delle "filladi a metablastesi plagioclasica" e una inferiore degli "gneiss a relitti psammitici". La quasi totalità del basamento affiorante è costituita dalla formazione superiore; ....*

*I costituenti principali delle filladi a metablastesi plagioclasica sono: quarzo, albite porfiroblastica con eventuali bordi di oligoclasio (An 20) mica chiara, clorite cui si associano localmente biotite e carbonato, non mancano localmente abbondanti sostanze carbonioso grafitiche.*

### *Arenarie di Val Gardena*

*(Permico medio e inferiore?)*

*La più antica unità rocciosa sedimentaria che affiora nell'area di Recoaro è costituita dalle Arenarie di Val Gardena. Si tratta di depositi clastici essenzialmente arenarie quarzoso feldspatiche e siltiti che poggiano in discordanza sulle metamorfite del basamento. ... Alla base della formazione sono presenti lenti di arenarie conglomeratiche con clasti per lo più arrotondati del diametro massimo di 10 cm, costituiti da ciottoli di quarzo e da frammenti di filladi. Tali lenti non superano mai il metro di spessore.*

*Le arenarie sono largamente prevalenti nella porzione inferiore della formazione e sono caratterizzate da stratificazione poco evidente e da granulometria grossolana. Il colore è spesso rosso ma può essere grigio o giallastro. Nei livelli più alti la grana del sedimento diminuisce e la suddivisione in strati diventa evidente. Alla sommità sono abbondanti siltiti, siltiti argillose fittamente stratificate di colore rosso e grigio. Lo spessore complessivo di questa formazione è variabile da 20 a 50 metri.*

### *Formazione a Bellerophon*

*Questa unità segue in concordanza le Arenarie di Val Gardena ed è costituita principalmente da dolomie di colore grigio più o meno scuro, di aspetto terroso, ricoperte da una patina bruna, spesso minutamente cariate, localmente laminate suddivise in strati di 10-80cm a giunti ondulati.*

*Soprattutto nella porzione inferiore sono frequenti intercalazioni siltoso argillose grigie e rosso vinate.*

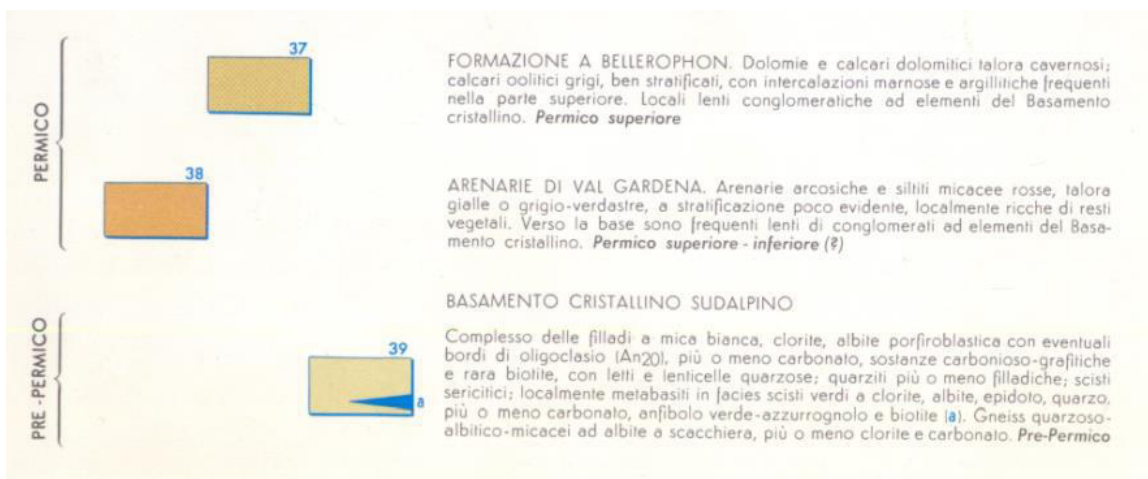
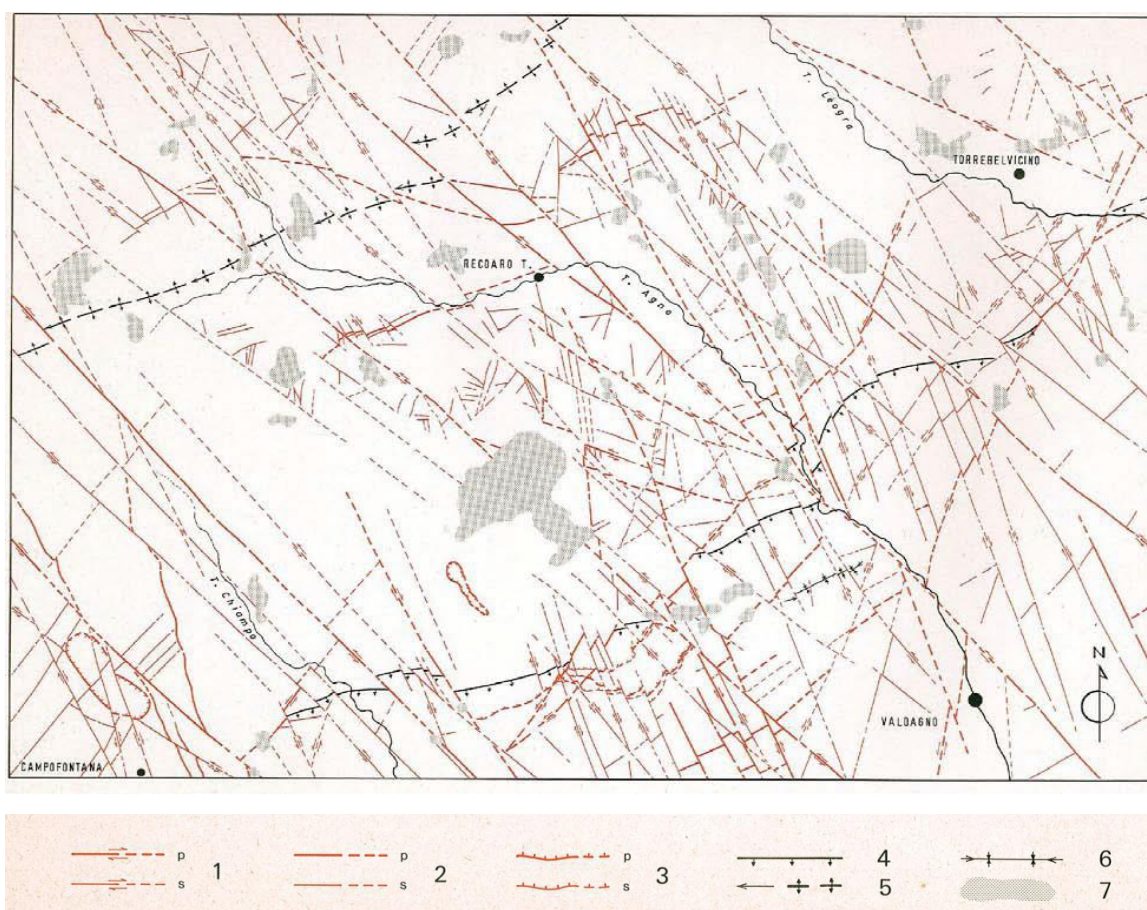


Figura 2.4, Estratto dalla "Carta Geologica dell'area di Recoaro" (Padova, 1980)



Dal punto di vista tettonico la zona si trova nella catena a pieghe e sovrascorrimenti del Sudalpino. Questa zona si è sollevata principalmente nel Neogene, a causa della collisione tra placca Africana ed Europea. I sovrascorrimenti principali in ordine di formazione sono: la Linea della Valsugana, la Linea di Belluno e la Linea di Bassano.

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, che fa parte di una vasta gamma di pieghe ad ampio raggio, riconducibile all'orogenesi Alpina. Questa anticlinale è delimitata a sud da una linea di importanza regionale: la Linea Marana-Piovene che disloca il basamento cristallino, producendo un sollevamento relativo del blocco di tetto di oltre 1000 m. Questa faglia, affiorante poco a nord di Valdagno, appena fuori dall'area in studio, presenta una direzione simile alla Linea della Valsugana, con la quale mostra notevoli analogie, la più evidente è quella legata alla linea Schio-Vicenza, con orientazione NW-SE e movimenti orizzontali (Zampieri et al. 2003).



*Figura 2.5, Schema tettonico dell'area di Recoaro Terme*

## 2.2 Idrologia dell'area

I dati pluviometrici relativi all'area d'interesse vengono raccolti dalla stazione Turcati (Recoaro Terme) situata a 705 m s.l.m. e pubblicati da ARPAV.

Nel periodo di rilevazione della quota di falda nel foro di sondaggio è possibile rilevare tre eventi di particolare importanza:

<b>Altezza di pioggia cumulata [mm]</b>		
31/10/2010	2/11/20110	501,0
21/12/2010	25/12/2010	289,0
13/03/2011	17/03/2011	231,0

Tabella 2.1, Dati pluviometrici della stazione Turcati (Recoaro Terme)

Secondo quanto riferito dalla popolazione vi è una ripresa del movimento franoso a seguito delle intense precipitazioni, visibile dall'accentuarsi delle lesioni sui fabbricati.

Le precipitazioni non sono l'unica fonte d'afflusso per cui la falda risulta alimentata, si possono individuare le seguenti cause aggiuntive:

- Infiltrazione diretta delle piogge, per apporto di acque che provengono dal versante a monte in concomitanza con eventi piovosi;
- Infiltrazioni nel sottosuolo legate a sistemi di dispersione delle fognature e delle condotte delle acque meteoriche (la tubazione che raccoglie le acque della strada provinciale risulta compromessa in corrispondenza dell'area di frana);
- I lenti ma continui movimenti dei terreni hanno compromesso anche l'integrità delle tubazioni dell'acqua delle abitazioni private che segnalano perdite ed infiltrazioni.

## **2.3 Caratteristiche del dissesto**

Il dissesto è caratterizzato da movimenti lenti di tipo traslativo strettamente legati alla variazione delle pressioni interstiziali nel corpo di frana.

I dati geologici e idrogeologici raffrontati con gli eventi pluviometrici permettono di affermare che il movimento franoso si inneschi in concomitanza ad eventi piovosi particolarmente intensi, capaci di generare un rapido innalzamento del livello della falda al di sopra di un livello di soglia.

La riduzione della resistenza disponibile in corrispondenza della superficie di scivolamento, causata dall'aumento delle pressioni interstiziali, provoca spostamenti relativi tra il corpo di frana e l'ammasso.

Dai monitoraggi e dai sopralluoghi effettuati è emerso come in concomitanza di eventi piovosi particolarmente intensi sul versante si attivano delle sorgenti temporanee che concorrono a scaricare rapidamente l'acqua che satura il terreno.

Il dissesto interessa un'area che si estende per circa 120 m lungo la SP 246 e per 180 m circa lungo la direzione di massima pendenza del versante, partendo circa 25 m a monte della strada stessa. All'interno di tale aree sono presenti alcune abitazioni che, come anche la strada, presentano i segni visibili dei lenti e continui spostamenti, mostrando evidenti lesioni, abbassamento della pavimentazione, fratture nei muri di contenimento.



## 3 Caratterizzazione geotecnica

A seguito dei dissesti franosi manifestatisi in concomitanza dell'evento alluvionale del Novembre 2010 si è reso necessario procedere con un intervento di sistemazione del pendio. La progettazione è stata preceduta da due campagne di rilevamenti geotecnici, la prima nel 2011 e la seconda nel 2012, che hanno avuto il compito di definire la caratterizzazione geotecnica dell'area. Successivamente all'intervento sono stati effettuati ulteriori rilevamenti nel 2014 per avvalorare i dati precedentemente raccolti e ampliare la conoscenza stratigrafia in previsione del monitoraggio del dissesto.

Hanno inoltre contribuito, fornendo indicazioni sulla consistenza dei terreni, le indicazioni fornite dai tecnici in fase esecutiva mediante i rapportini di lavoro.

Si cerca di seguito di esporre i risultati delle prove eseguite nel corso degli anni, con lo scopo di costruire una stratigrafia il più accurata possibile da utilizzare poi nella modellazione numerica.

### 3.1 Campagna di indagini del 2011

Una prima campagna di indagini geotecniche è stata realizzata nel 2011 dall'impresa Giara Engineering s.r.l. a cui è seguita la redazione della "Relazione geologica" a cura del Dott. geologo G. Darteni.

Le prove in sito per la caratterizzazione degli aspetti topografici, stratigrafici e geotecnici effettuate sono:

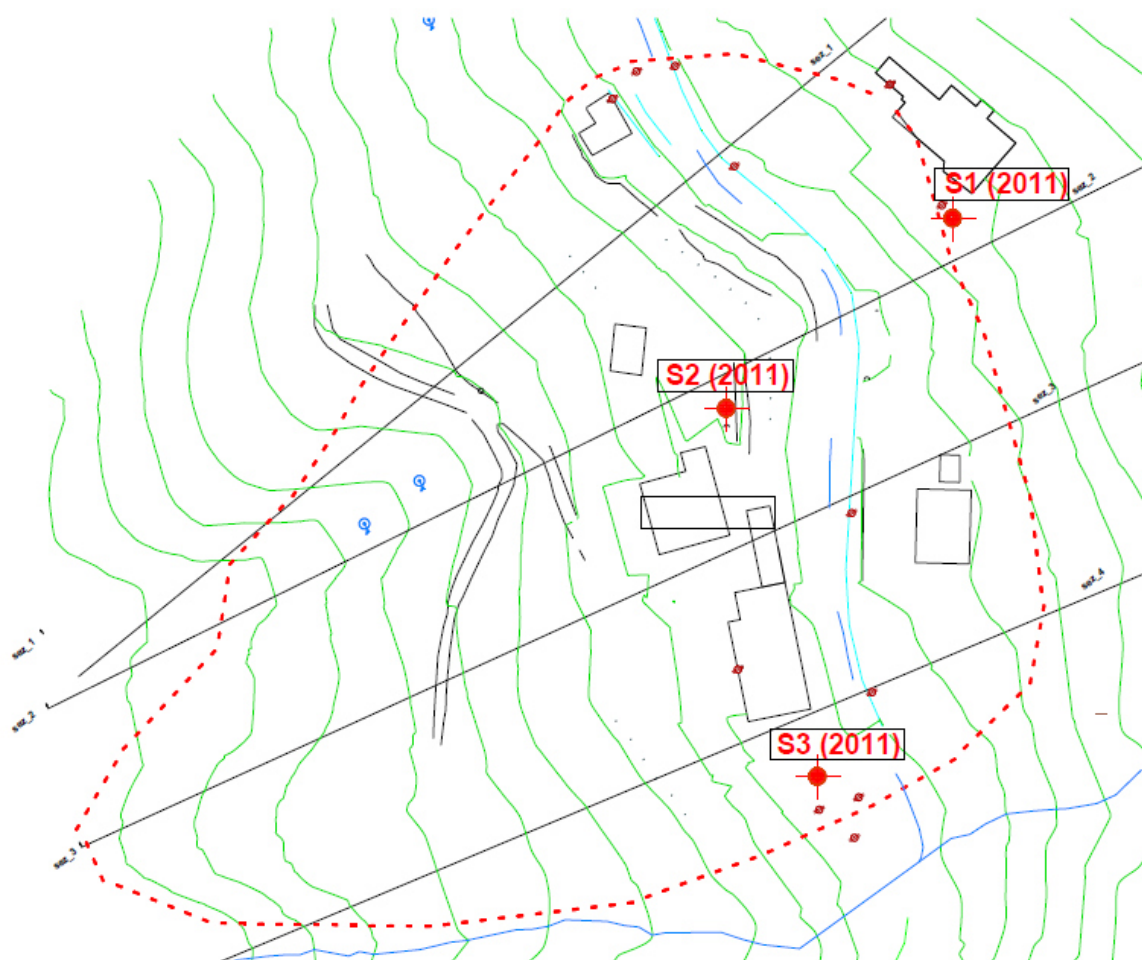
- Tre sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo;
- Il rilievo geologico dell'area;
- Misure piezometriche ripetute tre volte a distanza di un mese;
- Misure inclinometriche ripetute tre volte a distanza di un mese;
- Un rilievo topografico e laser scanner.

### 3.1.1 Sondaggi

Sono stati realizzati tre sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo, che hanno permesso, unitamente al rilievo geologico, di identificare la stratigrafia in corrispondenza delle verticali analizzate.

I carotaggi sono stati eseguite nelle seguenti posizioni:

- S1, appena al di sopra della zona coinvolta dal movimento franoso;
- S2, all'interno dell'area di frana;
- S3, al margine meridionale della frana.



*Figura 3.1, Pianta dei sondaggi realizzati nel 2011*

### 3.1.1.1 Sondaggio S1

Il sondaggio geognostico S1 rivela la presenza di un banco superficiale di calcari, a cui segue la formazione denominata Arenarie Val Gardena fino alla profondità di fine sondaggio. La fascia di transizione tra i due litotipi è evidenziata dalla differenza di colorazione che passa da grigio scuro ad una colorazione rossastra (nocciola) tipica delle arenarie.

<b>Sondaggio geognostico S1 (2011)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷11,5	Calcari di colore grigio scuro	Bellerophon
11,5÷17	Siltiti di colore grigio chiaro	
17÷21	Siltiti ed arenarie di colore nocciola	Arenarie Val Gardena

Tabella 3.1, Stratigrafia dal sondaggio S1

### 3.1.1.2 Sondaggio S2

Il sondaggio S2 rivela due litotipi principali: dalla quota di piano campagna fino ad una profondità di 18 m è presente la formazione Bellerophon, al di sotto e fino a quota di fine sondaggio è presente la formazione Arenarie Val Gardena.

Dalla descrizione litologica emerge una sottile lamina d'argilla (30 cm) nella zona di transizione tra calcari ed arenarie.

<b>Sondaggio geognostico S2 (2011)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷18	Calcari e trovanti di colore grigio scuro	Bellerophon
18÷18,3	Argilla compatta	Arenarie Val Gardena
18,3÷21	Argilliti compatte di colore rosso	

Tabella 3.2, Stratigrafia del sondaggio S2

### 3.1.1.3 Sondaggio S3

Il sondaggio S3, diversamente dai sondaggi S1 e S2, presenta un primo strato di 4,3 m di spessore composto da terreno argilloso di riporto a cui seguono fino alla quota di fine sondaggio uno strato di filladi alterate riconducibili alla formazione del Basamento cristallino.

<b>Sondaggio geognostico S3 (2011)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷4,3	Terreno di riporto	
4,3÷18	Filladi alterate in matrice argillosa	Basamento cristallino

*Tabella 3.3, Stratigrafia del sondaggio S3*

### 3.1.2 *Misure piezometriche*

I dati sull'idrologia dell'area acquisiti sono stati analizzati confrontandoli con i valori pluviometrici forniti dalla stazione Turcati di Recoaro Terme.

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici (S1, S2, S3) è stata rilevata la variazione della quota di falda all'interno dei fori di sondaggio, inoltre per consentire il monitoraggio delle variazioni del livello freatico è stato installato un tubo piezometrico microfessurato all'interno del sondaggio S2.

Nel piezometro è stato inoltre alloggiato un sensore piezoresistivo che registra le variazioni del livello dell'acqua all'interno del piezometro in misura proporzionale alla variazione dell'altezza del battente idrostatico.

Le quote di falda rilevate in sede di realizzazione e nei momenti successivi sono le seguenti:

<b>Profondità della falda dalla bocca di pozzo [m]</b>			
Sondaggio	26/01/2011	15/03/2011	21/03/2011
S1	19	16,57	17,44
S2	10,6	7,5	9,67
S3	*	0,75	1,05

Tabella 3.4, Livelli di falda nei fori di sondaggio S1, S2, S3

Dal seguente grafico è possibile osservare il legame tra il livello di falda in foro di sondaggio (S2) e i dati pluviometrici (Muraro S., 2012):

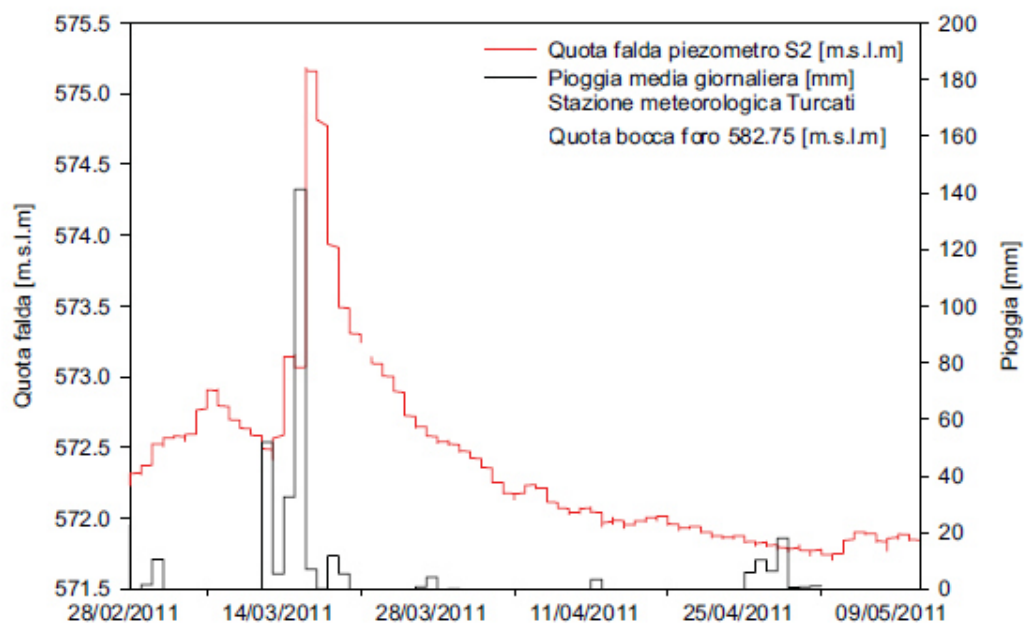


Figura 3.2, Variazione del livello di falda registrato in corrispondenza del sondaggio S2 e altezze di precipitazione (Darteni, 2011)

### 3.1.3 Misure inclinometriche

Al fine di monitorare il movimento del corpo di frana nel tempo all'interno dei sondaggi S1 ed S3 sono stati installati due tubi inclinometrici per l'alloggiamento della sonda inclinometrica.

Questo strumento è idoneo al controllo dei movimenti e delle deformazioni nei terreni, in particolare per quanto riguarda le frane, è possibile determinarne la posizione del piano di scorrimento, l'ampiezza del fronte, l'entità e la direzione principale, seguendo l'evoluzione del fenomeno nel tempo.

Sono stati utilizzati tubi inclinometrici di alluminio dotati di quattro guide contrapposte, che vanno a costituire il riferimento azimutale fisso per la sonda. I rilevamenti sono stati eseguiti a cicli di quattro misure ruotando la sonda di 90°, in modo da annullare gli errori sistematici.

Le misurazioni sono state effettuate nelle date riportate in tabella:

<b>N° lettura</b>	<b>Data</b>
Zero	26/01/2011
1°	01/03/2011
2°	24/03/2011
3°	02/05/2011

*Tabella 3.5, Date delle letture inclinometriche nei sondaggi S1 e S3*

I rilievi effettuati evidenziano l'assenza di movimento nell'inclinometro posizionato entro il foro di sondaggio S1, il che conferma la sua posizione al di fuori della zona coinvolta dal dissesto. I dati raccolti dall'inclinometro nel foro del sondaggio S3 evidenziano invece presenza di movimento verso valle che va ad aggravarsi nei rilevamenti effettuati nel periodo intorno al 16 Marzo 2011 (evento piovoso significativo) con un'evoluzione nel tempo da circa 5 mm a circa 13 mm; fattori che evidenziano la dipendenza del dissesto dal livello della falda.

### *3.1.4 Rilievo topografico e Laser Scanner*

Sono stati predisposti sui fabbricati, per eventuali verifiche per via topografica degli spostamenti orizzontali dei fabbricati stessi, una serie di target riflettenti da monitorare con impiego sia di stazione totale che con attrezzatura laser scanner.

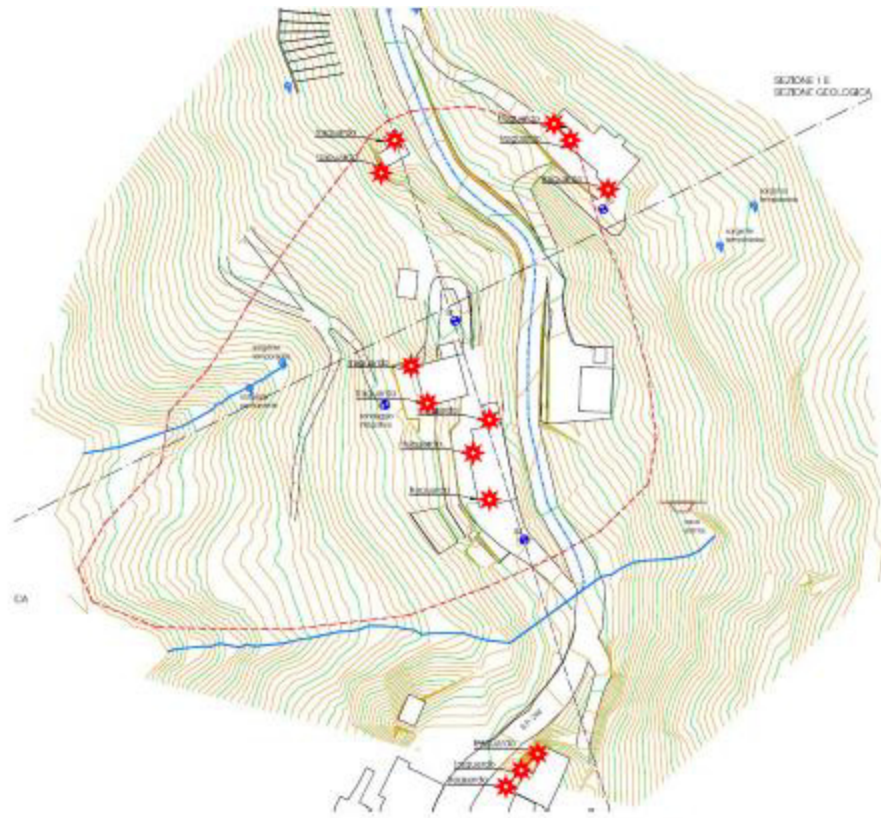


Figura 3.3, Planimetria con posizione dei target riflettenti

I target sono costituiti da un disco in policarbonato con struttura a nido d'ape del diametro di mm 80.

La stazione di misura è posizionata sul versante opposto della Valcalda ad una distanza di circa 600 metri.

La rilevazione ha permesso di ricostruire l'andamento altimetrico del pendio reale utilizzate durante le analisi di stabilità.

### 3.1.5 Simulazione numerica

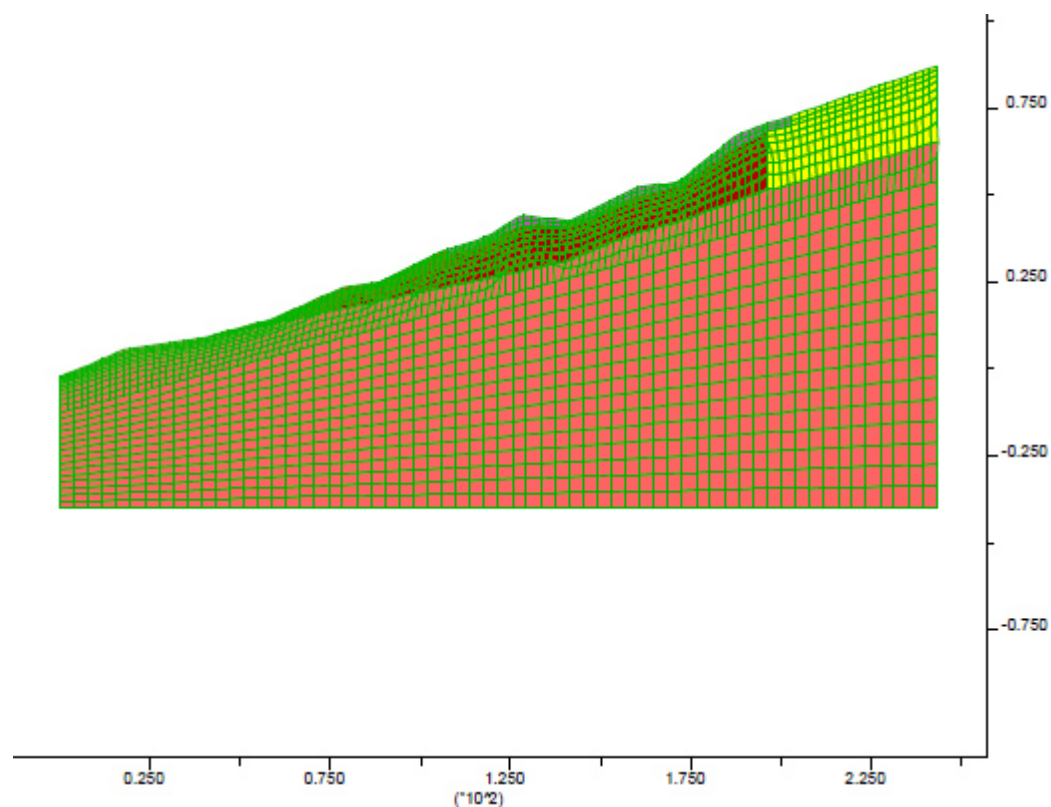
Per studiare il dissesto in maniera esaustiva è stata effettuata un'analisi numerica alle differenze finite con il codice FLAC v.6.0 (Itasca Consulting Ltd, 2009).

L'obiettivo dell'analisi è duplice: caratterizzare i materiali che compongono la stratigrafia del pendio e valutare l'importanza relativa del meccanismo di innesco ipotizzato rispetto alla stabilità globale del pendio stesso.

La caratterizzazione dei materiali è stata effettuata mediante una retroanalisi (*back-analysis*), che prevede di cambiare i valori di resistenza meccanica dei materiali in modo tale da ottenere un valore di fattore di sicurezza pari a  $FS=1$ .

Il modello è stato costruito individuando tre strati:

- Calcari fratturati in corpo di frana (rosso scuro);
- Calcari fratturate in posto (gialli);
- Siltiti ed Arenarie (rosso chiaro).



*Figura 3.4, Modello numerico costruito in seguito ai rilevamenti del 2011*



Dalle analisi eseguite ipotizzando il pendio in condizioni d'incipiente rottura ed in assenza di falda vengono individuati le seguenti caratteristiche geotecniche degli strati:

<b>Strato</b>	<b>Descrizione</b>	<b>c' [kPa]</b>	<b><math>\phi'</math> [°]</b>
1	Calcarei fratturati in frana	19	15
2	Calcarei fratturati in posto	100	38
3	Siltiti ed Arenarie	100	55

Tabella 3.6, Caratteristiche geotecniche degli strati del modello 2011

Una successiva analisi in presenza di falda tra lo strato di siltiti e i calcari genera coefficienti di sicurezza  $FS < 1$ , ad evidenza di come il livello di falda contribuisca in modo importante all'instabilità del pendio.

### 3.1.6 Considerazioni

Dallo studio litologico della zona e dai sondaggi è stato possibile definire la stratificazione dell'area e sono state individuate le due formazioni, Bellerophon e Arenarie Val Gardena, ipotizzate dall'analisi letteraria.

Dalle misure inclinometriche sono emersi i confini dell'area di frana in quanto i fori di sondaggio strumentati S1 e S3 sono situati alle sue estremità.

Le misure piezometriche hanno poi messo in evidenza l'importanza del livello della falda e l'influenza degli eventi piovosi nella determinazione della sua quota.

Nonostante le numerose informazioni acquisite attraverso la campagna di indagini del 2011 non si è stati in grado di definire con certezza la superficie di scorrimento della frana che viene ipotizzata nella zona di transizione tra strato calcareo e arenarie.

La profondità limitata dei sondaggi geognostici non ha individuato la quota del basamento cristallino.

## **3.2 Campagna di indagini del 2012**

Vista la complessità dell'area coinvolta dal dissesto, su commissione della Provincia di Vicenza, si è eseguita un'altra campagna di investigazione geotecnica realizzata ad Ottobre 2012 dalla ditta Geolavori s.r.l., a cui è seguita la redazione della "Relazione geotecnica".

La seconda fase di indagini ha comportato ulteriori sondaggi e analisi di laboratorio, ed in particolare:

- Due sondaggi geognostici a carotaggio in continuo fino a 30 m di profondità;
- Due prove di permeabilità Lefranc all'interno del primo punto di sondaggio geognostico;
- Una prova di permeabilità Lefranc e 1 prova di permeabilità Lugeon all'interno del secondo punto di sondaggio geognostico;
- Quattro prove penetrometriche SPT all'interno del primo sondaggio geognostico;
- Posizionamento di un tubo inclinometrico su tutta la lunghezza del secondo sondaggio geognostico;
- Analisi granulometrica;
- Limiti di Atterberg;
- Prova di taglio diretto in scatola di Casagrande con determinazione della resistenza di picco e residua;
- Determinazione della resistenza a compressione semplice e delle caratteristiche di deformazioni in condizioni uniassiali per un campione di roccia.

### 3.2.1 Sondaggi

Sulla base dei sondaggi realizzati nel 2011 le posizioni dei nuovi sondaggi a carotaggio continuo sono state fissate all'interno dell'area coinvolta dal movimento franoso. Riferendosi alle sezioni individuate nella "Relazione geologica" del dott. geologo G. Darteni i nuovi sondaggi sono stati eseguiti uno lungo la sezione 2 (G1) e l'altro lungo la sezione 3 (G2), in modo da ampliare le informazioni stratigrafiche delle sezioni precedentemente costruite.

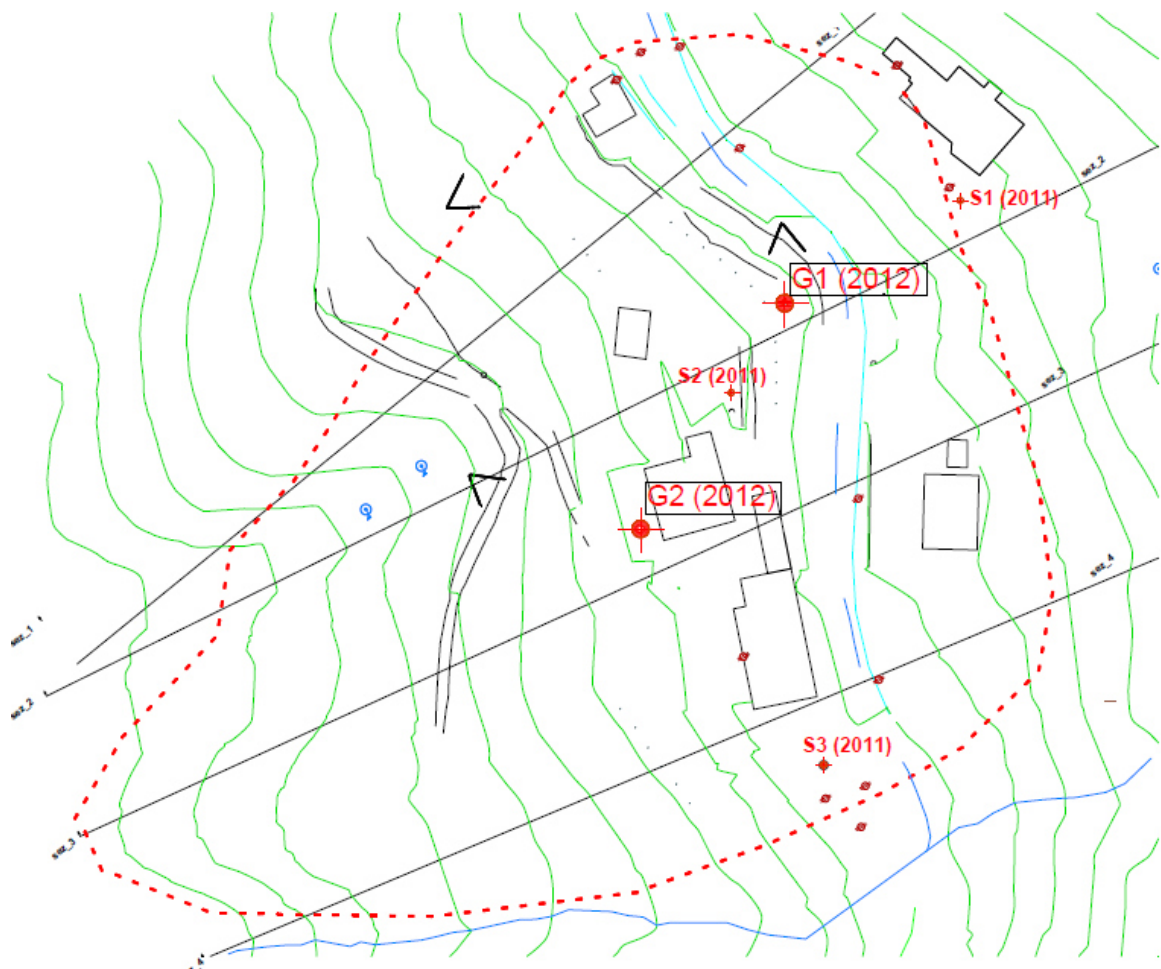


Figura 3.5, Pianta dei sondaggi del 2012

### 3.2.1.1 Sondaggio G1

Il sondaggio G1 rileva la presenza della formazione Bellerophon fino ad una profondità di 15,4 m, seguita dalla formazione Arenarie Val Gardena fino a fine sondaggio con presenza negli ultimi 4 m di frammenti lamellari di fillade.

<b>Sondaggio geognostico G1 (2012)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷15,4	Ciottoli calcarei di colore grigio	Bellerophon
15,4÷25,7	Argilla debolmente limosa rossastra	Arenarie Val Gardena
25,7÷30	Argilla deb. lim. Rossastra con frammenti di fillade	

Tabella 3.7, Stratigrafia del sondaggio G1

### 3.2.1.2 Sondaggio G2

Il sondaggio G2 rivela la presenza sia della formazione Bellerophon che dell'Arenaria Val Gardena, inoltre alle profondità prossime alla quota di fine sondaggio emerge uno strato di roccia metamorfica frammentata riconducibile alla formazione del basamento cristallino.

<b>Sondaggio geognostico G2 (2012)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷14,6	Ciottoli calcarei di colore grigio marrone	Bellerophon
14,6÷23,3	Argilla limosa rossastra	Arenarie Val Gardena
23,3÷30	Roccia metamorfica (Fillade quarzifera)	Basamento cristallino

Tabella 3.8, Stratigrafia del sondaggio G2

### 3.2.1.3 Prove penetrometriche (SPT)

Nei primi 15,0 metri di profondità del sondaggio G1 sono state eseguite quattro prove SPT (Standard Penetration Test) per avere indicazioni sulle caratteristiche del materiale perforato.

I risultati delle prove SPT sono stati interpretati mediando i risultati delle relazioni di Hatanaka e Huchida (1996, 1998) e di Schmertmann (1975), ottenendo i seguenti valori di angolo di attrito:

n° prova	z [m]	N <sub>SPT</sub>	φ <sub>p</sub> [°]
SPT1	3,2	75,75	50,1
SPT2	6,2	102	49,6
SPT3	9,2	95	47,9
SPT4	12,2	101	47,1

Tabella 3.9, Risultati delle prove penetrometriche

### 3.2.1.4 Prove di permeabilità

Le prove di permeabilità, eseguite in foro di sondaggio, consentono di ottenere una stima quantitativa del coefficiente di permeabilità del terreno (prova Lefranc) o della roccia (prova Lugeon).

Le prove LeFranc sono state eseguite per immissione a carico variabile, i valori medi sull'intero intervallo di prova del coefficiente di permeabilità vengono calcolati secondo la formula

$$k = A \left[ \frac{DH}{DT} \right] / CHm$$

Vengono ora riportati i valori ricavati dalle tre prove ed i diagrammi abbassamento/tempo:

Sondaggio	Profondità [m]	k [m/s]
G1	Da 8,5 a 9,0	2,35E-05
G1	Da 17,0 a 17,5	3,78E-06
G2	Da 13,0 a 13,5	3,19E-06

Tabella 3.10, Valori del coefficiente di permeabilità dalle prove LeFranc

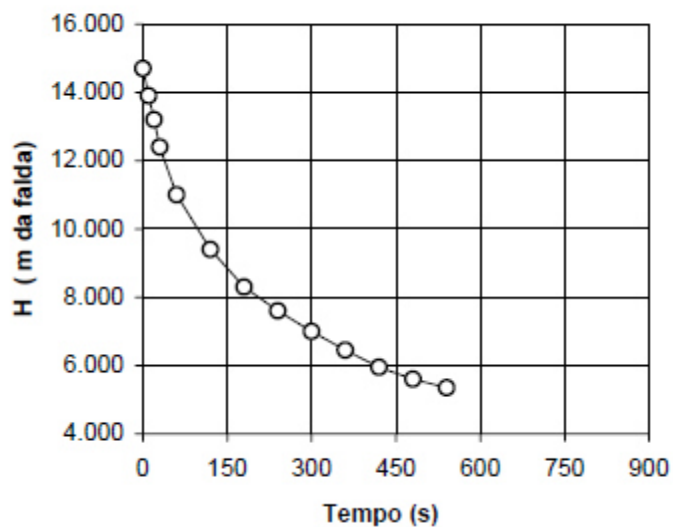


Grafico 3.1, Curva abbassamento tempo per prova LeFranc in G1 a profondità da 8,5 a 9,0 m

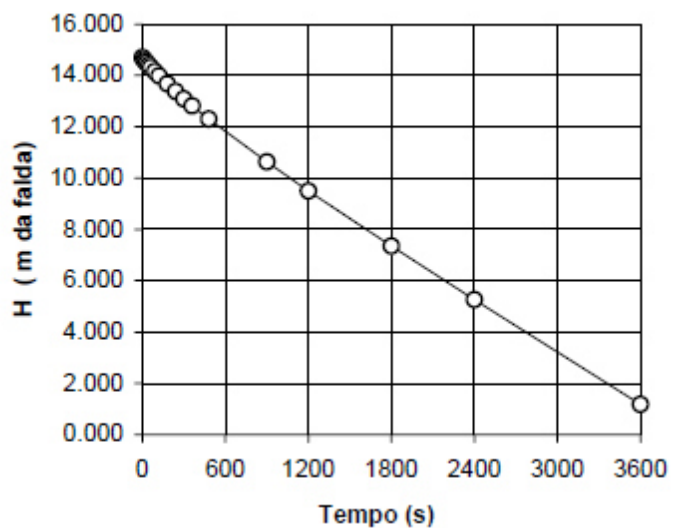


Grafico 3.2, Curva abbassamento tempo per prova LeFranc in G1 a profondità da 17,0 a 17,5 m

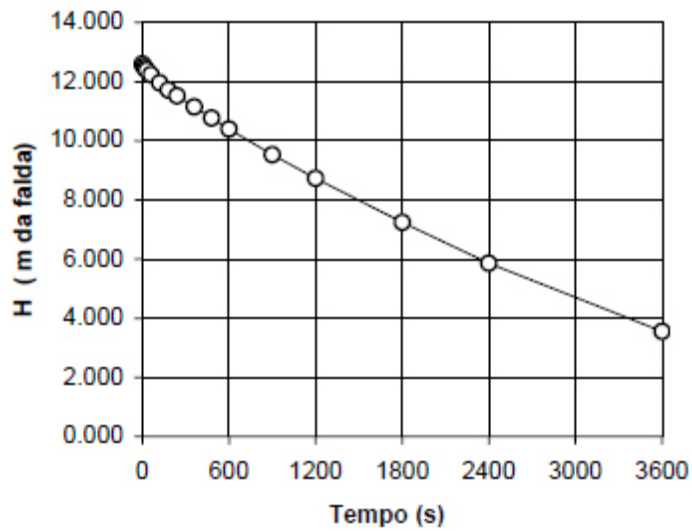


Grafico 3.3, Curva abbassamento tempo per prova LeFranc in G2 a profondità da 13,0 a 13,5 m

La prova Lugeon è stata eseguita in avanzamento nel foro del sondaggio G2 a profondità da 25,0 a 26,0 m dove la litologia del terreno è fillade quarzifera.

I dati calcolati sono i seguenti:

**VALORI CALCOLATI**

Pm	H	Pc	Pe	Portata	A	Au	k
MPa	m	MPa	MPa	l/min	l/min/m	A/1bar	m/s
0.1	12.0	5E-04	0.218	2.90	2.90	1.33	1.1E-06
0.2	12.0	1E-03	0.319	3.90	3.90	1.22	9.7E-07
0.3	12.0	0.002	0.420	4.40	4.40	1.05	8.3E-07
0.2	12.0	0.001	0.319	3.40	3.40	1.07	8.5E-07
0.1	12.0	7E-04	0.218	2.30	2.30	1.05	8.4E-07

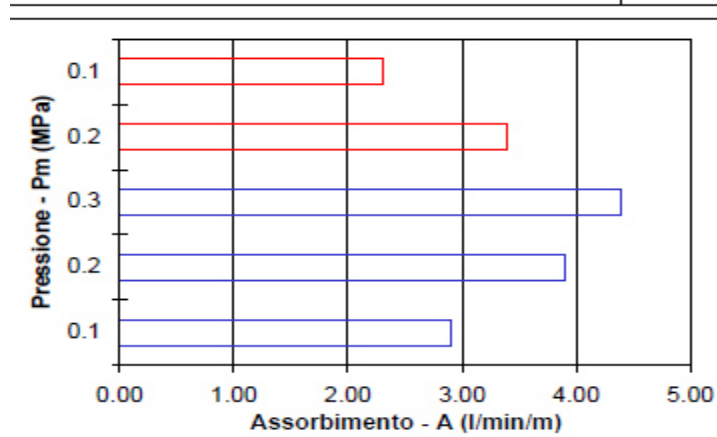


Figura 3.6, Dati calcolati da prova Lugeon

### 3.2.2 Prove di laboratorio

#### 3.2.2.1 Prove di taglio

Dai sondaggi a carotaggio continuo G1 e G2 sono stati prelevati dei campioni che sono stati sottoposti a prova di taglio diretto per determinarne i parametri fisico/meccanici che li caratterizzano.

Le prove di taglie sono state eseguite su 3 provini per ogni campione, con consolidazioni differenti a 100, 200 e 300 kPa.

Interpolando poi il grafico tensione verticale / tensione di taglio sono stati ricavati i valori di picco e i valori residui di coesione (c) e angolo d'attrito ( $\varphi$ ).

Provino (Sondaggio e profondità)	Valori di picco		Valori residui	
	c [kPa]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$\varphi$ [°]
S1 da 11,0 a 11,5 m	29,3	39	10,38	24
S1 da 17,0 a 17,5 m	32,1	36	4,34	19
S1 da 28,5 a 29,0 m	27,39	34	9,3	20
S2 da 9,50 a 10,0 m	20,6	37	5,68	27
S2 da 18,0 a 18,5 m	22,35	37	10,2	26

Tabella 3.11, Risultati delle prove di taglio diretto

### 3.2.3 Simulazione numerica

A fronte della nuove serie di dati raccolti con i rilevamenti del 2012 sono state condotte delle analisi di stabilità utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, che ipotizzano lo stato piano di deformazione; il materiale rigido-plastico ideale ed il fattore di sicurezza costante lungo la superficie di rottura. E' stato utilizzato il codice di calcolo Slide.



Nel caso in esame si può ritenere conosciuta la geometria del dissesto, definita tramite rilievo topografico di dettaglio, mentre si ipotizza, in base ai dati disponibili, la posizione della superficie di scivolamento ed il livello della falda, assunto il valore massimo rilevato dai piezometri.

Come per la simulazione del 2011 viene impostato un valore del coefficiente di sicurezza prossimo all'unità andando a cercare i parametri geotecnici degli strati di terreno.

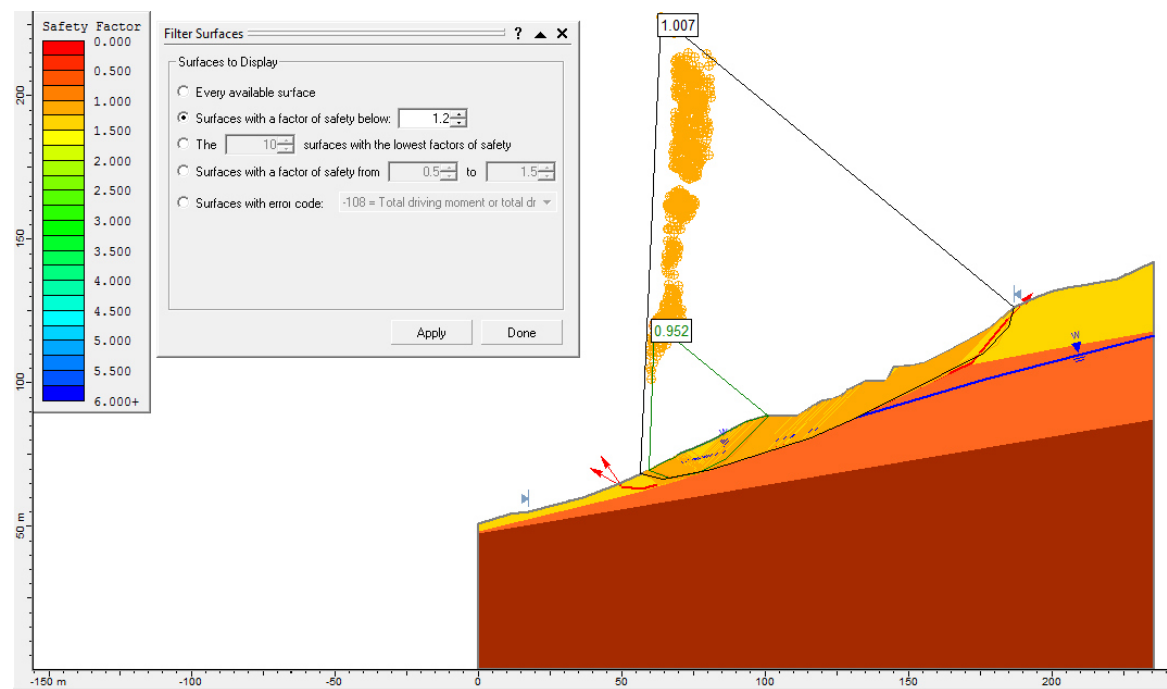


Figura 3.7, Modello per analisi 2012

I risultati ottenuti discostano leggermente dai valori utilizzati nelle relazioni geologiche e geotecniche del 2011, ma si ritengono accettabili dal momento che ricado nel range dei valori ottenuti dalle prove di laboratorio.

<b>Strato</b>	<b>Descrizione</b>	<b>c' [kPa]</b>	<b><math>\phi'</math> [°]</b>
1	Calcarei a Bellerophon	5,2	21,5
2	Siltiti ed Arenarie della Val Gardena	100	38
3	Filladi	100	55

*Tabella 3.12, Caratteristiche geotecniche degli strati del modello 2012*

### *3.2.4 Considerazioni*

Le prove in sito e le prove di laboratorio eseguite nel 2012 hanno sostanzialmente confermato i valori dei parametri geotecnici dei terreni coinvolti nell'area di frana. Il sondaggio G2 ha inoltre permesso di rilevare con più precisione la profondità del basamento cristallino che non era stato intercettato dai precedenti sondaggi.

E' inoltre emerso come i parametri dei terreni ricavati dalla simulazione numerica rientrano nel range determinato attraverso le prove penetrometriche e le prove di taglio.

## **3.3 Schede di esecuzione dei tiranti di ancoraggio**

In fase d'esecuzione dei tiranti sono state redatte dai tecnici della ditta subappaltatrice Dalla Gassa s.r.l. delle schede d'esecuzione.

I tiranti sono stati realizzati con barre autoperforanti Sirive® a filettatura continua R76 con all'interno 7 trefoli da 0,6".

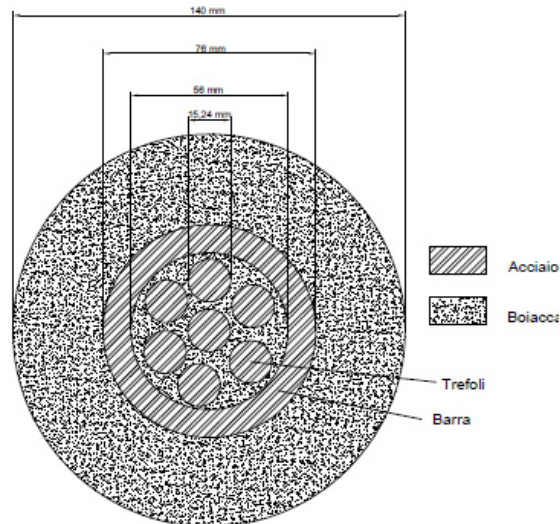


Figura 3.8, Sezione ancoraggio composito

Le caratteristiche della barra vengono riportate in tabella.

DESIGNATION	SYMBOL	UNIT	BARRA S76
Diametro nominale	d	mm	76
Diametro interno medio	d <sub>int</sub>	mm	56
Area nominale della sezione trasversale	A <sub>n</sub>	mm <sup>2</sup>	2300
Massa nominale	W	Kg/m	18.00
Valore nominale della forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0.2%	F <sub>0.2nom</sub>	kN	1200
Valore medio della forza massima	F <sub>tnom</sub>	kN	1400
Valore medio della forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0.2%	F <sub>0.2m</sub>	kN	1240
Valore medio della forza massima	F <sub>tm</sub>	kN	1500

Tabella 3.13, Scheda tecnica barre autoporforanti (Prodotto Standard Europeo non qualificato)

Le indicazioni fornite si basano sulle osservazioni dirette dei tecnici durante l'esecuzione. I fattori che ne influiscono le informazioni sono dettate dall'esperienza lavorativa nell'esame del materiale di spurgo e nell'interpretare le

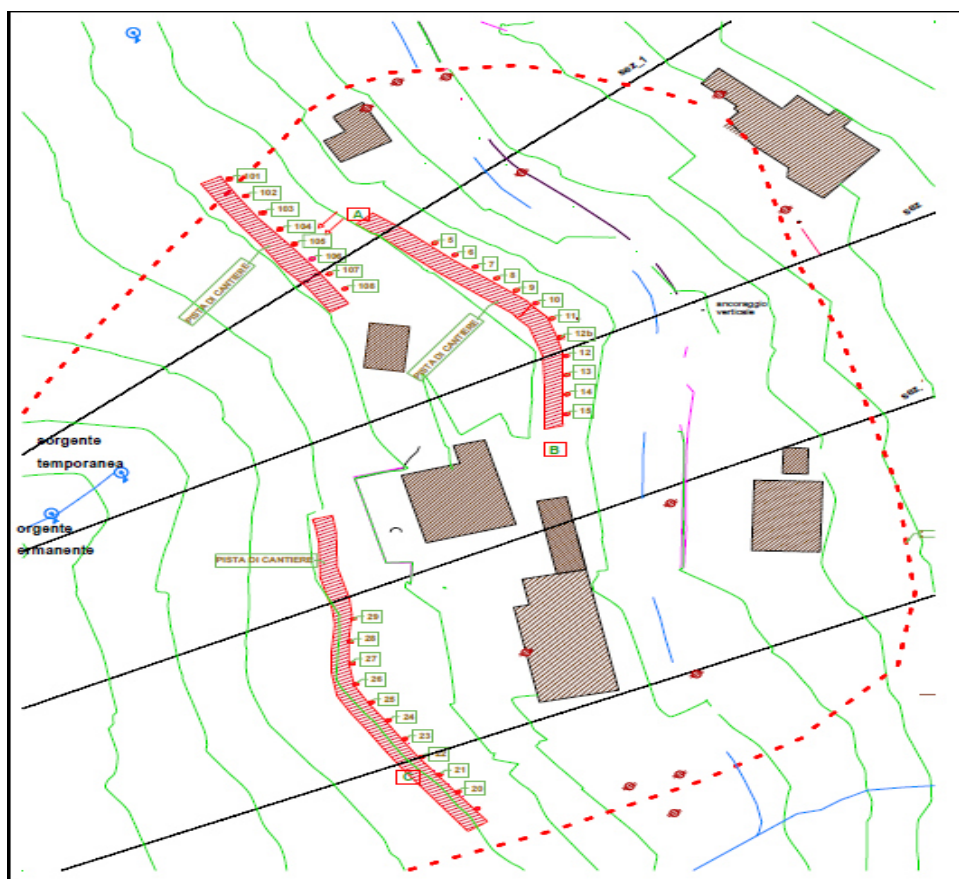
sollecitazioni e i tempi di perforazione durante l'infissione delle barre autoperforanti.

Le schede d'esecuzione non possono intendersi come sostitute dei sondaggi geognostici, in quanto le informazioni raccolte forniscono indicazioni sulla compattezza degli strati intercettati durante la perforazione e non un'indagine particolareggiata.

Vengono comunque considerati come indicazioni utili al fine della determinazione della stratigrafia.

L'intervento di stabilizzazione della frana è costituito da tre file di tiranti disposti nel seguente ordine: una prima fila (tiranti da 5 a 15) a sostegno della Strada Provinciale, una seconda fila posizionata al di sotto della prima (tiranti da 101 a 108) ed infine una fila di tiranti a sostegno delle abitazioni nella zona meridionale del dissesto (tiranti da 19 a 30).

La disposizione è inoltre rappresentata nella pianta dall'area.



*Figura 3.9, Pianta dei tiranti*

Vengono riportate in tabella le lunghezze dei tiranti totale e la lunghezza di infissione del tirante in cui le schede riportano l'intercettamento dello strato più compatto (filladi?).

<b>Tirante n°</b>	<b>Filladi trovate a [m]</b>	<b>Lunghezza tirante [m]</b>
101	8	36
102	9,5	42
103	10	36
104	12	36
105	15	36
106	18	42
107	20	42
108	*	42
5	28	48
6	26	48
7	25	43
8	26	48
9	32	48
10	30	48
11	25	48
12	31	48
12b	24	42
13	28	48
14	28	48
15	29	48
19	6	30
20	8	30
21	9,5	36
22	11	36
23	14	42
24	16	42
25	12	36
26	15	36
27	*	*
28	18	36
29	20	42
30	22	42

Tabella 3.14, Estratto delle schede d'esecuzione con indicate lunghezza dei tiranti e intercettamento dello strato compatto

Dai rapportini di cantiere si può quindi evidenziare come lo strato più compatto, in cui vengono infissi i tiranti, è più superficiale nelle zone estreme dell'area di frana mentre più profondo nelle zone centrali. Questo aspetto era già emerso durante i rilevamenti del 2011 in cui il sondaggio S3 aveva intercettato il basamento cristallino a limitate profondità.

### **3.4 Campagna di indagini del 2014**

In seguito al completamento della messa in opera è stato deciso di eseguire una nuova campagna di rilevamenti geotecnici per ampliare la conoscenza stratigrafica in previsione del monitoraggio del dissesto.

In questa fase hanno collaborato l'impresa Giara Engineering s.r.l., la quale ha eseguito le prove in sito, e l'Università di Padova, per quanto riguarda l'esecuzione delle prove di laboratorio.

Le prove eseguite sono state:

- Quattro sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- Limiti di Atterberg;
- Analisi Granulometrica;
- Prova di taglio anulare.

#### *3.4.1 Sondaggi*

Precedentemente all'esecuzione dei sondaggi sono stati analizzati i dati acquisiti dai rilevamenti precedenti: le sezioni evidenziano uno strato superficiale di calcari di formazione a Bellerophon fino ad una profondità variabile dai 10 m ai 18 m seguito dallo strato riconducibile alla formazione delle Arenarie di Val Gardena che si estendono fino a profondità tra i 20 m e i 30 m nella parte centrale della frana. Lo strato più profondo, individuato dalla litologia come basamento cristallino è emerso solamente nei sondaggi più profondi e quindi non vi sono punti sufficienti per tracciarne l'andamento.

Data la variabilità di profondità degli strati, ed in previsione del monitoraggio post-intervento, è risultato necessario eseguire nuovi sondaggi geognostici per acquisire maggiori informazioni sulla stratigrafia dell'area coinvolta dal dissesto.

Sono quindi stati eseguiti quattro sondaggi geognostici a carotaggio continuo, posizionati nei punti A, B, C e D della pianta che segue.

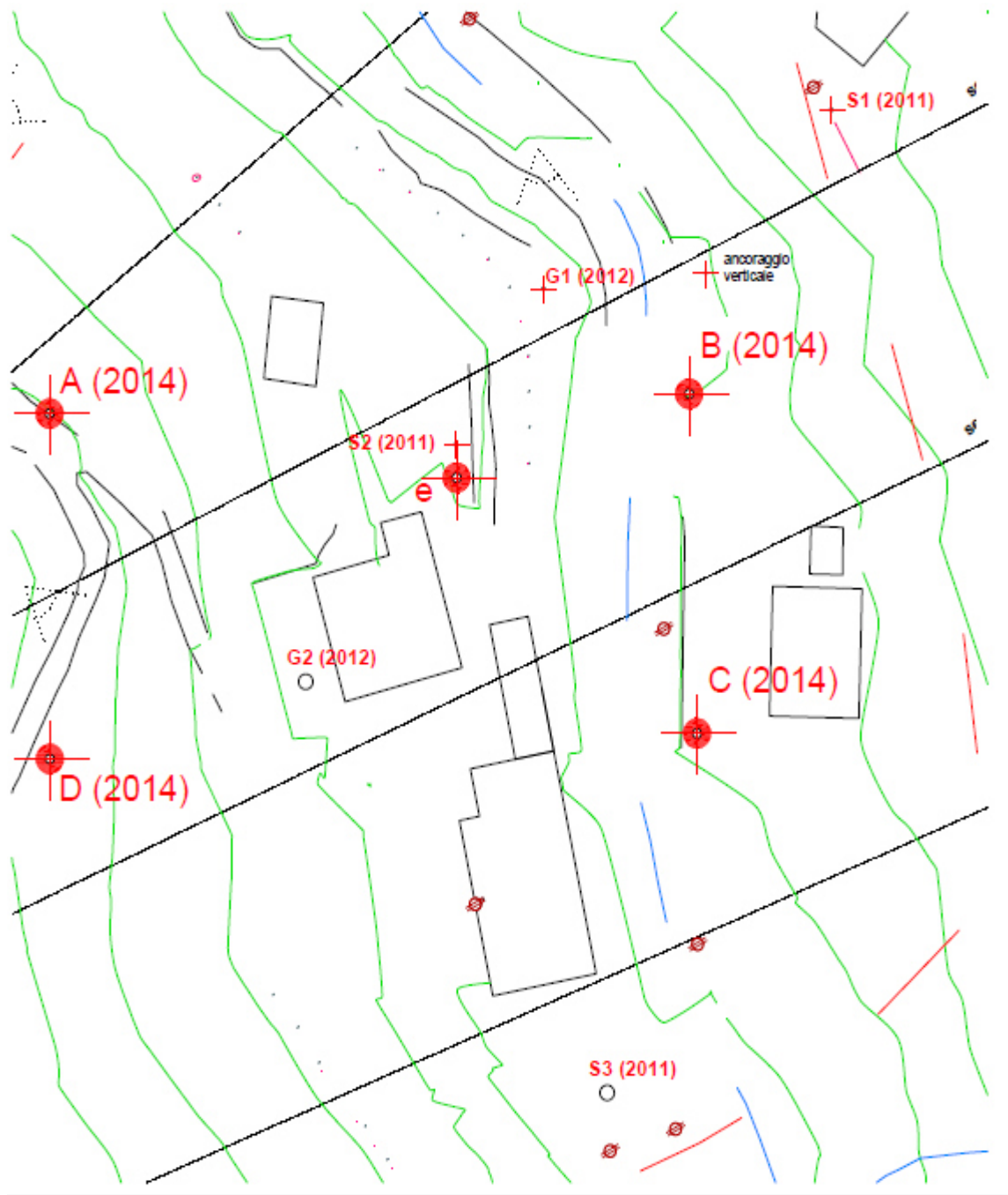


Figura 3.10, Pianta dei sondaggi realizzati nel 2014



### 3.4.1.1 Sondaggio A

Il sondaggio A è posizionato nella zona a valle della frana, presenta un primo strato argilloso limoso con brecce calcaree, seguito da filladi riconducibili al Basamento cristallino.

In questo sondaggio non emerge la presenza ben definita della formazione delle Arenarie Val Gardena.

<b>Sondaggio geognostico A (2014)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷12,1	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
12,1÷12,8	Terreno argilloso limoso	
12,8÷17,6	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
17,6÷30	Roccia filladica di colore grigio bruno	Basamento cristallino

Tabella 3.15, Stratigrafia del sondaggio A

### 3.4.1.2 Sondaggio B

Il sondaggio a carotaggio continuo B è stato eseguito in prossimità del limite superiore del dissesto. La stratigrafia presenta la formazione Bellerophon fino alla profondità di circa 25,5 metri, seguita da roccia arenacea. Al raggiungimento della quota di fine sondaggio (30 metri) non sono state intercettate zone con presenza di filladi.

<b>Sondaggio geognostico B (2014)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷13	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
13÷13,3	Terreno argilloso limoso	
13,3÷25,5	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
25,5÷30	Roccia arenacea di colore rosso bruno	Arenarie Val Gardena

Tabella 3.16, Stratigrafia del sondaggio B

### 3.4.1.3 Sondaggio C

Il sondaggio geognostico C intercetta superficialmente una breccia calcarea riconducibile alla formazione Bellerophon, segue una breccia arenacea, passaggio evidenziato dalla differenza di colore tra le due formazioni. In prossimità della quota di fine sondaggio emerge una breccia di natura filladica appartenente al basamento cristallino.

<b>Sondaggio geognostico C (2014)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷14,8	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
14,8÷27	Breccia arenacea di colore bruno rosso scuro	Arenarie Val Gardena
27÷30	Breccia di natura filladica in matrice argillosa	Basamento cristallino

Tabella 3.17, Stratigrafia del sondaggio C

### 3.4.1.4 Sondaggio D

Il sondaggio geognostico D è stato posizionato nella zona a valle della frana e intercetta un primo strato superficiale calcareo appartenente alla formazione Bellerophon, seguito da uno strato filladico molto compatto. In questo sondaggio, come per il sondaggio A, il basamento cristallino è presente a profondità minori rispetto alle zone centrali dell'area del dissesto.

<b>Sondaggio geognostico D (2014)</b>		
<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Formazione</b>
0÷19,4	Breccia calcarea in matrice argillosa di colore grigio	Bellerophon
19,4÷25	Breccia filladica di colore grigio bruno molto compatta	Basamento cristallino

Tabella 3.18, Stratigrafia del sondaggio D

### **3.4.2 Prove di laboratorio**

In seguito ai sondaggi geognostici a carotaggio continuo realizzati nel 2014 l'Università di Padova ha messo a disposizione della Provincia di Vicenza il proprio laboratorio geotecnico per eseguire delle prove per la classificazione dei materiali. I campioni prelevati dalle cassette di carotaggio, in stato fortemente rimaneggiato, sono state prelevati alle profondità descritte in tabella:

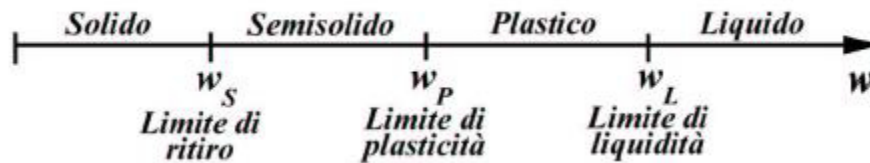
<b>Sondaggio</b>	<b>Profondità [m]</b>
A	12,1÷12,8
B	14,4÷15,0
B	16,1÷16,6
B	18,7÷19,4
C	16,0÷16,5
C	20,6÷21,0
C	23,2÷23,6
D	16,2÷16,5
D	17,5÷17,8

*Tabella 3.19, Profondità dei campioni per prove di laboratorio*

I campioni sono stati sottoposti ai limiti di Atterberg e alla classificazione granulometrica per setacciatura e sedimentazione.

#### **3.4.2.1 Limiti di Atterberg**

A seconda del contenuto d'acqua, sia i terreni a grana fine che i terreni coesivi, cambiano il loro comportamento. Per uno stesso tipo di terreno possono essere individuati differenti stati di comportamento, i valori di passaggio da uno stato all'altro vengono definiti come limiti di Atterberg.


 Figura 3.11, Stati di comportamento in base al contenuto d'acqua ( $w$ )

In laboratorio sono stati individuati dapprima i limiti di liquidità ( $w_L$ ) attraverso una procedura standardizzata. Il campione di terreno viene rimaneggiato con l'aggiunta di acqua distillata e successivamente mescolato. La prova consiste nel disporre tale miscela sul cucchiaio di Casagrande all'interno del quale viene praticato un solco. Il cucchiaio di Casagrande è conformato in modo tale da poterlo sollecitare con dei colpi; vengono contati i colpi necessari a far richiudere il solco per 13 mm di lunghezza.

Successivamente, per ogni campione, sono stati individuati i limiti di plasticità ( $w_P$ ). Per la determinazione del limite plastico vengono realizzati manualmente dei cilindri dello spessore di 3,2mm. In corrispondenza del limite di plasticità tali bastoncini cominciano a fessurarsi.

Al di sotto del limite di plasticità il materiale non risulta più lavorabile e si entra nella zona in cui le caratteristiche sono di tipo semisolido.

Per i campioni considerati i limiti di Atterberg ricavati dalle prove sono:

Sondaggio	Profondità [m]	$w_L$ [%]	$w_P$ [%]	$I_p$ [%]
A	12,1÷12,8	25	20	5
B	14,4÷15,0	28	16	12
B	16,1÷16,6	30	16	14
B	18,7÷19,4	27	19	8
C	16,0÷16,5	30	16	14
C	20,6÷21,0	40	33	7
C	23,2÷23,6	26	17	9
D	16,2÷16,5	31	18	13
D	17,5÷17,8	27	23	4

Tabella 3.20, Valori dei limiti di Atterberg

### 3.4.2.2 Granulometria

Il comportamento dei terreni a grana grossa è particolarmente influenzato dalla distribuzione granulometrica, la cui determinazione ha come scopo l'identificazione della curva granulometrica, in cui vengono individuati le dimensioni delle particelle e le percentuali in peso delle frazioni.

L'analisi granulometrica si divide in due parti:

- La setacciatura, in cui il campione considerato viene fatto passare attraverso vagli standard ASTM in cui le dimensioni delle maglie diminuiscono progressivamente;
- La sedimentazione, la frazione trattenuta dall'ultimo setaccio viene analizzata per via umida, viene collocata in un cilindro con soluzione di Calgon (esametafosfato di sodio) e se ne valuta la velocità di caduta delle particelle in base alla legge di Stokes.

La curva granulometrica viene costruita a partire dai risultati di entrambe le prove. Si riportano in un unico grafico le curve granulometriche dei nove campioni considerati:

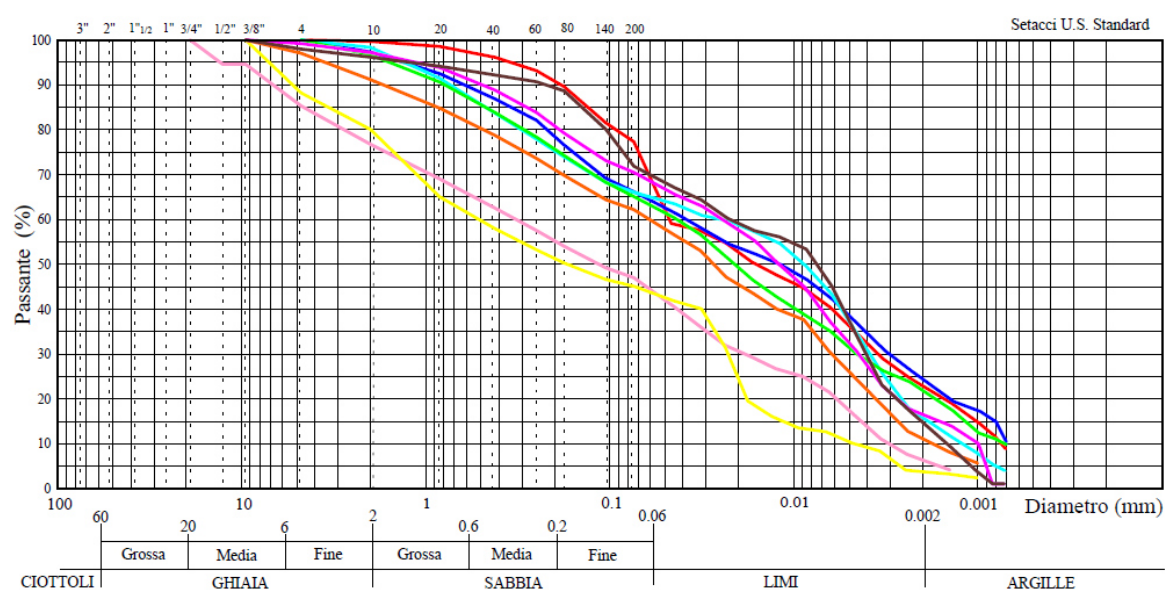


Grafico 3.4, Curve granulometriche dei campioni del 2014

Dove le varie curve corrispondono ai campioni secondo le seguenti colorazioni:

Sondaggio	Profondità [m]	Colore curva
A	12,1÷12,8	Rosa
B	14,4÷15,0	Rosso
B	16,1÷16,6	Blu
B	18,7÷19,4	Azzurro
C	16,0÷16,5	Verde
C	20,6÷21,0	Giallo
C	23,2÷23,6	Arancio
D	16,2÷16,5	Magenta
D	17,5÷17,8	Marrone

Tabella 3.21, *Legenda delle curve granulometriche*

Dalle granulometrie si evince come il materiale è per la gran parte riconducibile a limi sabbiosi debolmente argillosi con in alcuni casi debole presenza di ghiaie.

### 3.4.2.3 Prova di taglio residuo

Nel laboratorio dell'Università di Padova è stata eseguita una prova di taglio anulare sul campione prelevato dal sondaggio geognostico A.

La resistenza al taglio residuo di un terreno rappresenta la resistenza di un terreno sottoposto a grandi spostamenti come per esempio avviene lungo un piano di rottura di una frana, per cui risulta ideale a fronte del dissesto considerato.

Per la prova è stato utilizzato un campione rimaneggiato, utilizzando la frazione granulometrica passante al vaglio n° 40.

La procedura di prova prevede la formazione di una superficie di scivolamento, che è avvenuta ad una pressione verticale di 52 kPa, con velocità di rotazione di 15°/minuto (giro veloce).

La prova è stata eseguita con una velocità di 0,12°/minuto (giro lento) per le pressioni verticali di 52, 101, 150 e 199 kPa. Le pressioni verticali a cui è stato sottoposto il provino mirano a ricreare le condizioni in sito del campione, prelevato ad una profondità di 12,5 metri.

In base ai valori delle varie pressioni verticali applicate i risultati ricavati sono i seguenti:

$\sigma$	$\tau_r$	$\tau_r/\sigma$	$\phi'_r$
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]
52	35,42	0,68	34,3
101	65,19	0,65	32,8
150	98,72	0,66	33,3
199	132,06	0,66	33,6

Tabella 3.22, Risultati della prova di taglio residuo

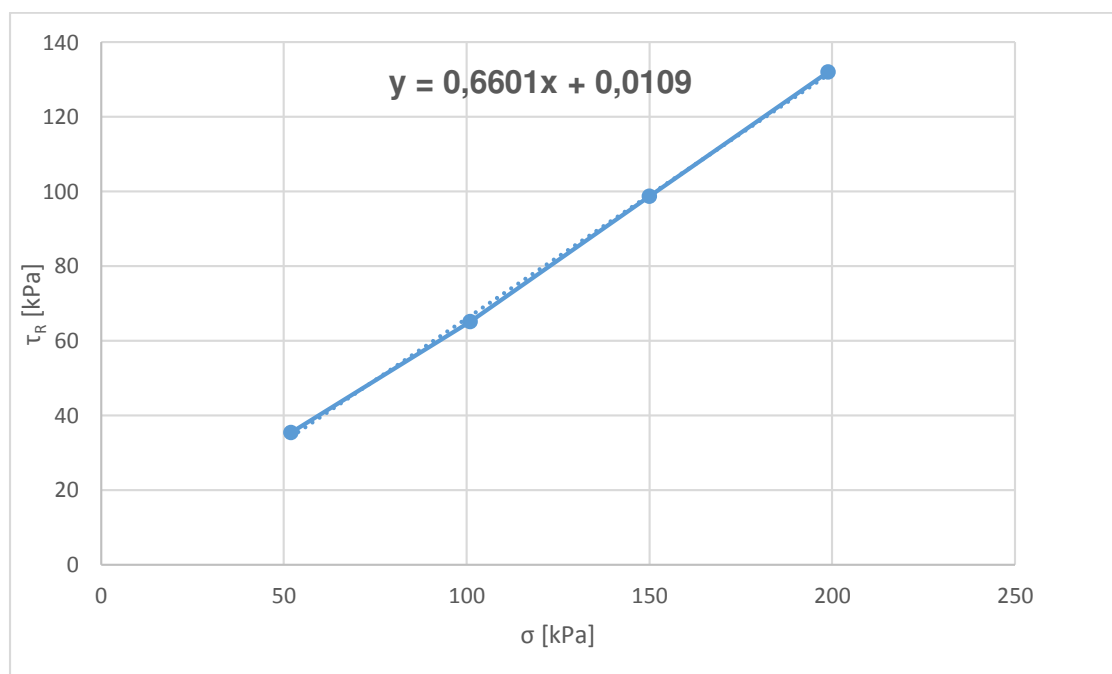


Grafico 3.5, Grafico  $\sigma/\tau$  della prova di taglio residuo

Dal grafico è possibile ricavare il valore d'angolo di attrito residuo ( $\phi'_r$ ) dall'equazione d'interpolazione:

$$y = 0,6601 x + 0,0109$$



Considerando il terreno secondo la legge di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

E' possibile ricavare:

$\tan \varphi'_r$	$\varphi'_r$
	[°]
0,6601	33,4

Tabella 3.23, Valori dell'angolo d'attrito residuo ricavati dalla retta interpolante

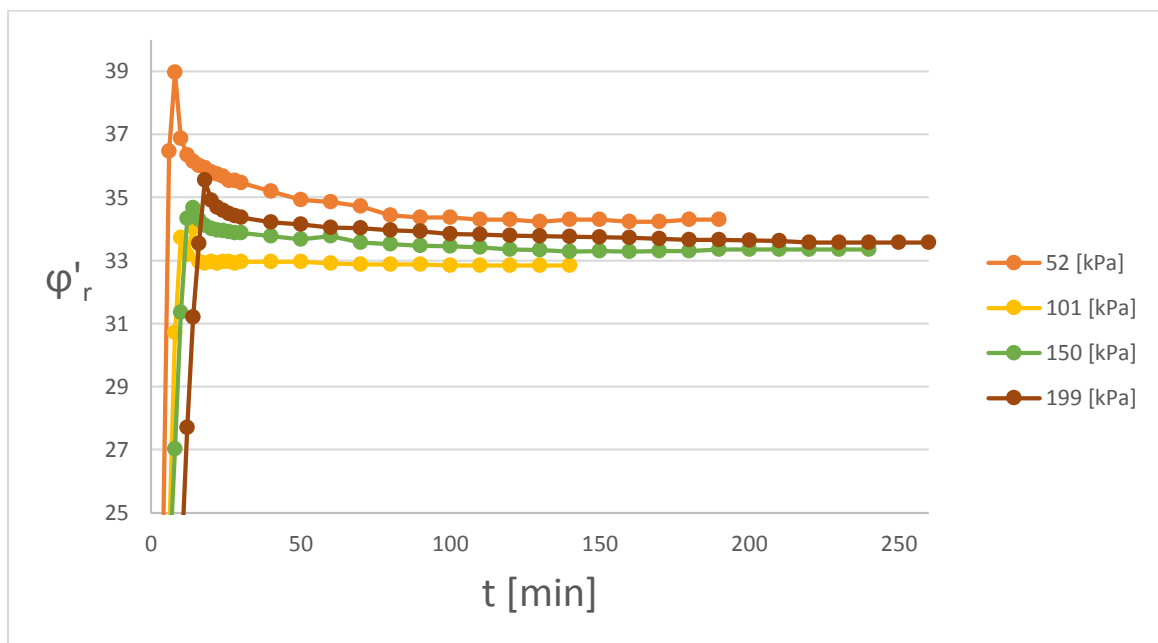


Grafico 3.6, Andamento di  $\varphi'_r$  nel tempo per prove a pressione verticale differente

Sia dai valori per singolo carico che dall'interpolazione emerge un valore di  $\varphi'_r$  di circa 33° con una coesione quasi nulla  $c = 0,01$ .



## 4 Prove di pull out su ancoraggi verticali

Ad integrazione degli studi eseguiti nei diversi anni sono state predisposte delle prove di pull out su tre ancoraggi verticali con lo scopo di verificare la resistenza a sfilamento reale degli ancoraggi inseriti nell'area di frana.

Le prove sono state effettuate nei giorni 23 e 24 Ottobre 2014 dall'impresa Dalla Gassa s.r.l.

### 4.1 Posizione ancoraggi

Gli ancoraggi verticali sono stati posizionati a ridosso della strada provinciale n°246, nell'incrocio tra due rampe d'accesso ad abitazioni private.

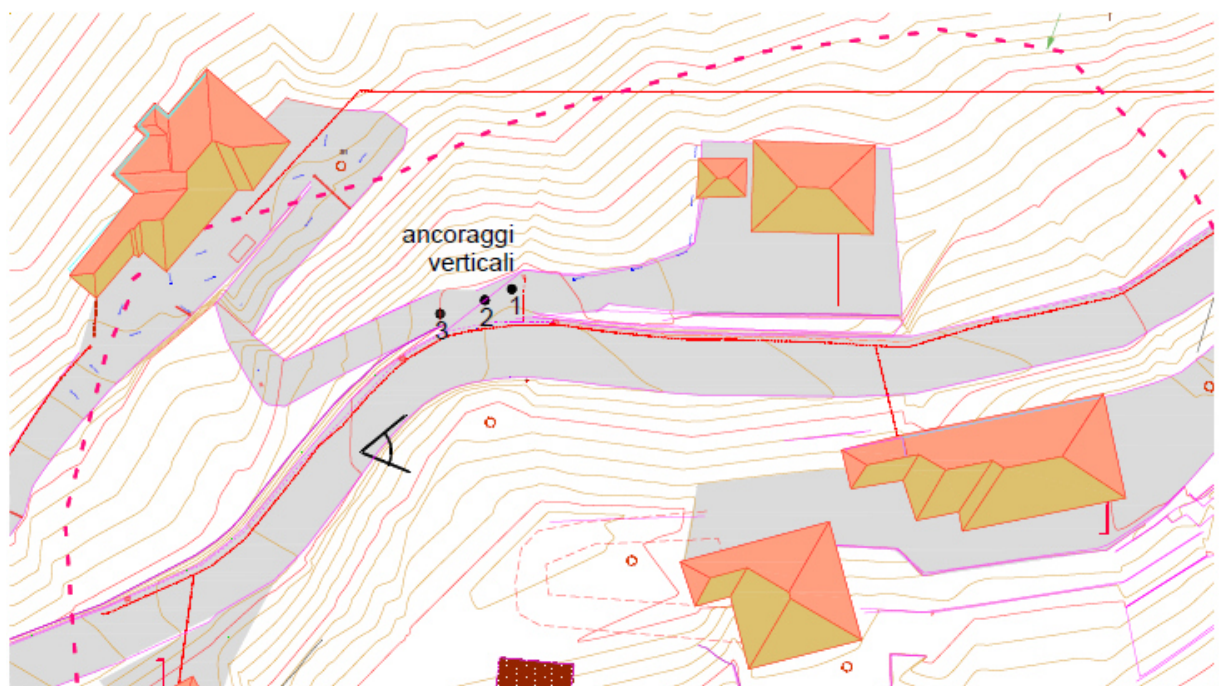


Figura 4.1, Pianta con posizione degli ancoraggi verticali

## **4.2 Strumentazione utilizzata**

La strumentazione necessaria all'esecuzione della prova e alla rilevazione dei dati è stata messa a disposizione dalla ditta esecutrice e consiste in:

- Martinetto;
- Pistone;
- Centralina;
- Calibro;
- Comparatore.

### *4.2.1 Centralina*



*Foto 4.1, Centralina utilizzata per la prova di pull out*



### 4.2.2 Martinetto



Foto 4.2, Martinetto utilizzato per la prova di pull out

### *4.2.3 Pistone per trefoli*

Il pistone viene utilizzato per mettere in tensione i trefoli prima della realizzazione della prova, con una forza di 10 tonnellate.



*Foto 4.3, Pistone durante la fase di pre-tensione dei trefoli*

## **4.3 Modalità d'esecuzione**

La procedura d'esecuzione della prova prevede in un primo momento il posizionamento della strumentazione. Vengono predisposte una serie di travi



d'acciaio attorno all'ancoraggio in modo da formare una sorta di "piastra" che, con l'ausilio di vari spessori, ha la funzione di limitare la pendenza del terreno in modo da minimizzare il più possibile la flessione sulla barra.

Viene successivamente posizionato il martinetto (cilindro rosso) ed al di sopra di esso dei manicotti di giunzione, un dado di bloccaggio e una piastra di ripartizione. Terminata quindi il posizionamento della strumentazione sono stati posti in pretensione i cinque trefoli utilizzando il pistone per conferire una forza di 10 tonnellate ciascuno.

La prova di pull out è proceduta analogamente per tutti e tre gli ancoraggi, secondo step di carico di 20 bar (178 kN) fino ad un valore di 220 bar (1958 kN), pressione dalla quale l'avanzamento è proceduto per step di carico di 10 bar (89 kN) fino al raggiungimento della rottura.

Durante la prova sono state eseguite rilevazioni di pressione, attraverso l'indicatore presente nella centralina, e di spostamento, utilizzando a seconda della prova il calibro o il comparatore.



Figura 4.2, Posizionamento della strumentazione per prova di pull out



Le misure di spostamento, secondo le "Raccomandazioni AGI", devono misurare lo spostamento assoluto della struttura di contrasto, la piastra quindi, prendendo come riferimento un punto fisso esterno alla zona che può essere influenzata dalla prova.

Le raccomandazioni indicano inoltre che la forza applicata all'ancoraggio va mantenuta per un intervallo sufficiente a rilevare l'andamento degli allungamenti (spostamenti) nel tempo. Nella seguente tabella viene fornita una possibile articolazione degli incrementi di carico e di rispettivi intervalli.

Fase di carico	Carico applicato	Durata minima del carico (min) per la misura degli allungamenti			
		Ancoraggi temporanei		Ancoraggi permanenti	
		Roccia o Terreni incoerenti	Terreni a grana fine	Roccia o Terreni incoerenti	Terreni a grana fine
1	0,25 P <sub>n</sub>	1	1	15	15
2	0,40 P <sub>p</sub>	1	1	15	15
3	0,55 P <sub>p</sub>	1	1	15	15
4	0,70 P <sub>p</sub>	5	5	30	60
5	0,85 P <sub>p</sub>	5	5	30	60
6	1,00 P <sub>p</sub>	30	60	60	180

*Figura 4.3, Possibili incrementi per prove di pull out (estratto da "Raccomandazioni AGI, 2012")*

E' possibile comunque considerarsi terminato un intervallo di allungamento, nel rispetto delle indicazioni minime, nei casi in cui la misura si mantenga entro variazioni minime.

#### **4.4 Stratigrafia**

La stratigrafia è stata realizzata seguendo le indicazioni fornite dai tecnici in fase di realizzazione e, data la vicinanza in cui sono stati infissi gli ancoraggi è da considerarsi valida per le tre prove.

Il terreno in cui sono immersi gli ancoraggi verticali è così stratificato:

<b>Profondità [m]</b>	<b>Descrizione</b>
0÷0,5	Riporto
0,5÷10,5	Argille o tufi poco compatti
10,5÷13,0	Materiale compatto
13,0÷14,2	Terreno molle
14,2÷22,0	Materiale compatto
22,0÷22,7	Pezzo più tenero
22,7÷26,5	Materiale compatto

Tabella 4.1, Stratigrafia in prossimità degli ancoraggi verticali, secondo indicazioni in fase d'esecuzione

Dalla tabella non vengono fornite indicazioni in merito alle formazioni di cui è costituito il terreno ma solamente riguardo al grado di compattezza dello stesso. Indicativamente può comunque essere considerata la stratigrafia costruita mediante il sondaggio geognostico a carotaggio continuo B dei rilevamenti 2014.

## 4.5 Ancoraggio I

### 4.5.1 Descrizione sistema di ancoraggio

L'ancoraggio I è realizzato con:

- Barra autoperforante Sirive® a filettatura continua R76 di metri 28, spessore 7,5 mm, sezione nominale 1708 mm<sup>2</sup>, tensione di rottura 650 MPa, carico di rottura 1100 kN;
- Trefoli n°5 Trefoli da 0,6", carico di rottura 260 kN cadauno.

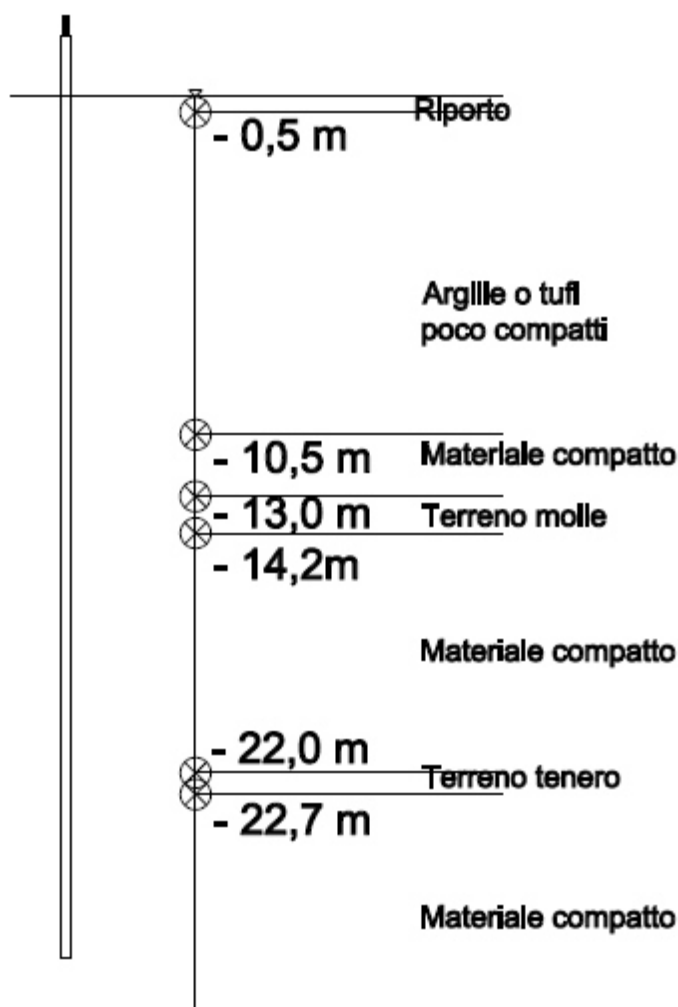


Figura 4.4, Schema ancoraggio II con indicazioni su compattezza materiale

#### 4.5.2 Risultati della prova

Completato il posizionamento della strumentazione e pretesi i trefoli si è proceduto con l'esecuzione della prova.

Il test di pullout è stato eseguito aumentando la pressione della centralina per step di carico regolari (20 bar = 178 kN).

Per le misure di spostamento non è stato possibile posizionare la strumentazione in modo da rilevare gli allungamenti rispetto un punto fisso esterno alla zona influenzata dalla prova.



Foto 4.4, Strumentazione posizionata per pull out su ancoraggio I

Le misure di spostamento sono state rilevate con l'utilizzo di un calibro in due differenti momenti: immediatamente dopo la fase di tiro ed ad una distanza temporale di 3 minuti, tempo in cui indicativamente si stabilizzava la posizione e in rispetto delle raccomandazioni è possibile procedere con incrementi di carico.

I dati di spostamento sono da considerare con molta cautela in quanto i cedimenti della "piastra" sono di notevole entità. Gli spostamenti assoluti si riferiscono alla distanza tra il martinetto e la piastra di ripartizione, gli spostamenti relativi vengono calcolati a partire dall'istante in cui si ritiene aver raggiunto un buon assestamento della piastra costituita dalle travi.

	<b>Pressione</b>	<b>Forza</b>	<b>s</b>	<b>s a 3'</b>	<b>s relativi</b>	<b>s relativi a 3'</b>
	[bar]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	20	178	*	*	*	*
2	40	356	*	*	*	*
3	60	534	35	*	0	*
4	80	712	43	*	8	*
5	100	890	61	66	26	31
6	120	1068	71	81	36	46
7	140	1246	93	101	58	66
8	160	1424	110	123	75	88
9	180	1602	131	141	96	106
10	200	1780	175	187	133	145
11	220	1958	210	*	168	*
<b>Residuo</b>	100	890				

*Tabella 4.2, Dati pull out su ancoraggio I*

La rottura è avvenuta ad una pressione di 220 bar che considerando la superficie del martinetto (890 cm<sup>2</sup>) risulta essere una forza di 1958 kN.

La rottura non è visibile in superficie e quindi è avvenuta nella parte d'ancoraggio infissa nel terreno, non ipotizzabile la profondità a cui essa è realmente avvenuta.

## 4.6 Ancoraggio II

### 4.6.1 Descrizione sistema di ancoraggio

L'ancoraggio 2 è realizzato con:

- Barra autoperforante Sirive® a filettatura continua R76 di metri 16,5, spessore 7,5 mm, sezione nominale 1708 mm<sup>2</sup>, tensione di rottura 650 MPa, carico di rottura 1100 kN;
- Trefoli n°5 Trefoli da 0,6", carico di rottura 260 kN cadauno.

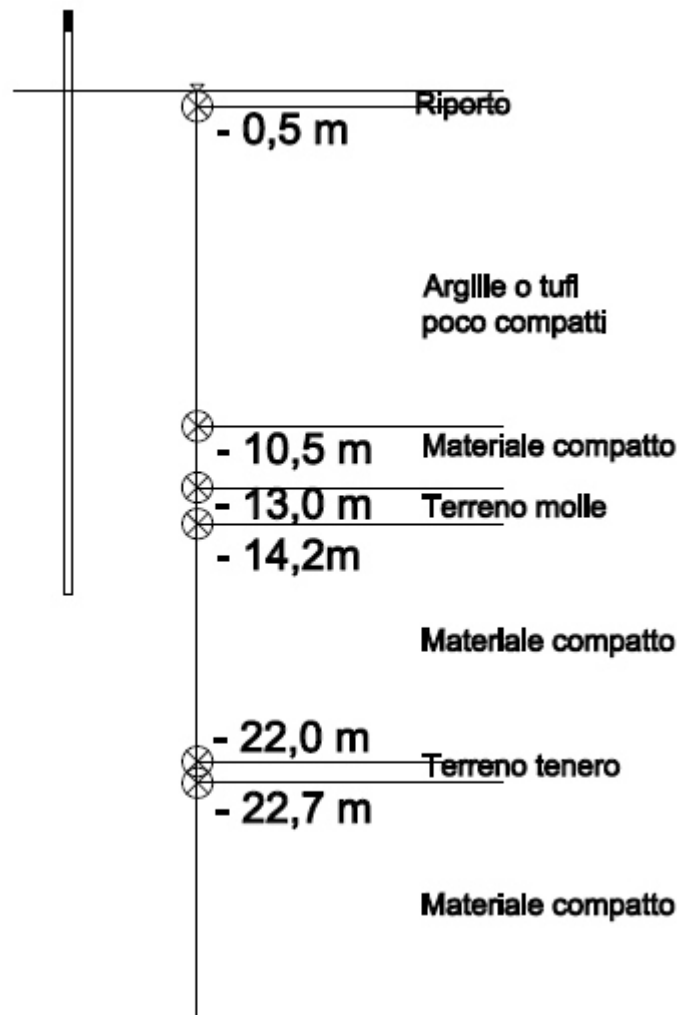


Figura 4.5, Schema ancoraggio II con indicazioni su compattezza materiale

#### *4.6.2 Risultati della prova*

La prova è stata realizzata in modo analogo al test per il primo ancoraggio: posizionata la strumentazione e pretesi i trefoli si è proceduto al carico per step di 20 bar (178 kN) e di 10 bar (89 kN) superata la soglia dei 220 bar (1958 kN).



*Foto 4.5, Posizionamento strumentazione ancoraggio II*

Le misurazioni di spostamento in questo caso sono state eseguite utilizzando un comparatore ancorato mediante un sistema di tubi innocenti oltre l'area influenzata dalla prova. Durante la prova si è più volte incorsi nel "fuori scala" dovendo quindi riposizionare il comparatore.

	<b>Pressione</b>	<b>Forza</b>	<b>s</b>	<b>s a 3'</b>	<b>s relativi</b>	<b>s relativi a 3'</b>
	[bar]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0	178	28,8	*	0	*
2	20	356	31,2	*	-2,4	*
3	40	534	31,3	*	-2,5	*
4	60	712	30,1	*	-1,3	*
5	80	890	26,8	*	2	*
6	100	1068	23,4	*	5,4	*
7	120	1246	20,4	*	8,4	*
8	140	1424	15,85	15,85	12,95	12,95
9	160	1602	10,4	6,9	18,4	21,9
10	180	1691	1,65	27,3	27,15	27,45
11	200	1780	18,7	17,9	36,05	36,85
12	220	1958	7,1	6,1	47,65	48,65
13	230	2047	20,5	19,9	54,35	54,95
14	240	2136	11,5	10,5	63,35	64,35
15	250	2225	2,3	1,98	72,55	72,87
16	260	2314	*	*	*	*
17	270	2403	*	*	*	*
Residuo	*	*				

Tabella 4.3, Risultati della prova di pull out sull'ancoraggio II

La rottura è avvenuta ad una pressione di 270 bar che considerando la superficie del martinetto (890 cm<sup>2</sup>) risulta essere una forza di 2403 kN.

In questo caso la rottura è visibile in superficie ed è avvenuta per lacerazione dei trefoli da parte dei cunei in testa.





*Foto 4.6, Rottura trefoli in ancoraggio II*

## **4.7 Ancoraggio III**

### *4.7.1 Descrizione sistema di ancoraggio*

- L'ancoraggio III è realizzato con: Barra autoperforante Sirive® a filettatura continua R76 di metri 12, spessore 7,5 mm, sezione nominale 1708 mm<sup>2</sup>, tensione di rottura 650 MPa, carico di rottura 1100 kN;
- Trefoli n°5 Trefoli da 0,6", carico di rottura 260 kN cadauno.

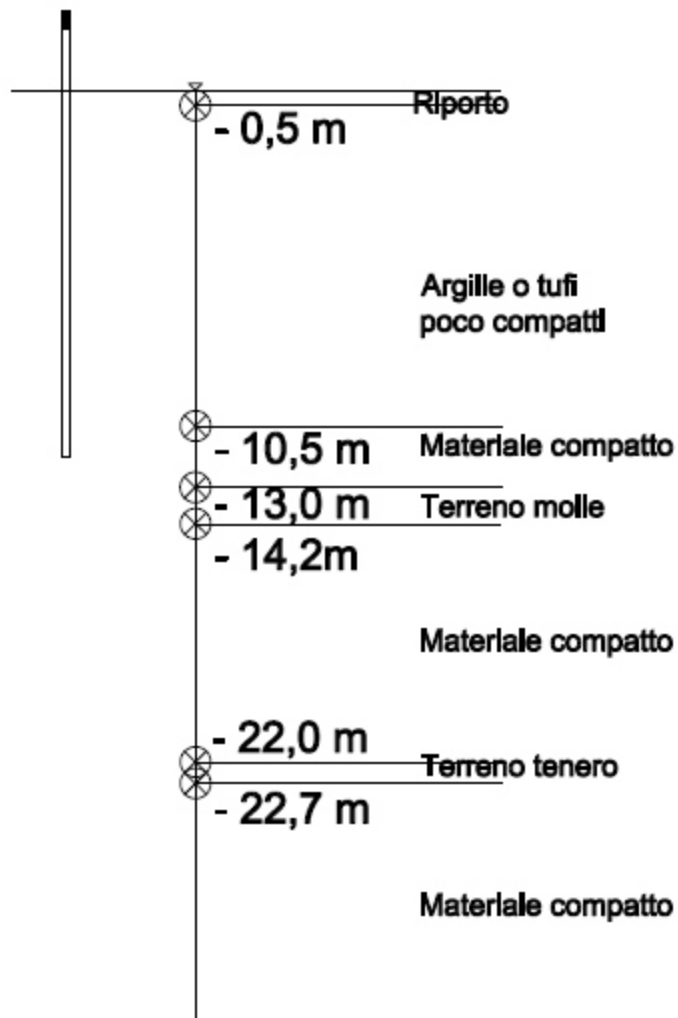


Figura 4.6, Schema ancoraggio III con indicazioni su compattezza materiale

Le misurazioni di spostamento in questo caso sono state eseguite utilizzando un comparatore ancorato mediante un sistema di tubi innocenti oltre l'area influenzata dalla prova. Durante la prova si è più volte incorsi nel "fuori scala" dovendo quindi riposizionare il comparatore

#### *4.7.2 Risultati della prova*

La prova è stata realizzata in modo analogo al test per il primo ancoraggio: posizionata la strumentazione e pretesi i trefoli si è proceduto al carico per step di 20 bar (178 kN) e di 10 bar (89 kN) superata la soglia di rottura del primo tirante.

Le misurazioni di spostamento in questo caso sono state eseguite utilizzando un comparatore, anche durante questa prova si è più volte incorsi nel “fuori scala” dovendo quindi riposizionare il comparatore.



*Foto 4.7, Posizionamento del comparatore per pull out su ancoraggio III*

	<b>Pressione</b>	<b>Forza</b>	<b>s</b>	<b>s a 3'</b>	<b>s relativi</b>	<b>s relativi a 3'</b>
	[bar]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	20	178	24	*	0	*
2	40	356	21,1	*	2,9	*
3	60	534	15,3	*	8,7	*
4	80	712	13,6	*	10,4	*
5	100	890	8,3	*	15,7	*
6	120	1068	4	*	20	*
7	140	1246	27,1	24,8	23,3	25,6
8	160	1424	20,3	19,4	30,1	31
9	180	1602	13,5	12,3	36,9	38,1
9bis	190*	1780	6,2	*	44,2	*
10	200	1958	23	21,4	48,7	50,3
11	220	2047	1,4	27,2	70,3	71,7
12	230	2136	17,8	14,8	81,1	84,1
13	240	2225	6,8	3,9	92,1	95
14	250	2314	*	*	*	*
Residuo	150	1335				

Tabella 4.4, Risultati della prova di pull out sull'ancoraggio III

La rottura è avvenuta ad una pressione di 250 bar che considerando la superficie del martinetto (890 cm<sup>2</sup>) risulta essere una forza di 2314 kN.

In questo caso la rottura è avvenuta per rottura della barra in testa.





*Foto 4.8, Rottura barra ancoraggio III*

## **4.8 Considerazioni**

### *4.8.1 Misure di spostamento*

Le misure degli spostamenti acquisite in fase d'esecuzione della prova sono da considerarsi con molta cautela. La problematica principale riscontrata in fase d'acquisizione consiste nell'alterazione dei risultati in seguito ai cedimenti della "piastra" dovuti ai carichi esercitati durante la prova.



Foto 4.9, Cedimenti della "piastra" durante le prove di pull out

In seguito alla prima prova di pull out si è cercato di minimizzare l'influenza dei cedimenti del manto stradale utilizzando un comparatore ancorato al di fuori dell'area caricata.

Nonostante le incertezze in base ai dati acquisiti sulle tre prove le curve forza/spostamento relativi ricavate sono le seguenti:

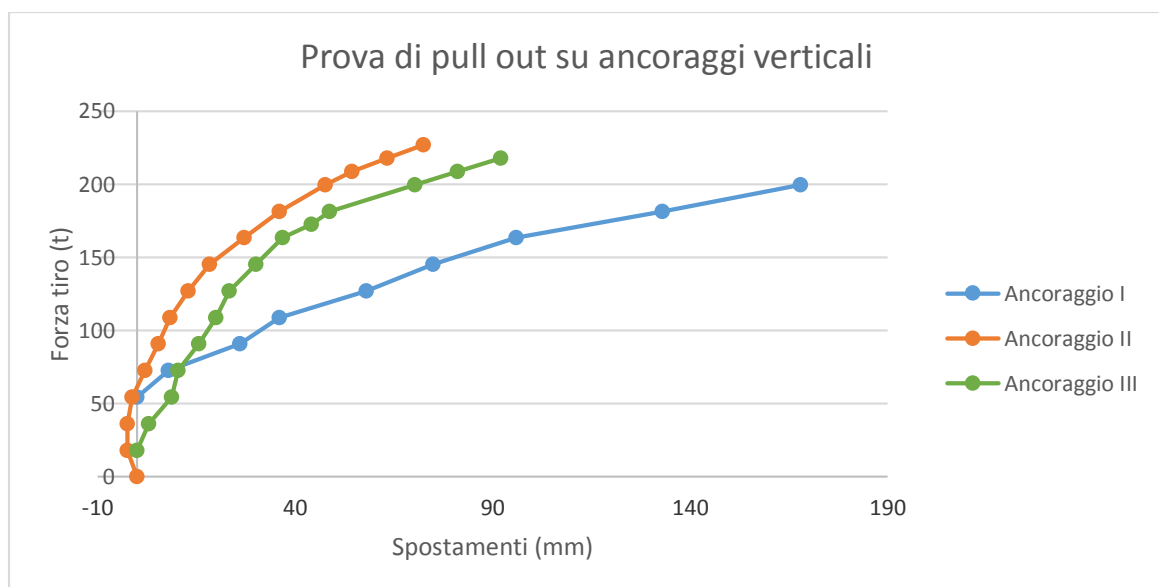


Grafico 4.1, Prova di pull out - grafico forza/spostamento relativi

## 4.8.2 Verifiche allo sfilamento

Le ipotesi effettuate nella relazione di calcolo (2013) sono le seguenti:

La reale distribuzione dello sforzo di taglio non è uniforme, dipendendo da numerosi fattori, come la lunghezza dell'ancoraggio, il livello dello sforzo applicato, le caratteristiche della malta di intasamento e le condizioni del terreno. Solitamente si accetta una semplificazione che prevede che la distribuzione sia uniforme lungo il rinforzo.

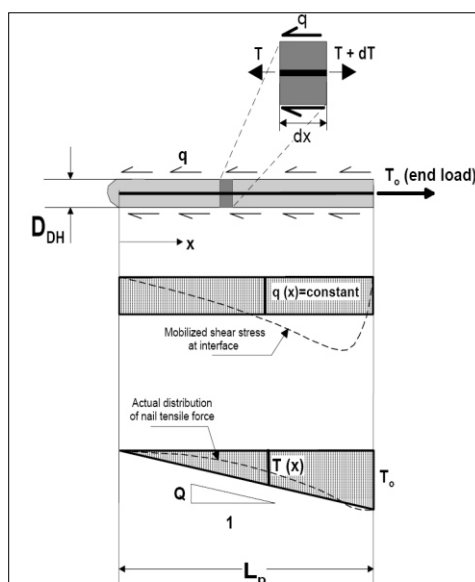


Figura 4.7, Modalità di trasferimento dello sforzo lungo una singola barra  
Resistenza allo sfilamento per unità di lunghezza:

$$Q = \pi \times q \times D_{DH}$$

Dove:

$q$  = sforzo di taglio mobilizzato all'interfaccia malta-terreno;

$D_{DH}$  = diametro medio effettivo della perforazione; nel caso in esame di è considerato

$$D_{DH} = 1,1 \times D$$

Material	Construction Method	Soil/Rock Type	Ultimate Bond Strength, $q_u$ (kPa)
Rock	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
Slate/Hard shale	300 - 400		
Cohesionless Soils	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine Colluvium	380 - 480 100 - 180
	Augered	Silty sand fill	20 - 40
		Silty fine sand	55 - 90
Silty clayey sand		60 - 140	
Jet Grouted	Sand	380	
	Sand/gravel	700	
Fine-Grained Soils	Rotary Drilled	Silty clay	35 - 50
	Driven Casing	Clayey silt	90 - 140
		Loess	25 - 75
	Augered	Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60
		Stiff clayey silt	40 - 100
		Calcareous sandy clay	90 - 140

From Elias and Juran, 1991 and reproduced in Geotechnical Engineering Circular No. 7 (GEC 7), Soil Nail Walls (FHWA, 2003).  
Notes: Convert values in kPa to psf by multiplying by 20.9  
Convert values in kPa to psi by multiplying by 0.145

Figura 4.8, Valori caratteristici della resistenza allo sfilamento

I valori di resistenza allo sfilamento stabiliti per ciascuno strato, definiti in relazione ai valori di bibliografia riportati in Figura 9, sono riportati nella seguente tabella.

<b>Materiale</b>	<b><math>q_u</math> (kPa) bibliografia</b>	<b><math>q_u</math> (kPa) assunta</b>
<i>Calcari a Bellerophon</i>	35 - 50	40
<i>Siltiti ed Arenarie della Val Gardena</i>	300 - 400	150
<i>Filladi</i>	100 - 300	150

Tabella 4.5, Valori di resistenza allo sfilamento assunti

Si evidenzia che, per quanto riguarda le Siltiti e Arenarie di Val Gardena si è assunto un valore di resistenza allo sfilamento inferiore rispetto al range di valori proposto in letteratura. Tale scelta è stata effettuata in considerazione delle condizioni alterate del materiale secondo quando è stato verificato tramite i sondaggi geognostici.

Anche per i restanti strati si è scelto di assumere valori prossimi al limite inferiore degli intervalli proposti procedendo quindi a favore di sicurezza.

In base alla stratigrafia, i tiranti di lunghezza 50 m sono stati verificati a sfilamento nel caso più sfavorevole, ossia quando la porzione di tirante immersa nello strato superficiale risulta massima, in accordo all'andamento stratigrafico del versante.

Il valore di resistenza allo sfilamento bulbo-terreno, calcolato è pari a 2228 kN.



<b>Verifica sfilamento bulbo-terreno</b>		
$L_{progetto} =$	50	m
$\alpha =$	1.1	
$D_{perf} =$	140	mm      0.140 m
$L1 =$	22	
$L2 =$	28	
$qu1 =$	40	
$qu2 =$	150	kPa
<b>Q =</b>	<b>2457.7</b>	<b>kN      245.8 t</b>

Tabella 4.6, Valori caratteristici della resistenza allo sfilamento bulbo-terreno

Le prove di pull out sui tre ancoraggi verticali sono andate in crisi per rottura dei materiali (della barra o dei trefoli) e non per sfilamento delle barre, per cui non è possibile determinare la resistenza a sfilamento.

E' comunque possibile effettuare una valutazione sulla resistenza minima dello strato superficiale analizzando i dati raccolti durante la prova di pull out sull'ancoraggio III.

Considerando il fatto che la rottura della barra è avvenuta per una forza di tiro di 2314 kN inserendo i dati nella relazione per il calcolo si procede iterativamente per determinare il valore della resistenza a sfilamento dello strato superficiale.

<b>Verifica sfilamento bulbo-terreno</b>	<b>ANCORAGGIO III</b>		
$L_{progetto} =$	12,5	m	
$\alpha =$	1,1		
$D_{perf} =$	140	mm	0,14 m
$L1 =$	10	m	
$L2 =$	0	m	
$qu1 =$	398,6	kPa	
$qu2 =$	0	kPa	
<b>Q =</b>	<b>2314,0</b>	<b>kN</b>	<b>231,4 t</b>

Tabella 4.7, Verifica sfilamento per ancoraggio III

Il valore minimo della resistenza a sfilamento è di 398,6 kPa.

Rispetto ai valori della “Relazione di calcolo”, dove si era cautelativamente considerato una resistenza allo sfilamento di 150 kPa, la prova di pull out ha evidenziato valori decisamente maggiori.

#### 4.8.3 Carico di rottura

Nonostante le prove di pull out non abbiano fornito dati utili per la determinazione della resistenza a sfilamento ci consentono di analizzare la resistenza per carico di rottura.

Le resistenze a rottura dei materiali utilizzati per la realizzazione degli ancoraggi verticali sono di:

<b>Carico a rottura [kN]</b>	
<b>Barra</b>	1100
<b>Trefoli</b>	260 cad
<b>Totale</b>	2400

Tabella 4.8, Carico a rottura ancoraggi verticali

Il carico a rottura totale del sistema barra/trefoli è calcolato sommando i rispettivi valori e considerando che per questi ancoraggi si sono utilizzati 5 trefoli.

Le tre prove di pull out sono tutte andate in crisi per rottura dei materiali, che sono sopraggiunti per i valori indicati in tabella:

<b>Rottura [kN]</b>	
<b>Ancoraggio I</b>	1997
<b>Ancoraggio II</b>	2450
<b>Ancoraggio III</b>	2269

Tabella 4.9, Valori di rottura per prova di pull out

Considerando il fatto che, data la conformazione del terreno, non è stato possibile eseguire una prova di puro sfilamento: gli ancoraggi verticali sono stati sollecitati non solo a trazione ma sicuramente anche a forze di flessione, comunque i valori in cui si è incorsi a rottura durante le prove sono da ritenersi in linea con le indicazioni fornite dal costruttore sulla resistenza a carico di rottura dei materiali.

## 5 Analisi di stabilità

La complessità geologica dell'area del dissesto e l'incertezza sulle condizioni di stabilità del versante hanno comportato una lavorazione per fasi successive, in modo da permettere in fase d'esecuzione dell'opera d'intervenire sulle porzioni del versante in condizioni più critiche.

Le lavorazioni geotecniche eseguite secondo questa modalità fanno riferimento a quanto previsto dalle NTC 2008 nel paragrafo 6.2.4:

### *6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE*

*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.<sup>1</sup>*

Per garantire una valutazione degli interventi eseguiti e analizzare la distribuzione delle tensioni sui rinforzi è stato installato, in collaborazione con il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova, un sistema di monitoraggio che comprende (A. Bisson, 2015):

- 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;

---

<sup>1</sup> Estratto dalla NTC 2008

- Monitoraggio inclinometrico in continuo con sonde poste in foro di sondaggio B a profondità 12,30÷13,30 m e a 18,00÷19,00 m, in foro di sondaggio D a profondità 17,00÷18,00 m;
- Monitoraggio piezometrico in continuo con freatimetri in foro di sondaggio A e D con sonda posta a profondità 15,00÷17,00 m;
- 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.

L'utilizzo del metodo osservazionale consente, durante la verifiche di stabilità, di non utilizzare coefficienti secondo quanto disposto dalle NTC 2008 i parametri del terreno, non vengono inoltre considerate le azioni sismiche.

## **5.1 Modello**

Per la costruzione del modello su cui eseguire le analisi di stabilità si sono prese in considerazione la totalità dei rilevamenti geotecnici eseguiti dal 2011 ad oggi e i dati forniti dalle precedenti verifiche.

### *5.1.1 Sezione di analisi*

La sezione considerata per la simulazione numerica è quella indicata come sezione 2 all'interno della "Relazione Geologica" (Darteni, 2011) e rappresentata nella pianta.

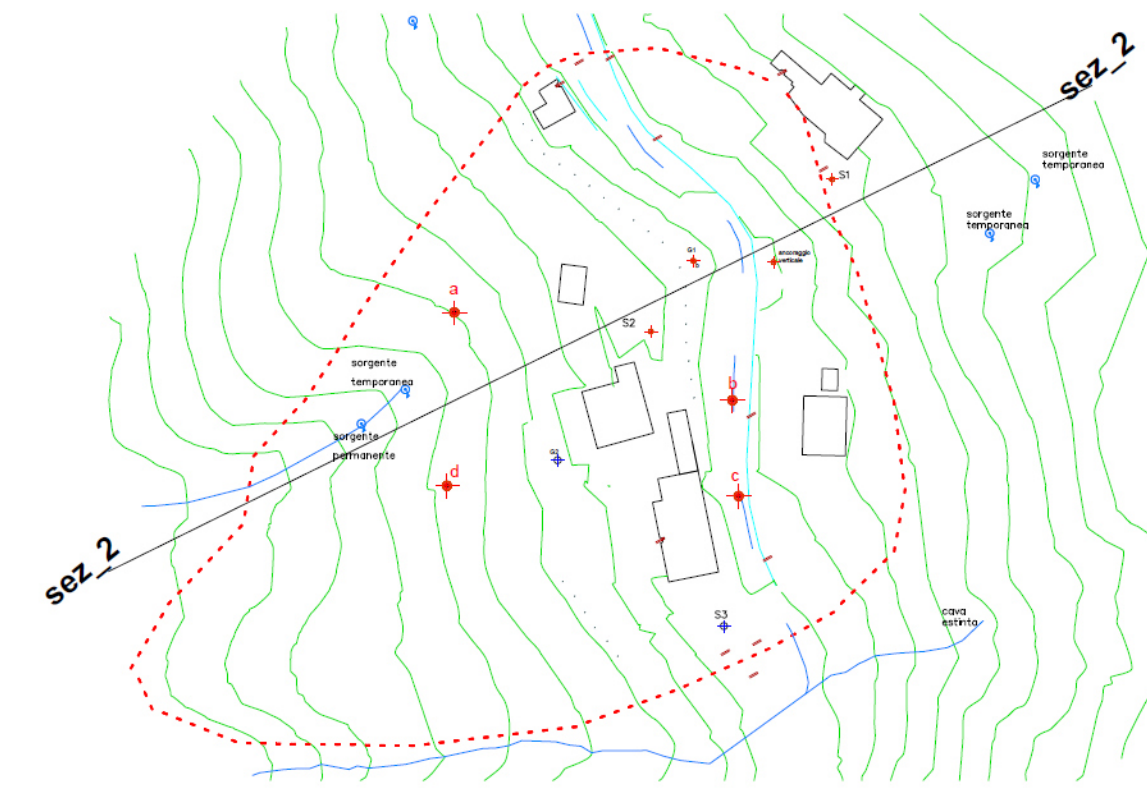


Figura 5.1, Sezione dell'area di frana utilizzata nell'analisi di stabilità

L'andamento altimetrico della sezione è stato definito mediante le rilevazioni con laser-scanner; per quanto riguarda la costruzione stratigrafica sono stati inseriti i dati raccolti da:

- Sondaggi geognostici a carotaggio continuo S1, S2, G1, B, D,
- Rapportino sull'esecuzione degli ancoraggi verticali (pull out);
- Rapportino sull'esecuzione dell'ancoraggio 12b.

La costruzione del profilo stratigrafico della sezione 2 è molto difficoltosa, in quanto l'individuazione del limite che separa la formazione Bellerophon da quella di Arenarie Val Gardena non è ben definita. La presenza di entrambi i materiali contemporaneamente immersi in matrice argillosa non permette una facile determinazione della zona di transizione tra le due formazioni.

Ricordando che per ipotesi si ipotizza come superficie di scorrimento della frana questa zona di passaggio, non poterla definire con certezza comporta impedimenti nel definire con precisione anche la profondità della superficie di scorrimento della frana.

Per questo si è scelto di definire un strato di circa 1 m, denominato "Interfaccia", nella zona di passaggio.

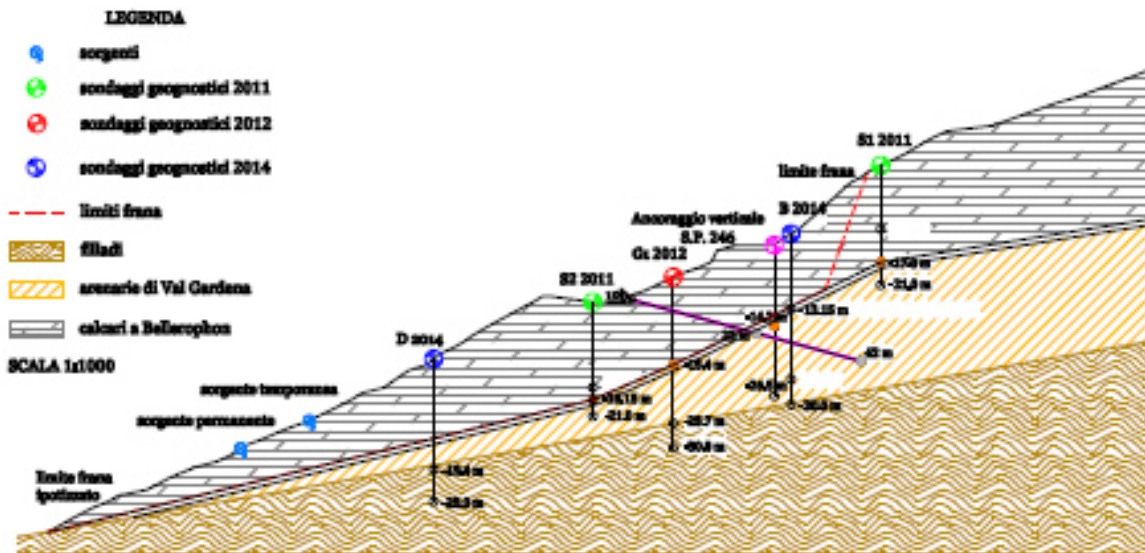


Figura 5.2, Sezione 2

### 5.1.2 Caratteristiche meccaniche dei terreni

La determinazione dei parametri geotecnici degli strati considerati prende in considerazione i dati forniti dai sondaggi geognostici, dalle prove di laboratorio e dalle simulazione numeriche precedentemente eseguite.

Le simulazioni numeriche del 2011 e del 2012 hanno determinato le caratteristiche dei materiali mediante *back-analysis*, ed i valori ricavati sono abbastanza concordi. Inoltre le simulazioni hanno ricavato parametri meccanici che rientrano nei range forniti dalle prove eseguite sia in sito che in laboratorio.

I parametri considerati durante la simulazione numerica sono quindi definiti secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb con le seguenti caratteristiche:

Strato	Descrizione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]
1	Calcarei a Bellerophon	18,0	5	30
2	Interfaccia	20,0	0	27
3	Arenarie Val Gardena	20,0	100	38
4	Filladi	20,0	100	55

Tabella 5.1, Caratteristiche dei materiali utilizzati nella simulazione numerica

### 5.1.3 Posizione della falda

Le informazioni sulla posizione della falda sono molto limitate, ristrette al livello individuato durante la realizzazione dei sondaggi geognostici e ai dati ricavati da tre rilevazioni piezometriche nel foro di sondaggio S2. Dalle osservazioni è inoltre emerso come la profondità della falda è sostanziosamente influenzata da eventi piovosi molto intensi.

Per la simulazione numerica si è quindi reso necessario ipotizzare una linea piezometrica, si è scelto di costruire quattro diverse situazioni in cui la falda è più o meno profonda.

Le differenti conformazioni possono essere identificate definendo la profondità della falda dalla bocca del pozzo del sondaggio geognostico S2, esse sono poste a:

- -13 metri;
- -10 metri;
- -7 metri;
- -5 metri.

Le quattro linee piezometriche hanno in comune una sorgente temporanea che emerge in situazioni di piogge intense.

## 5.2 Analisi all'equilibrio limite

Le analisi di stabilità all'equilibrio limite sono state condotte con il programma di calcolo GeoStudio 2007 (Version 7.10) GEO-SLOPE International, Ltd.

Il metodo dell'equilibrio limite consisteste nel verificare la stabilità di un pendio fornendo un coefficiente di sicurezza FS, che è un indice della stabilità ed è definito come il rapporto tra le azioni stabilizzanti e le azioni destabilizzanti (forze e momenti). A causa della complessità del versante in analisi FS è stato ricavato con l'utilizzo del metodo dei conci.

Nel metodo dei conci la massa scivolante è suddivisa in conci o strisce e alla massa così suddivisa vengono applicate le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione su ogni singolo concio. La ricerca della condizione di minimo fornisce il valore del coefficiente di sicurezza.



L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura seguente.

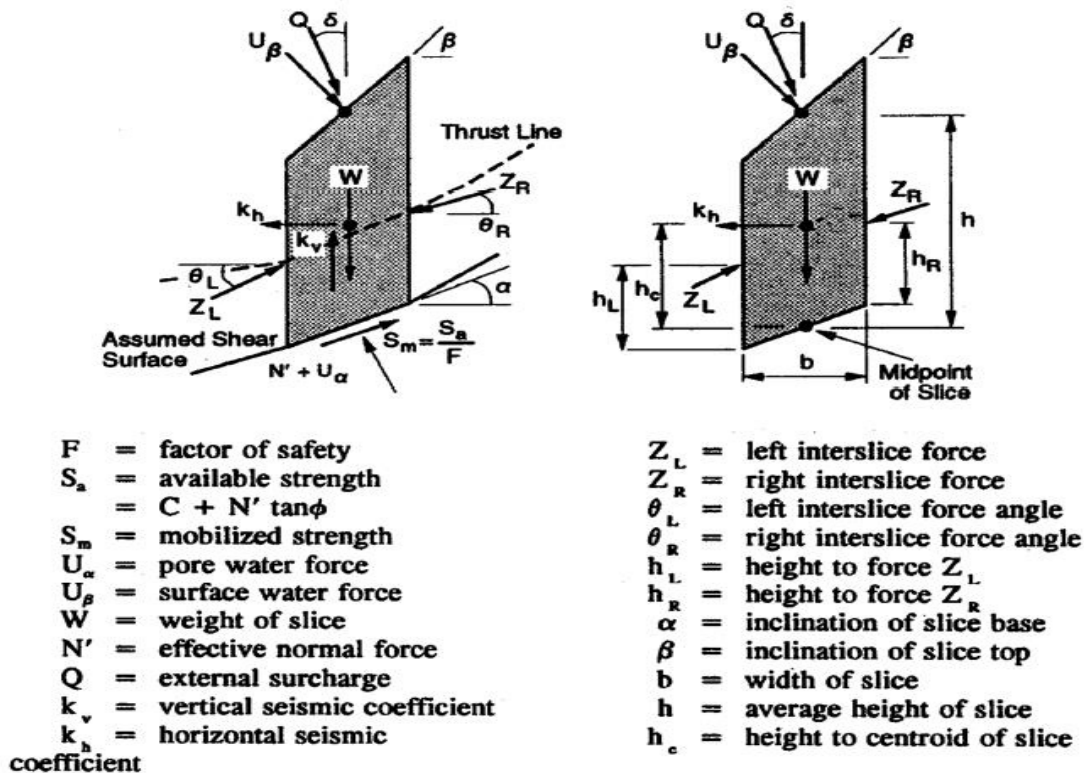


Figura 5.3, Forze in gioco sul singolo concio per analisi all'equilibrio limite

Il programma utilizzato può implementare i diversi metodi esistenti, sono stati scelti per valutare il coefficiente di sicurezza:

- Metodo di Bishop (1955), assume che la risultante delle forze di interfaccia sui lati dei conci sia sempre orizzontale o, in altre parole, che le risultanti delle forze di taglio siano nulle;
- Metodo di Janbu (1954), assume che la risultante delle forze di taglio di interfaccia sia nulla.

Secondo quanto emerso dai rilevamenti la superficie di rottura è localizzata nella zona di transizione tra la formazione Bellerophon e la formazione delle Arenarie Val Gardena che nel modello geometrico è individuata attraverso uno strato denominato "Interfaccia". Per la simulazione numerica è stata definita la forma della superficie di scorrimento secondo il comando "Fully specified", che permette di disegnare esattamente la superficie nella posizione ipotizzata.

Le analisi di stabilità all'equilibrio limite sono state eseguite considerando il pendio nella situazione precedente all'intervento di sistemazione e nella situazione successiva all'infissione degli ancoraggi.

### 5.2.1 Pre-intervento

Nell'analisi pre-intervento viene considerato il pendio naturale, cioè precedentemente alla realizzazione delle opere di stabilizzazione della frana. Come illustrato precedentemente si considerano quattro posizioni della falda, andando a diminuire la sua profondità (indicata rispetto la bocca del foro di sondaggio S2) cercando di ricreare le diverse situazioni presenti nella realtà, dove la quota della falda è influenzata dagli eventi meteorologici. Nella costruzione del modello non vengono utilizzati coefficienti sui terreni, come consentito dal metodo osservazionale delle NTC 2008.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori del coefficiente di sicurezza FS per le analisi eseguite secondo il metodo di Bishop e di Janbu.

<b>Profondità falda [m]</b>	<b>Bishop</b>	<b>Janbu</b>
-13	1,199	1,095
-10	1,126	1,014
-7	1,032	0,919
-5	0,979	0,863

Tabella 5.2, Analisi LEM pre-intervento, valori di F al variare della profondità della falda

Risulta evidente come al crescere della quota di falda diminuisce il valore del coefficiente di sicurezza. Secondo il metodo di Bishop il pendio è instabile solamente nel caso in cui la profondità della frana sia di -5 m, mentre secondo il metodo di Janbu il versante è instabile anche per profondità di falda pari a -7 m.

Dall'osservazione dei dati ricavati con il programma GeoSlope emerge un pendio debolmente stabile nei casi in cui la falda sia più profonda, ma che va in instabilità all'alzarsi della quota di falda. Questi risultati sono compatibili con le ipotesi effettuate, in cui l'avvio

del dissesto è imputato all'innalzamento della falda a seguito delle intense precipitazioni del 2010.

Vengono di seguito riportate le figure che rappresentano le superfici di rottura ricavate durante la simulazione numerica.

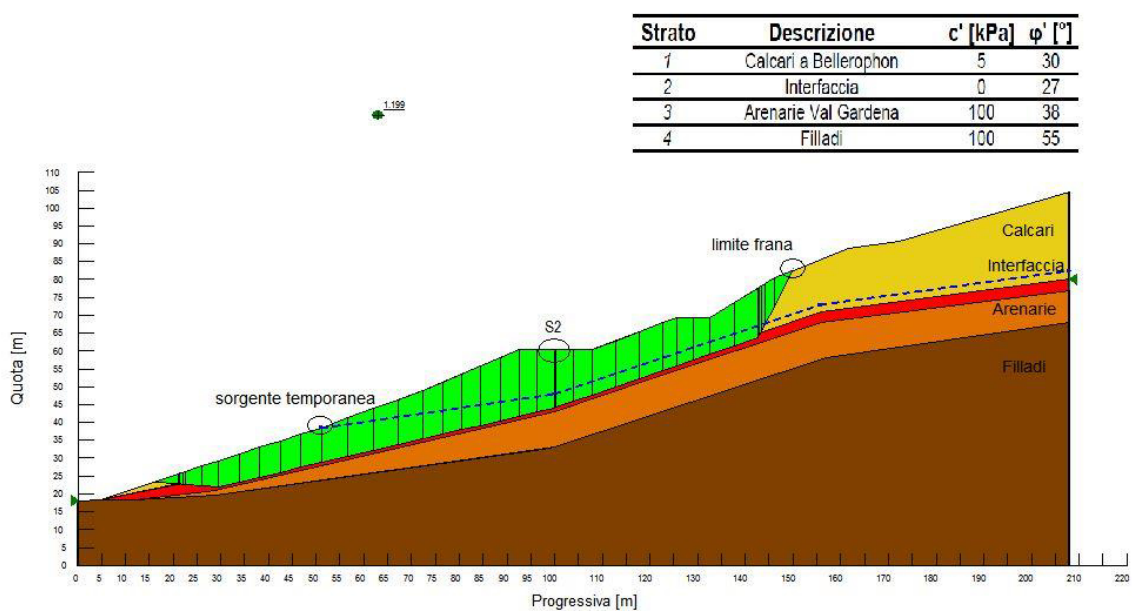


Figura 5.4, Analisi LEM pre-intervento, profondità falda -13 metri

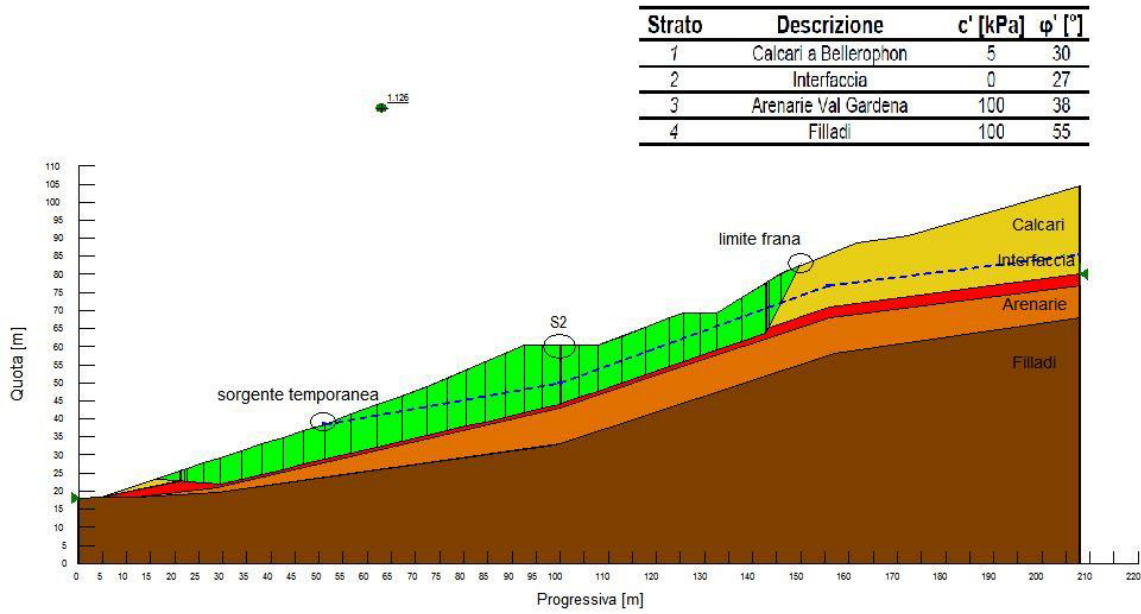


Figura 5.5, Analisi LEM pre-intervento, profondità falda -10 metri

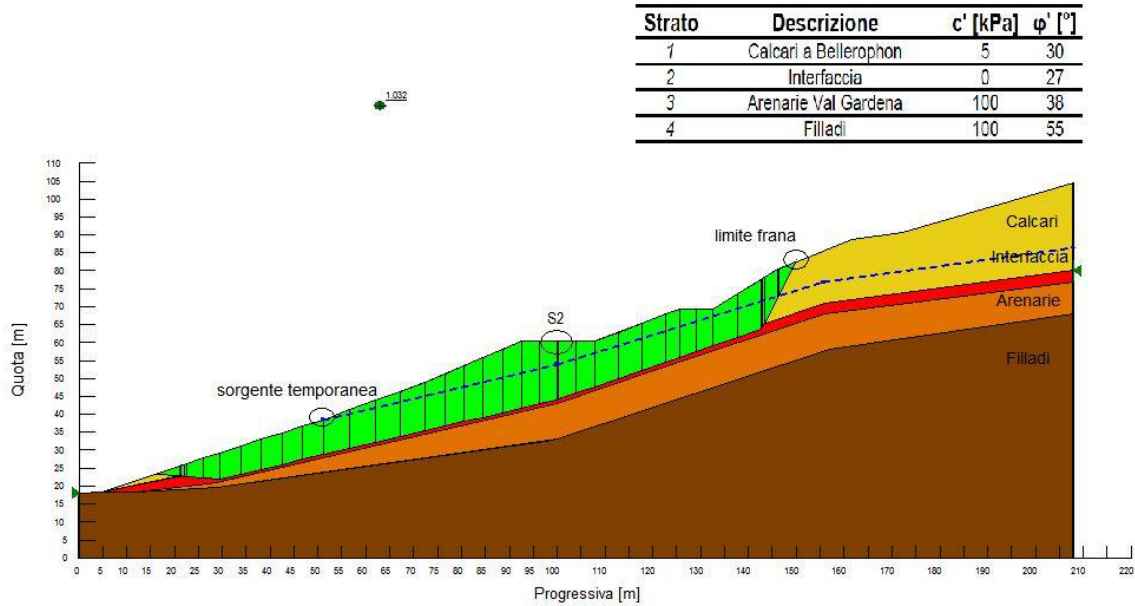


Figura 5.6, Analisi LEM pre-intervento, profondità falda -7 metri

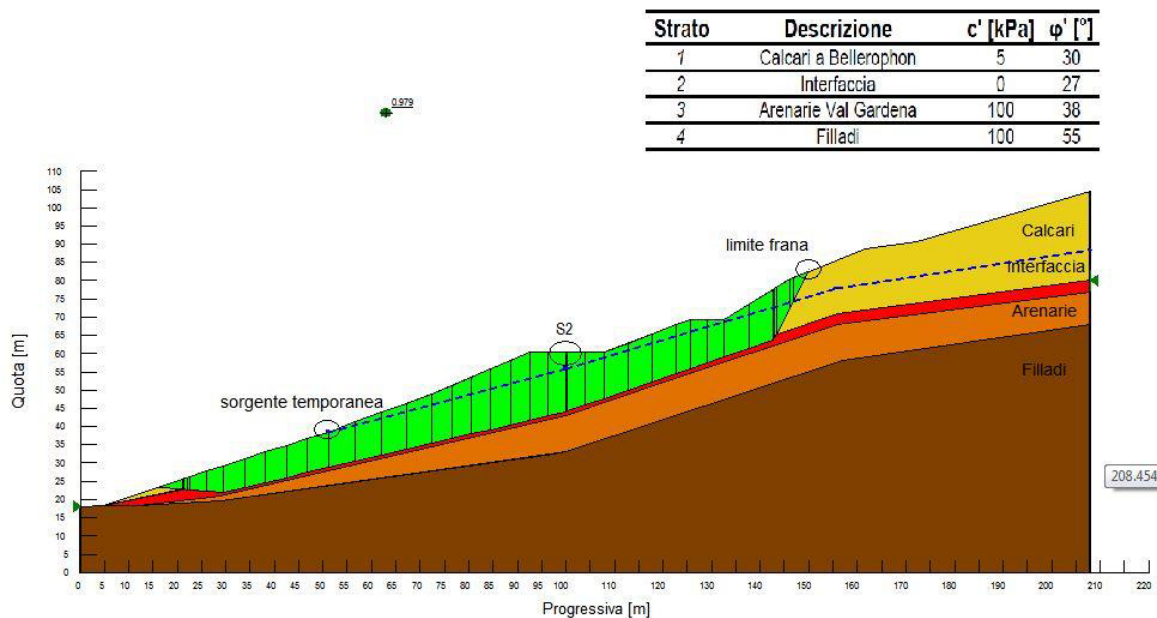


Figura 5.7, Analisi LEM pre-intervento, profondità falda -5 metri

### 5.2.2 Post-intervento

Nell'analisi post-intervento viene considerato il versante a sistemazione avvenuta.

Come nel caso pre-intervento non vengono applicati coefficienti ai parametri dei terreni come permesso in base al metodo osservazionale delle NTC 2008.

L'ancoraggio che intercetta la sezione considerata per le analisi di stabilità all'equilibrio limite è il 12b, che dalle indicazioni fornite in fase d'esecuzione è lungo 42 m ed ha intercettato lo strato compatto quando la sua lunghezza d'infissione era di 24 m.

L'ancoraggio è stato inserito nella simulazione considerando come un "Nail" la cui distribuzione del carico è distribuita in un singolo concio.

Le caratteristiche del rinforzo fornite al programma per la simulazione numerica sono le seguenti:

Figura 5.8, Caratteristiche del rinforzo

Dove:

- "*Bond Diameter*" è il diametro del rinforzo incrementato del 10% ( $140\text{mm} \cdot 1.1 = 154\text{mm}$ );
- "*Bar Capacity*" è la resistenza a rottura del rinforzo, che viene determinata sommando le resistenze degli elementi che la compongono: (barra) 1100 kN + (n° 7 trefoli)  $260\text{ kN} \cdot 7 = 2920\text{ kN}$ ;
- "*Shear Safety*" è la resistenza a taglio delle barre ed è posto pari a 0,1 in favore di sicurezza;
- "*Bond Skin Friction*" è la resistenza a sfilamento del rinforzo ed è ricavato sia mediante grafici che dal calcolo della resistenza a sfilamento con dati dalle prove di pull out sull'ancoraggio III.

Le analisi post-intervento come nel caso precedente sono state eseguite determinando il coefficiente di sicurezza FS secondo il metodo di Bishop e secondo il metodo di Janbu. La posizione della falda è stata considerata posta a quattro profondità differenti in modo di ricreare le diverse situazioni presenti nella realtà, dove la quota della falda cresce in conseguenza d'eventi piovosi intensi.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori del coefficiente di sicurezza FS per le analisi eseguite.

Profondità falda [m]	Bishop	Janbu
-13	1,675	1,65
-10	1,573	1,527
-7	1,442	1,386
-5	1,368	1,301

Tabella 5.3, Analisi LEM post-intervento, valori di  $F$  al variare della profondità della falda

I risultati delle analisi di stabilità post-intervento forniscono valori del coefficiente di sicurezza FS che diminuiscono al crescere della quota di falda ma senza mai entrare nel campo d'instabilità ( $FS < 1$ ).

L'inserimento dell'ancoraggio ha incrementato sensibilmente la stabilità del pendio ed il pendio risulta quindi stabile per ogni profondità della falda considerata.

Vengono di seguito riportate le figure che descrivono i risultati delle analisi di stabilità eseguite con il programma GeoSlope.

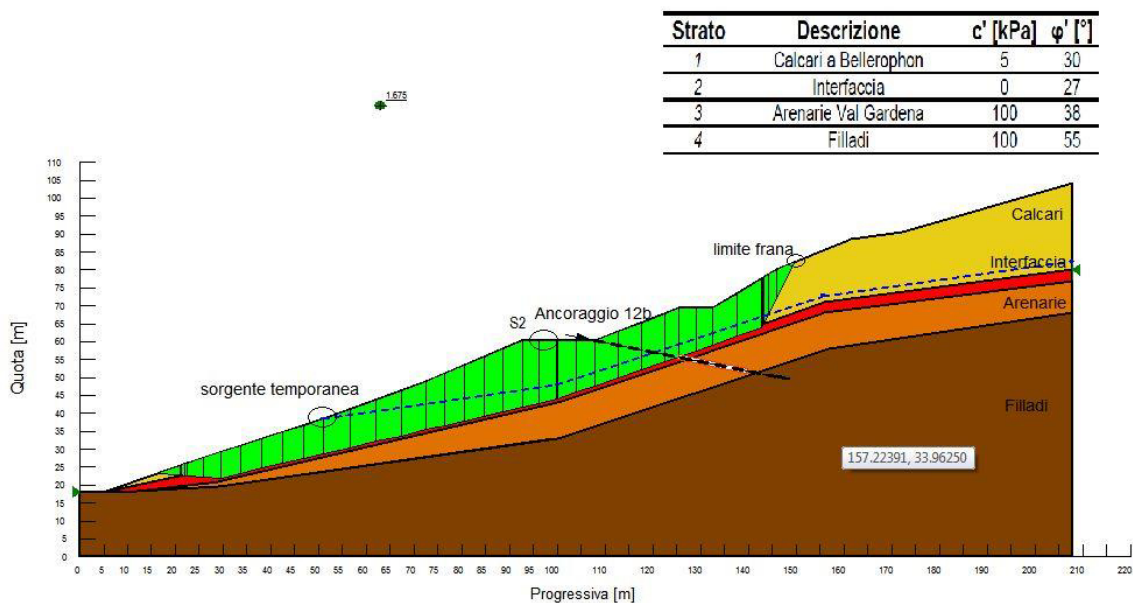


Figura 5.9, Analisi LEM post-intervento, profondità falda -13 metri



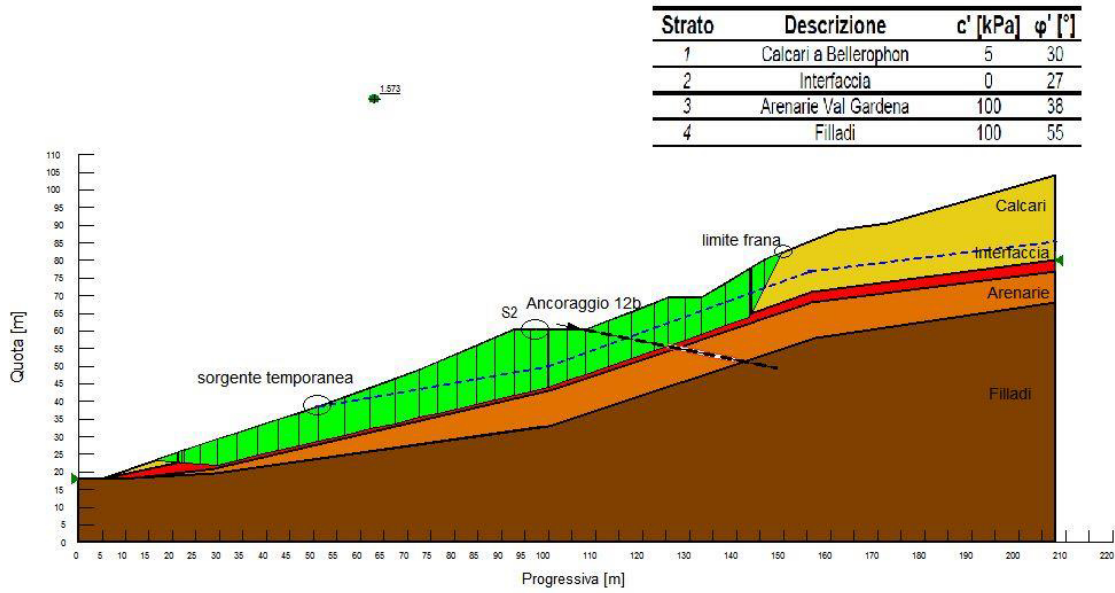


Figura 5.10, Analisi LEM post-intervento, profondità falda -10 metri

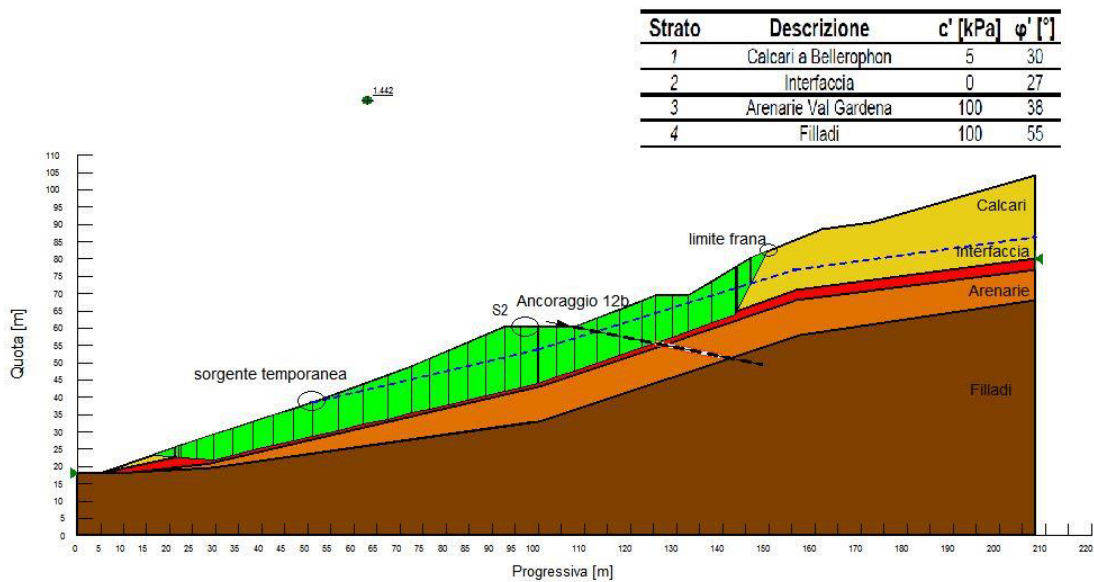


Figura 5.11, Analisi LEM post-intervento, profondità falda -7 metri

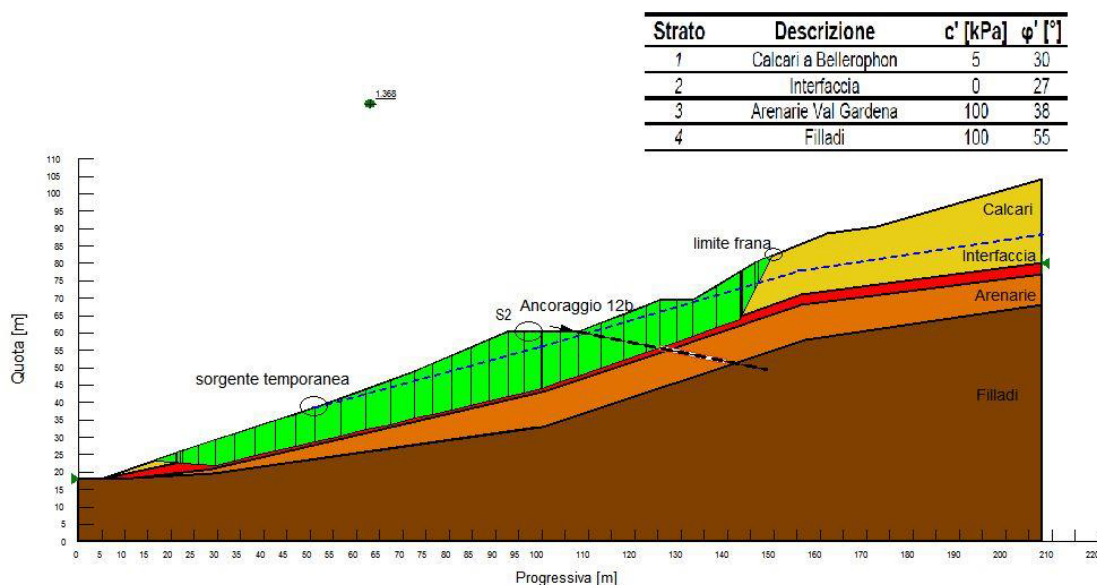


Figura 5.12, Analisi LEM post-intervento, profondità falda -5 metri

### 5.2.3 Considerazioni

L'analisi all'equilibrio limite con GeoSlope, eseguite senza applicare alcun coefficiente ai materiali nei casi pre e post intervento, evidenzia l'influenza della stabilità del pendio dalla profondità della falda.

Profondità falda [m]	Pre-intervento		Post-intervento	
	Bishop	Janbu	Bishop	Janbu
-13	1,199	1,095	1,675	1,65
-10	1,126	1,014	1,573	1,527
-7	1,032	0,919	1,442	1,386
-5	0,979	0,863	1,368	1,301

Tabella 5.4, Valori di FS dell'analisi con GeoSlope

I risultati della simulazione mostrano l'incremento del fattore di sicurezza FS nell'analisi post-intervento, quelle in cui viene considerato il pendio con la presenza dell'ancoraggio. Le verifiche sono soddisfatte sia nei casi affrontati secondo il metodo di Bishop sia secondo il metodo di Janbu. La variazione della quota di falda comporta ancora una differenza di FS ma senza mai incorrere in valori che implicano instabilità del pendio.

### 5.3 Analisi FEM

Le analisi di stabilità agli elementi finiti (FEM) sono state eseguite utilizzando il programma SoilWorks 2013 (V.2.1) MIDAS Information Technology Co., Ltd.

Le simulazioni sono state condotte secondo il metodo SRM (Strength Reduction Method) e il metodo SAM (Stress Analysis Method).

Il metodo SRM permette di approssimare le condizioni limite di stabilità superate le quali il pendio viene considerato in stato critico. Una volta definite le proprietà del sistema, il metodo si basa sulla medesima verifica di stabilità, dove la determinazione del coefficiente di sicurezza  $F$  avviene attraverso una serie di iterazioni in cui vengono ridotti i singoli parametri di resistenza del materiale ( $\phi$  e  $c$ ) fino a raggiungere le condizioni di collasso. Il valore di sicurezza viene poi espresso come rapporto tra la parametrizzazione geotecnica iniziale e quelli ridotti che hanno comportato il collasso.

Il metodo SAM utilizza un'analisi agli elementi finiti per determinare lo stato di sollecitazioni, poi i risultati delle analisi di stress vengono utilizzati per calcolare i fattori di sicurezza per un numero di superfici di scorrimento potenziali assunte in base al metodo dell'equilibrio limite.

La mesh è stata definita utilizzando sia elementi quadrati che triangolari ed i vincoli sono stati definiti su tutto il contorno, come visibile dalla figura.

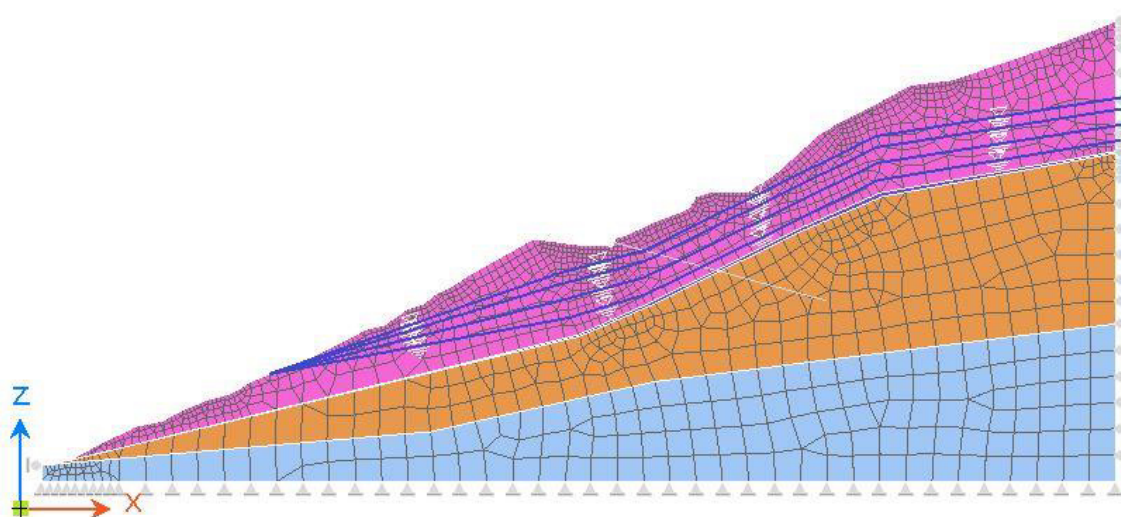


Figura 5.13, Modello analisi SRM con Midas SoilWorks

### 5.3.1 Analisi SRM, pre-intervento

Nell'analisi pre-intervento, come col metodo dell'equilibrio limite, viene considerato il pendio in stato precedente alla realizzazione delle opere e vengono considerate quattro quote differenti per la falda.

I valori del fattore di sicurezza evidenziano come l'instabilità incorre nei casi con profondità di falda minore, a differenza delle analisi con GeoSlope solamente il caso con la quota di falda più bassa può essere considerato stabile.

Profondità falda [m]	FS
-13	1,225
-10	1,000
-7	0,900
-5	0,850

Tabella 5.5, Valori FS per analisi SRM pre-intervento

Le figure degli spostamenti e delle deformazioni sul piano evidenziano e confermano l'ipotesi in cui la superficie di scorrimento sia da considerarsi nella zona di transizione tra la formazione a Bellerophon e quella delle arenarie di Val Gardena.

Si riporta di seguito il report delle prove.

#### 5.3.1.1 Soil Properties

Ai materiali non vengono applicati coefficienti come permesso in base al metodo osservazionale delle NTC 2008.

Section	Wet unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle ([deg])	Modulus of elasticity (kN/m <sup>2</sup> )	Poisson's ratio
Filladi	20.00	21.00	100.0	55.00	20000000	0.3
Arenarie	20.00	21.00	100.0	38.00	20000000	0.3
Interfaccia	20.00	21.00	-	27.00	20000000	0.3
Calcari	18.00	19.00	5.0	30.00	20000000	0.3

Tabella 5.6, Proprietà dei terreni per analisi pre-intervento con Midas SoilWorks

5.3.1.2 Analysis Results

Nella tabella seguente viene valutato il valore del fattore di sicurezza FS al variare della profondità di falda. Il pendio non è stabile nei casi in cui la profondità è pari a -7 m e -5 m.

Pre - 13 m			Pre - 10 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.225	<b>OK</b>	Analysis safety factor	1.000	<b>OK</b>
Pre - 7 m			Pre - 5 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	0.950	<b>NG</b>	Analysis safety factor	0.850	<b>NG</b>

Tabella 5.7, Valori del fattore di sicurezza pre-intervento al variare della profondità di falda

5.3.1.3 Analysis Output

I diagrammi degli spostamenti, delle tensioni e delle deformazioni confermano la localizzazione della superficie di scorrimento nella zona di transizione tra calcari ed arenarie.

Output Pre-intervento con falda a -13 metri:

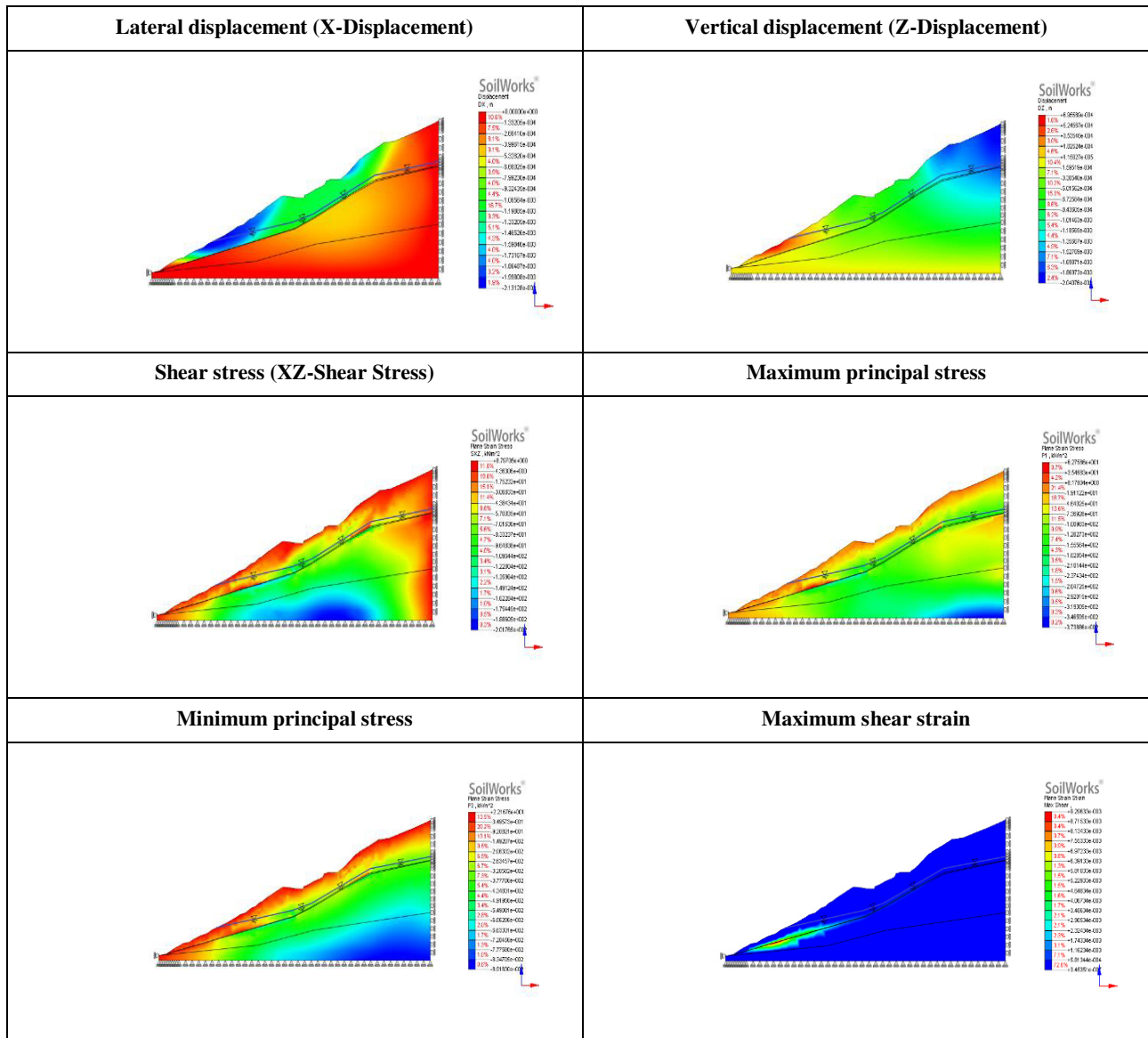


Tabella 5.8, Output pre-intervento con profondità di falda a -13 metri



Nel diagramma “Maximum Shear Strain” viene evidenziato come l’area a valle del pendio sia la più sollecitata.

Output Pre-intervento con falda a -10 metri:

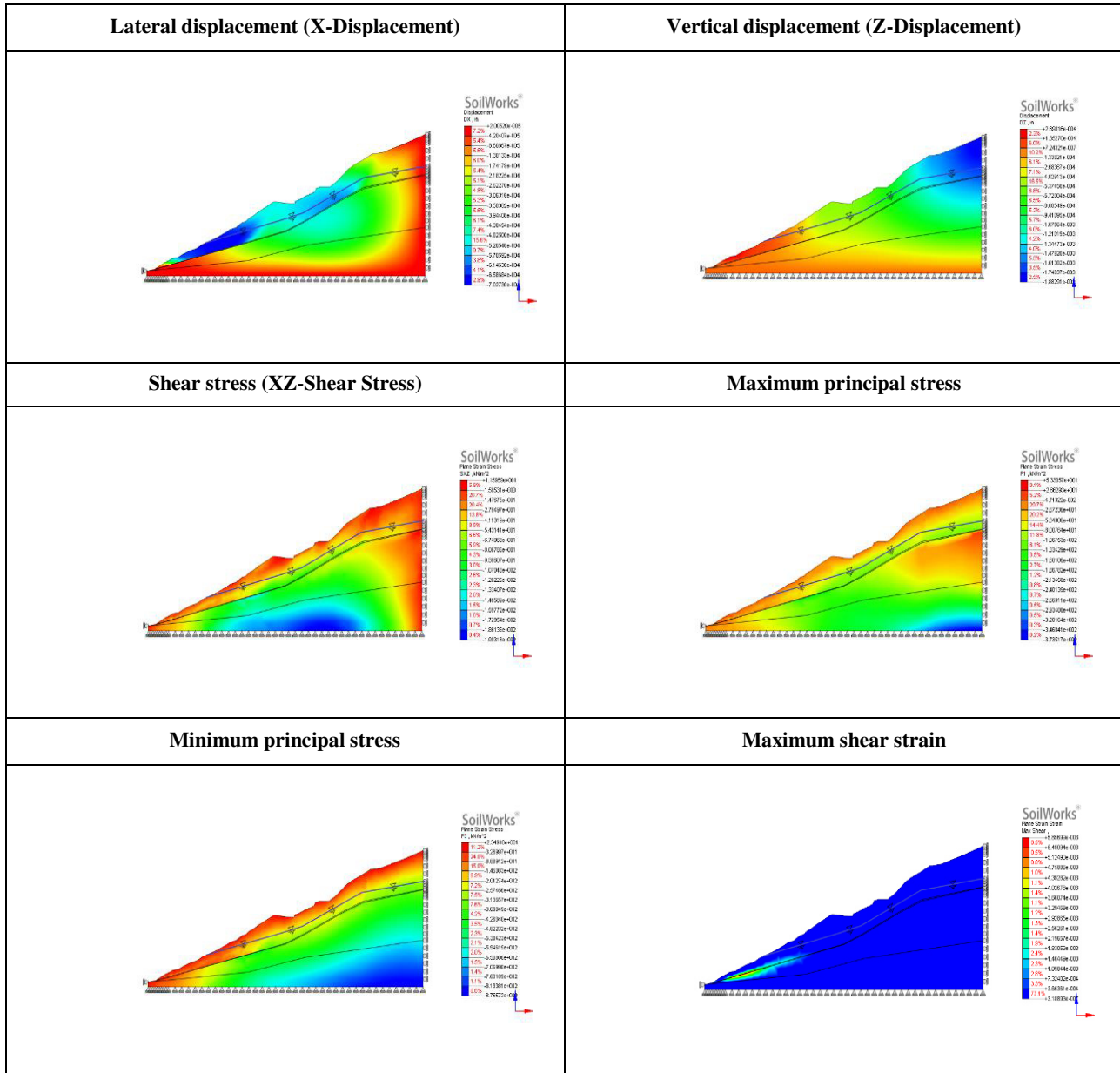


Tabella 5.9, Output pre-intervento con profondità di falda a -10 metri

Per profondità di falda minori di – 7 metri il valore del fattore di sicurezza FS<1, il pendio è quindi considerato instabile.

Output Pre-intervento con falda a -7 metri:

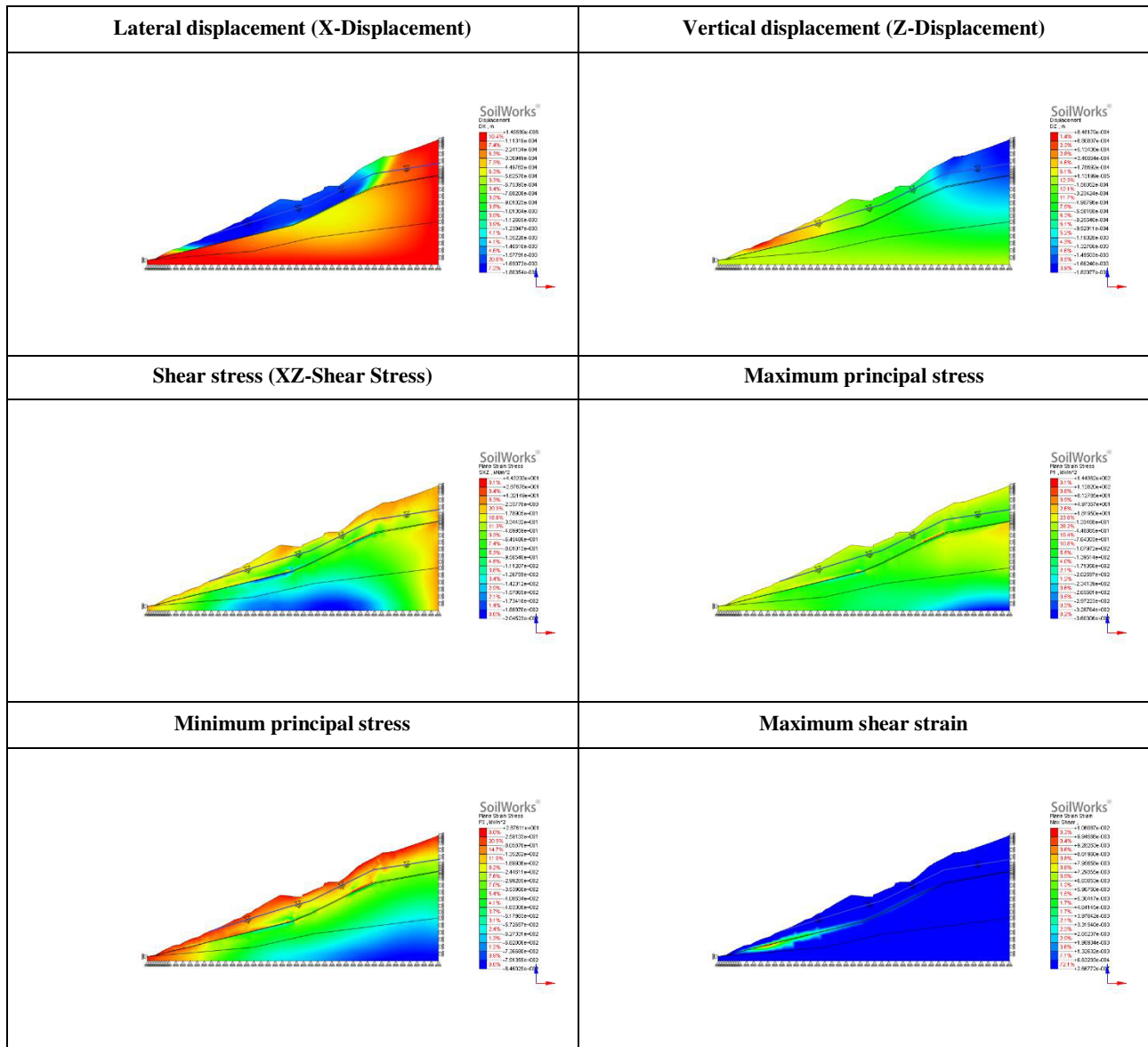


Tabella 5.10, Output pre-intervento con profondità di falda a -7 metri

Il caso con la falda a -5 metri è il più gravoso, dai diagrammi degli spostamenti si vede come tutto lo strato calcareo viene mobilitato dal dissesto.

Output Pre-intervento con falda a -5 metri:

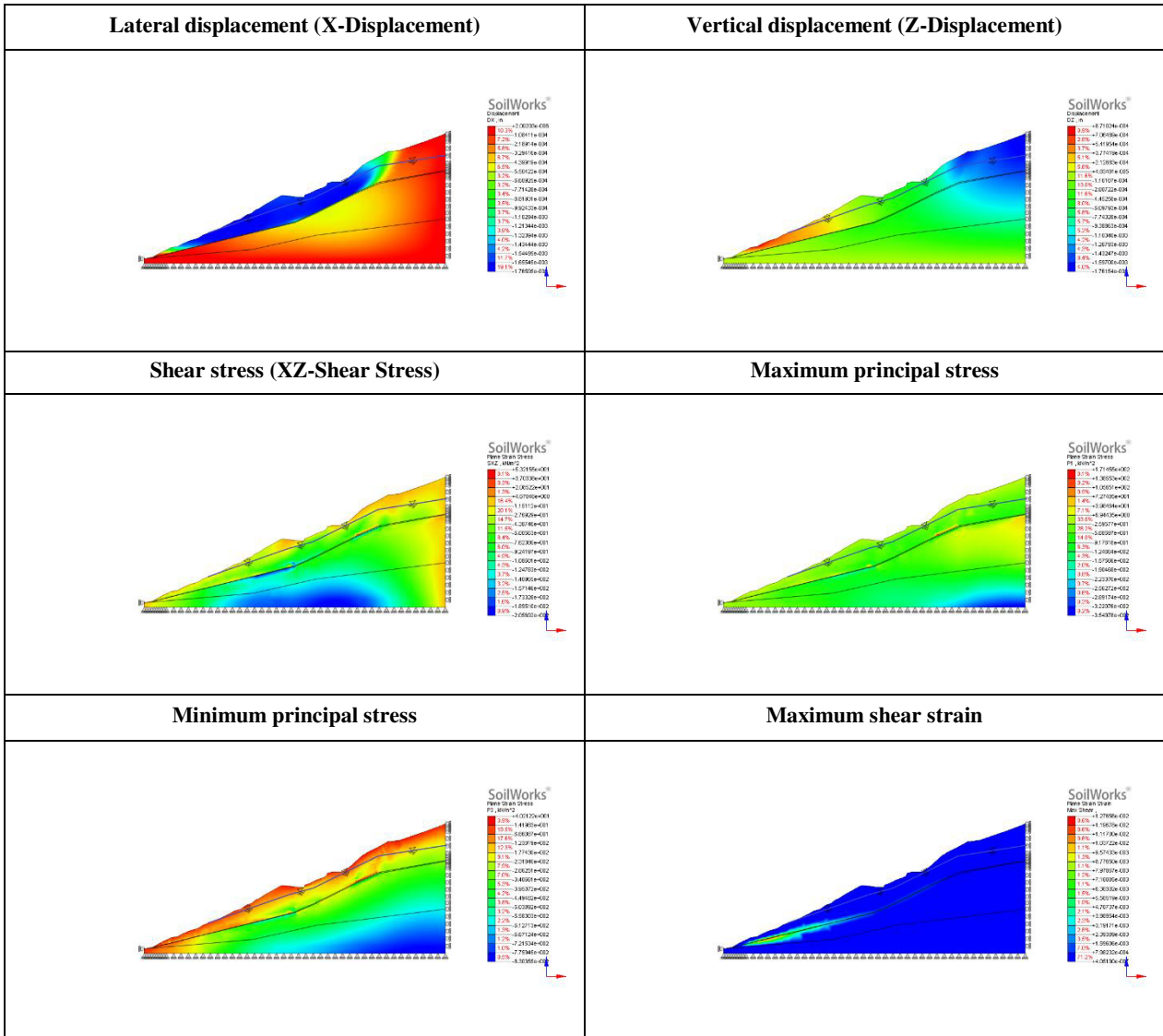


Tabella 5.11, Output pre-intervento con profondità di falda a -5 metri

### 5.3.2 Analisi SRM, post-intervento

Le analisi post-intervento considerano la stessa sezione del versante con l'inserimento dell'ancoraggio 12b, che risulta essere lungo 42 metri.

Per realizzare l'ancoraggio è stato usato un elemento "Embedded Truss" che riproduce adeguatamente il comportamento degli ancoraggi passivi. E' stato considerato un diametro di 0,154 m derivante dal fatto che il bit di perforazione usato era di 140 mm a cui è stato applicato un coefficiente pari a 1,1 per considerare le irregolarità della sezione.

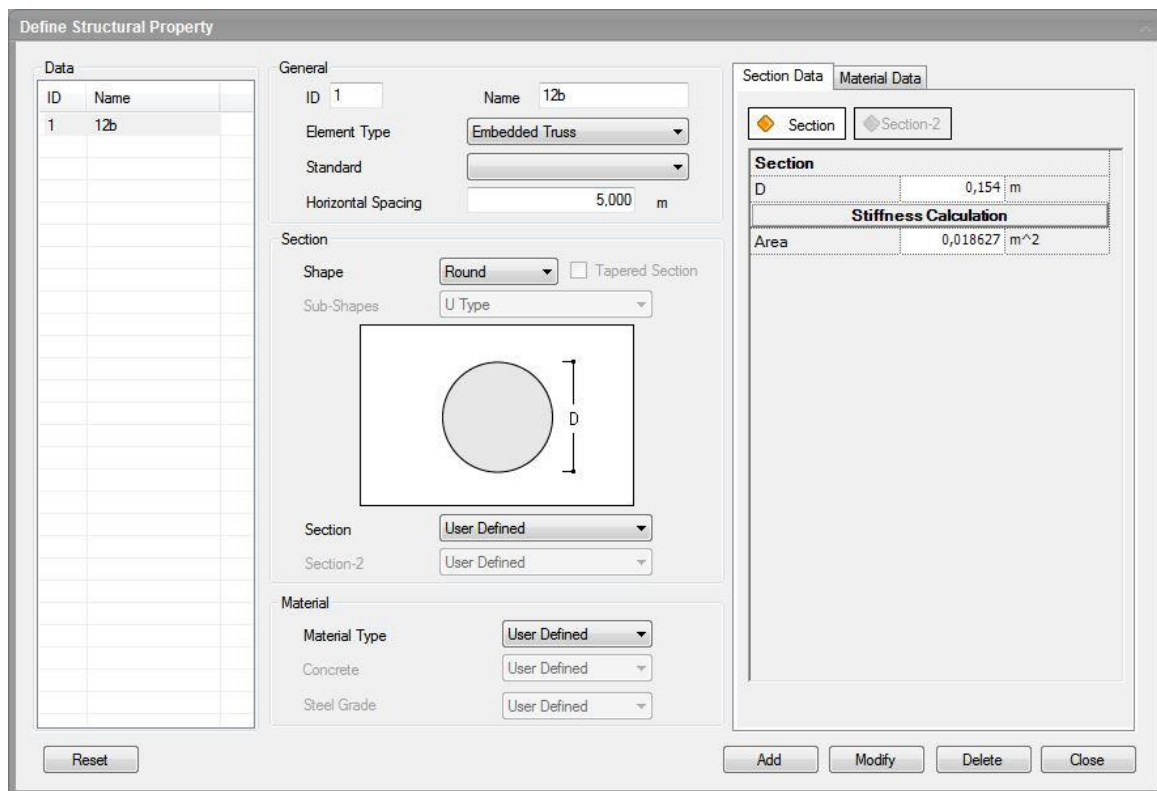


Figura 5.14, Valori geometrici assegnati all'ancoraggio per la simulazione con Midas SoilWorks

Il programma SoilWorks richiede inoltre che vengano assegnate le proprietà del materiale dell'ancoraggio e le forze di progetto ammissibili; considerando che gli ancoraggi utilizzati sono compositi e la sezione tipo è la seguente:

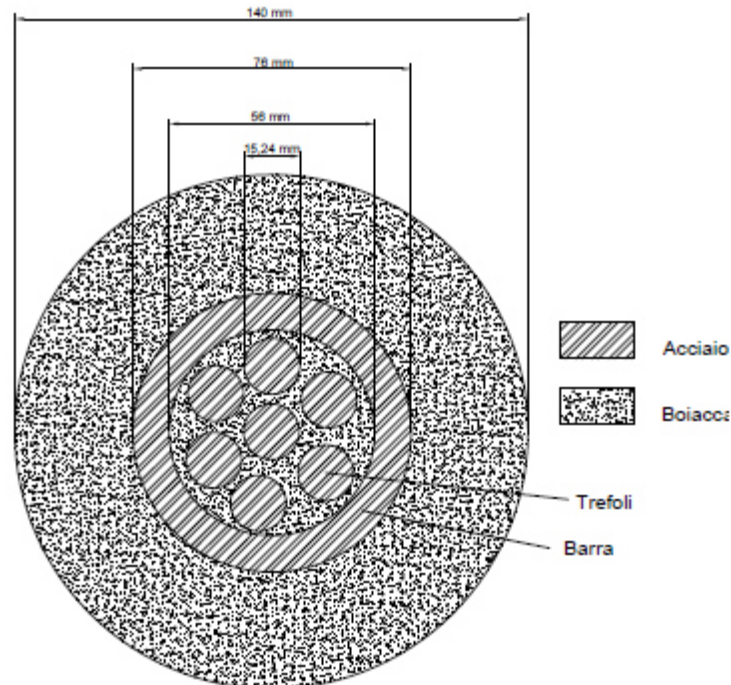


Figura 5.15, Sezione ancoraggio composito

I valori sono stati in questo modo assegnati:

- “*Modulus of Elasticity*”, determinato come modulo d’elasticità equivalente

$$E_{eq}A_{tot} = (E_s A_s) + (E_c A_c)$$

a partire dai diametri della sezione tipo e con modulo per gli elementi in acciaio pari a  $E_s=210$  GPa e per la boiaccia  $E_c=30$  GPa;

- “*Poisson’s Ratio*” assunto pari a 0,3;
- “*Unit Weight*”, determinato come media pesata degli elementi che compongono l’ancoraggio assegnando per l’acciaio  $W_s=77$  kN/m<sup>3</sup> e per la boiaccia  $W_c=24$  kN/m<sup>3</sup>;

Nell’assegnazione delle forze si è considerato che il valore della capacità di resistenza del sistema barra trefoli determinato durante la realizzazione della simulazione con GeoSlope era pari a 2920 kN, dato che l’ancoraggio in sezione è il medesimo sono stati assegnati i seguenti valori:

- “*Allowable Compression*”, pari al valore della forza di resistenza della barra (2920 kN) distribuiti sulla sezione dell’ancoraggio, considerando il diametro (140 mm) incrementato del 10%;

- “Allowable Tension Stress” assunto pari a Allowable Compression;
- “Allowable Shear”, assunto pari al 10% del Allowable Compression.

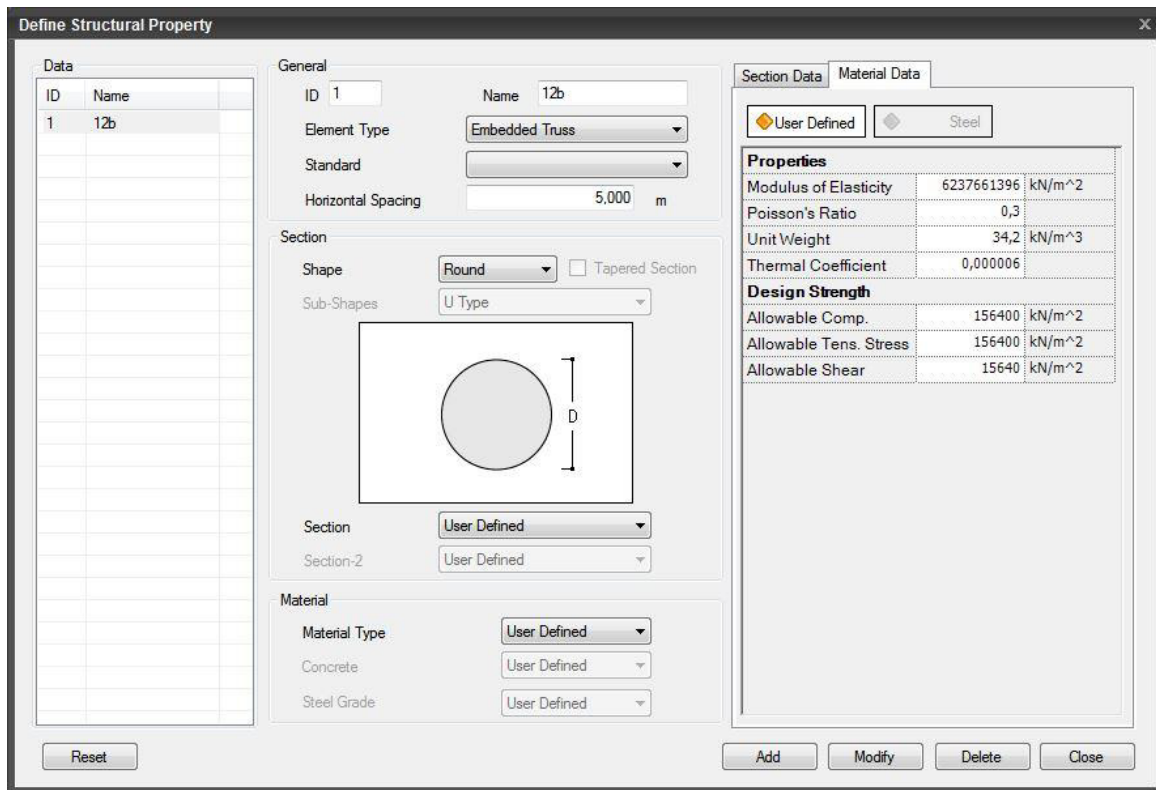


Figura 5.16, Caratteristiche del materiale e resistenze assegnate all'ancoraggio per la simulazione con Midas SoilWorks

L'inserimento dell'ancoraggio determina l'aumento dei coefficienti di sicurezza FS ma il pendio risulta ancora instabile nei casi di falda più profonda.

Profondità falda [m]	FS
-13	1,225
-10	1,100
-7	0,988
-5	0,900

Tabella 5.12, Valori FS per analisi SRM post-intervento

### 5.3.2.1 Soil Properties

Nella simulazione non sono stati applicati coefficienti ai materiali in base al metodo osservazionale presente nelle NTC 2008.



Section	Wet unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle (deg)	Modulus of elasticity (kN/m <sup>2</sup> )	Poisson's ratio
Filladi	20.00	21.00	100.0	55.00	20000000	0.3
Arenarie	20.00	21.00	100.0	38.00	20000000	0.3
Interfaccia	20.00	21.00	-	27.00	20000000	0.3
Calcari	18.00	19.00	5.0	30.00	20000000	0.3

Tabella 5.13, Proprietà dei terreni per analisi post-intervento con Midas SoilWorks

### 5.3.2.2 Analysis Results

I valori del fattore di sicurezza FS nei casi post-intervento risultano maggiori rispetto ai casi pre-intervento per la presenza dell'ancoraggio. Nonostante l'incremento nei casi di falda meno profonda si incorre nell'instabilità del pendio.

Post - 13 m			Post - 10 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.225	<b>OK</b>	Analysis safety factor	1.100	<b>OK</b>
Post - 7 m			Post - 5 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	0.988	<b>NG</b>	Analysis safety factor	0.900	<b>NG</b>

Tabella 5.14, Valori del fattore di sicurezza post-intervento al variare della profondità di falda

5.3.2.3 Analysis Output

I diagrammi dei risultati post-intervento mostrano come l'inserimento dell'ancoraggio in corpo di frana sgravi la zona a monte del pendio.

Output Post-intervento con falda a -13 metri:

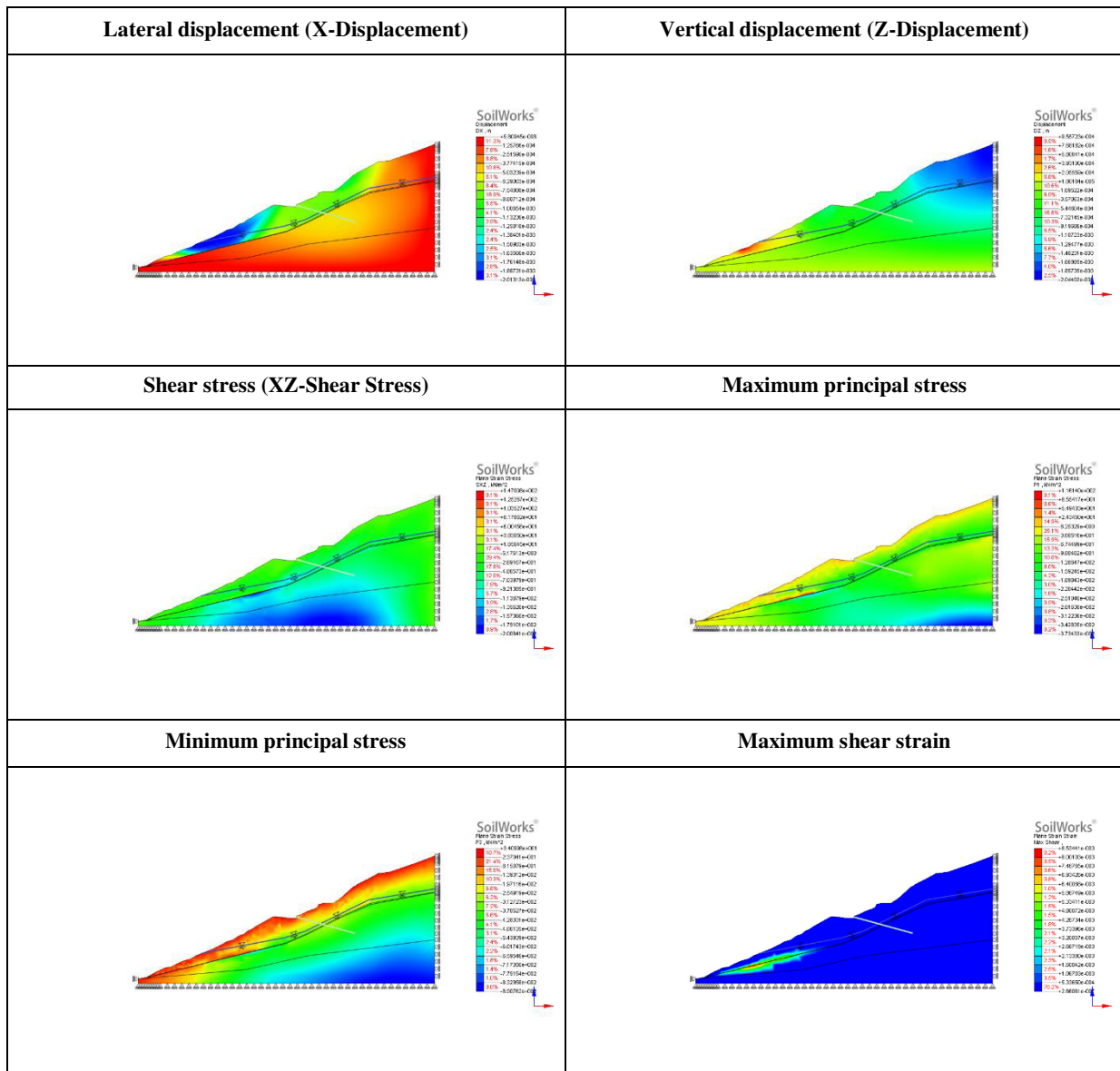


Tabella 5.15, Output post-intervento con profondità di falda a -13 metri

La zona a valle è la zona maggiormente sollecitata, come era anche nelle condizioni pre-intervento.

Output Post-intervento con falda a -10 metri:

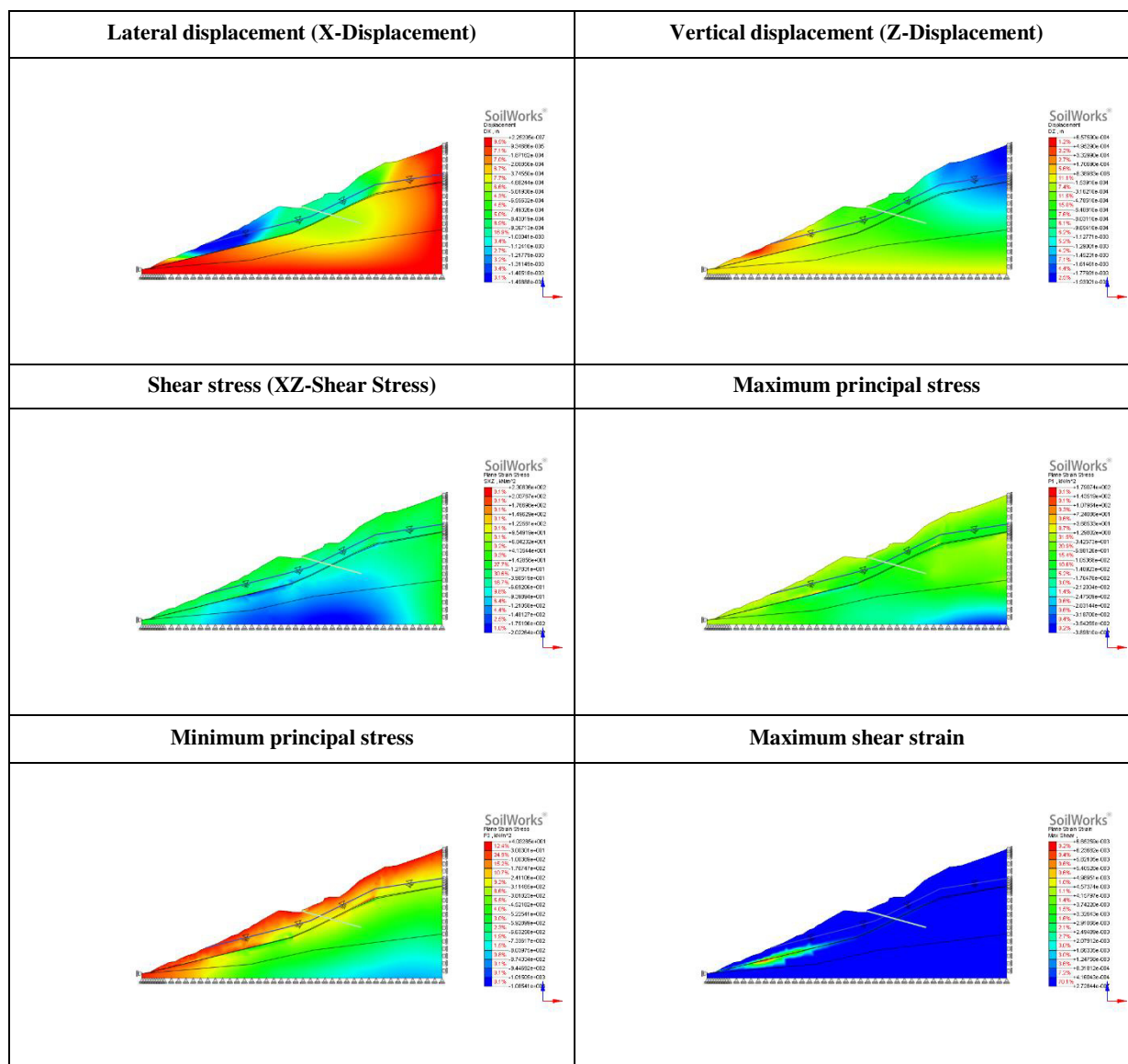


Tabella 5.16, Output post-intervento con profondità di falda a -10 metri

Per profondità della falda inferiori ai -7 metri il pendio rimane leggermente instabile anche in condizioni post-intervento.

Output Post-intervento con falda a -7 metri:

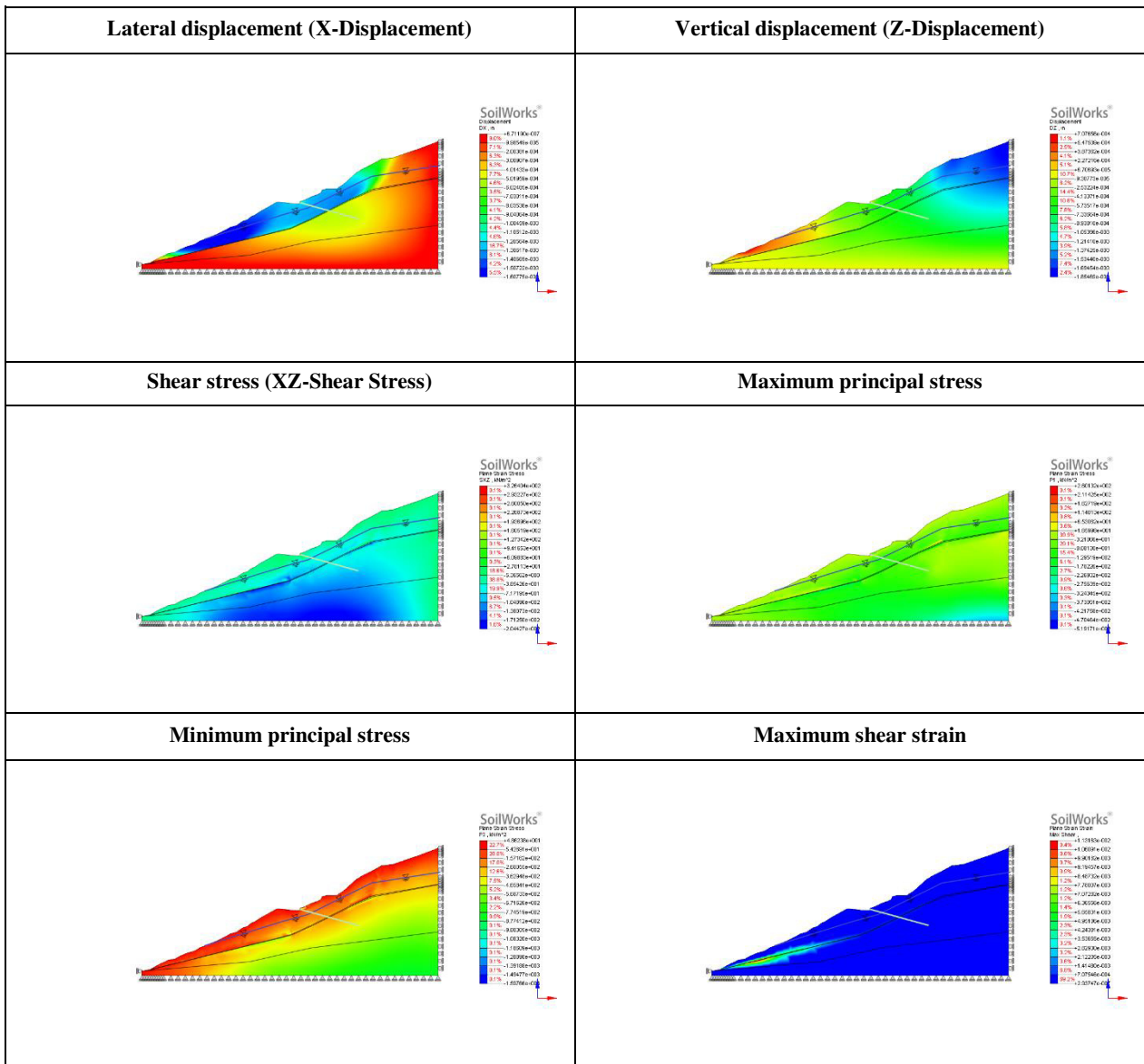


Tabella 5.17, Output post-intervento con profondità di falda a -7 metri

In condizioni più gravose, profondità della falda a - 5 metri il valore del fattore di sicurezza FS=0,900.

Output Post-intervento con falda a -5 metri:

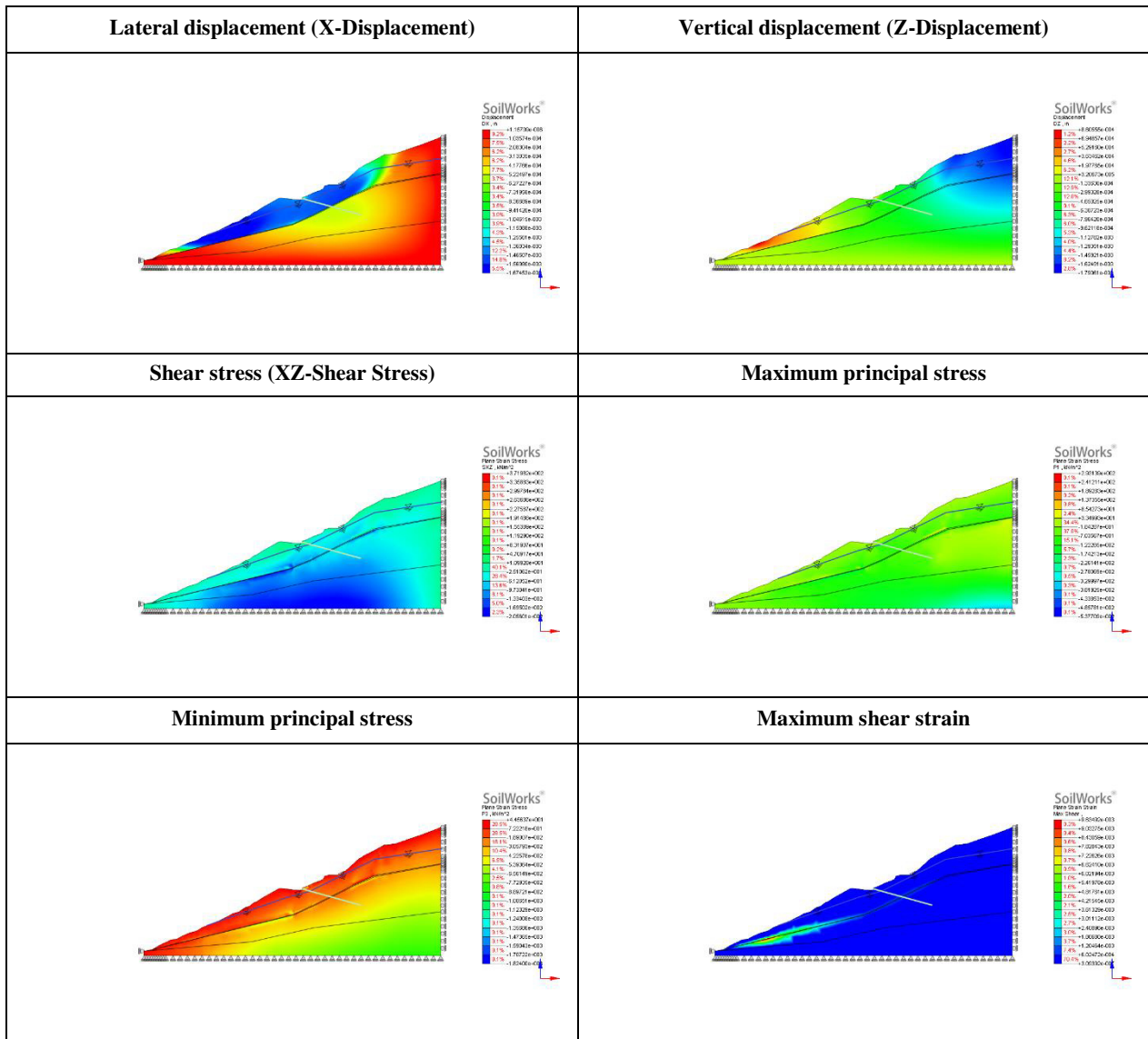


Tabella 5.18, Output post-intervento con profondità di falda a -5 metri

### 5.3.3 Analisi SAM pre-intervento

Nelle simulazioni secondo il metodo SAM si è utilizzato il pendio definito come nelle analisi SRM, utilizzando la stessa mesh per quanto riguarda la determinazione delle sollecitazioni. L'analisi SAM richiede la definizione di una superficie di scorrimento ipotetica per determinare i valori del fattore di sicurezza. Nel caso in esame sono stati definiti due possibili casi di superfici di scorrimento, entrambi attraverso una struttura che determina una griglia per i centri di rotazione e delle possibili linee di tangenza della arco che delinea la superficie di rottura (denominate Arc 1 e Arc 2).

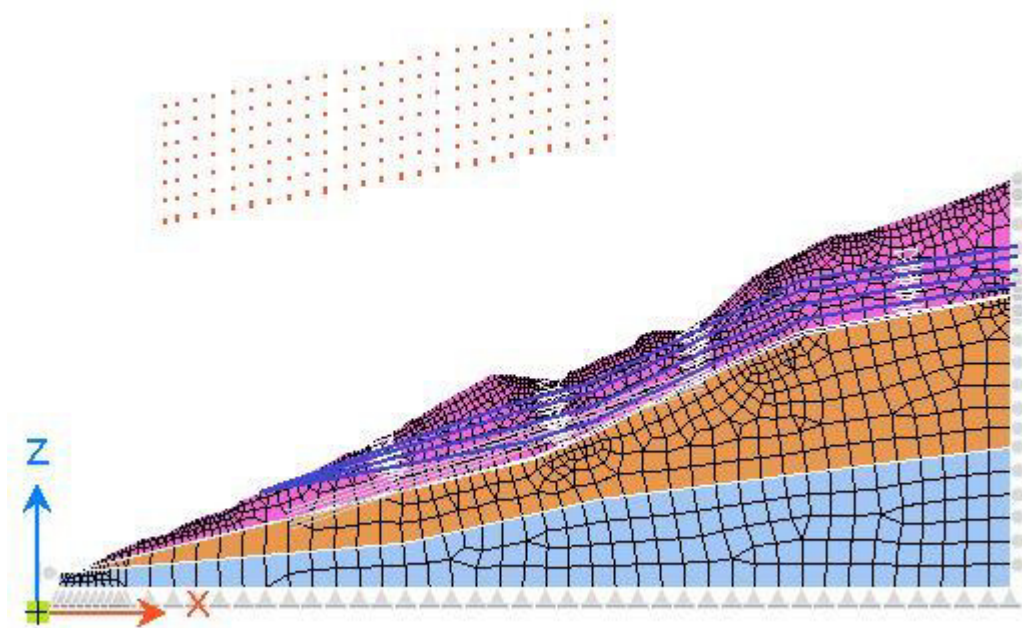


Figura 5.17, Analisi SAM pre-intervento - mesh e griglia per superficie di scorrimento Arc 1



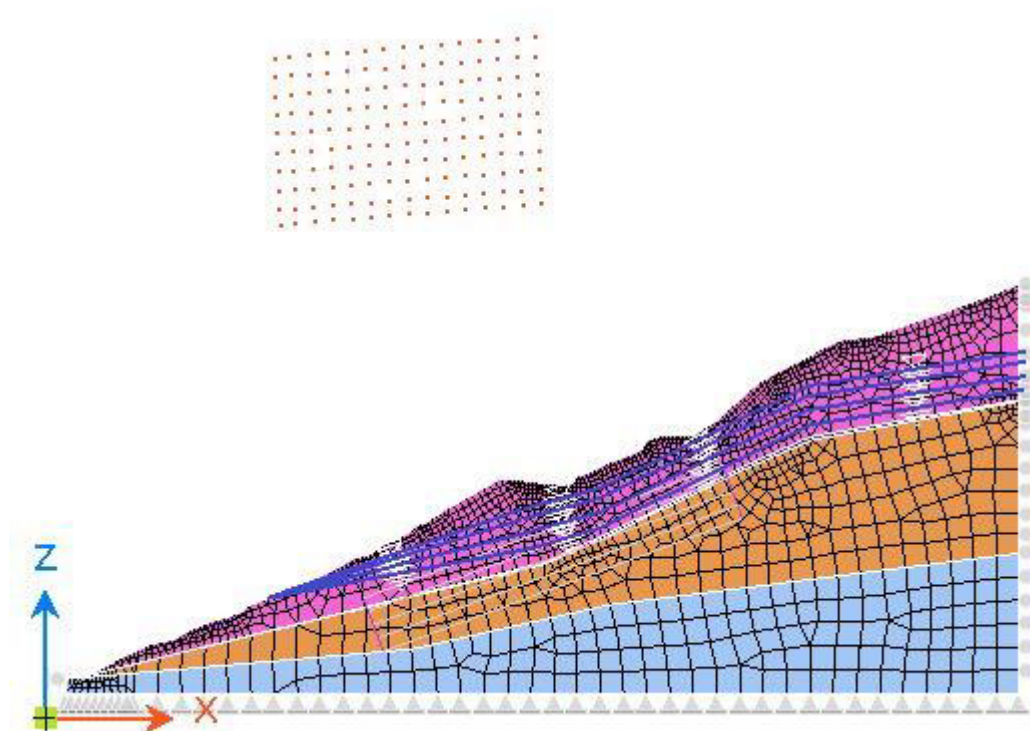


Figura 5.18, Analisi SAM pre-intervento - mesh e griglia per superficie di scorrimento Arc 2

Le simulazioni sono state eseguite per tutte e quattro le ipotesi di profondità di falda.

### 5.3.3.1 Soil Properties

Le analisi sono state eseguite senza applicare coefficienti ai materiali in base a quanto previsto dal metodo osservazionale delle NTC 2008.

Section	Wet unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle ([deg])	Modulus of elasticity (kN/m <sup>2</sup> )	Poisson's ratio
Filladi	20.00	21.00	100.0	55.00	20000000	0.3
Arenarie	20.00	21.00	100.0	38.00	20000000	0.3
Interfaccia	20.00	21.00	-	27.00	20000000	0.3
Calcari	18.00	19.00	5.0	30.00	20000000	0.3

Figura 5.19, Proprietà dei terreni per analisi pre-intervento con Midas SoilWorks



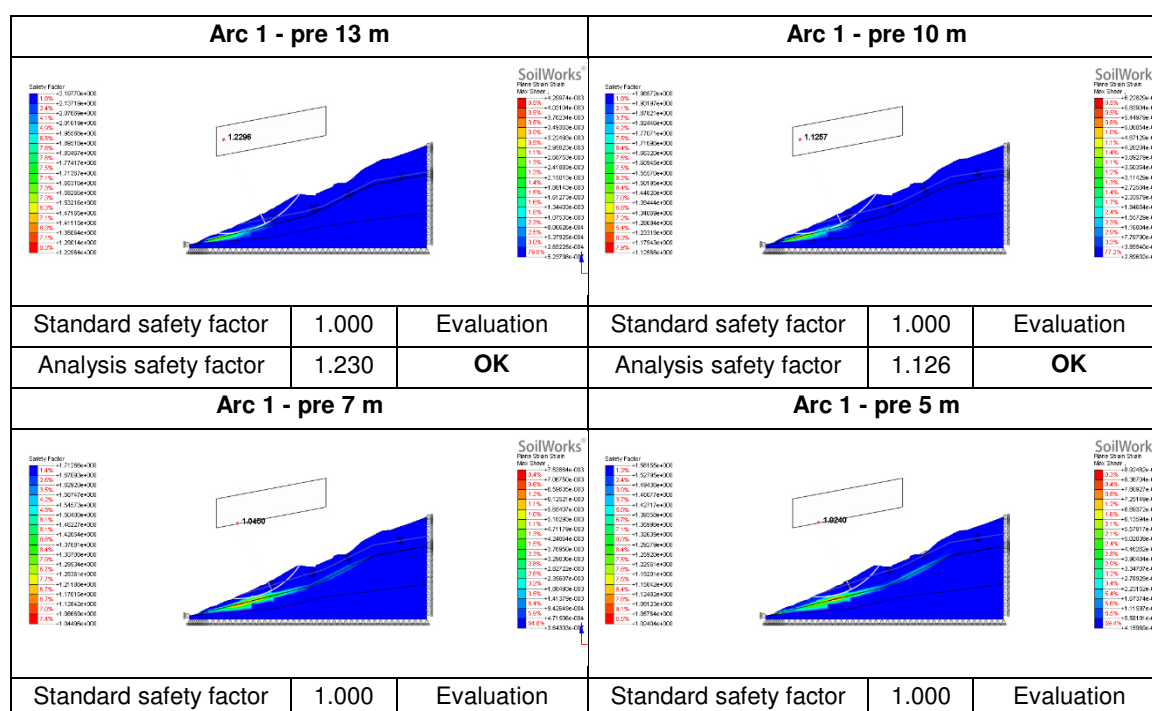
### 5.3.3.2 Analysis Results

Le analisi eseguite secondo il metodo SAM in condizioni pre-intervento evidenziano come la zona a valle del versante sia quella più sollecitata.

	Arc 1	Arc 2
<b>Profondità falda [m]</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
-13	1,230	1,421
-10	1,126	1,289
-7	1,045	1,158
-5	1,024	1,049

Tabella 5.19, Valori di FS per analisi SAM pre-intervento

I valori del fattore di sicurezza non identificano la superficie reale della zona mobilitata ma sono relativi alla zona critica di valle.



Analysis safety factor	1.045	OK	Analysis safety factor	1.024	OK
<b>Arc 2 - pre 13 m</b>			<b>Arc 2 - pre 10 m</b>		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.421	OK	Analysis safety factor	1.289	OK
<b>Arc 2 - pre 7 m</b>			<b>Arc 2 - pre 5 m</b>		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.158	OK	Analysis safety factor	1.049	OK

Tabella 5.20, Valori del fattore di sicurezza pre-intervento al variare della profondità di falda

5.3.3.3 Analysis Output

I diagrammi delle sollecitazioni sono i medesimi sia per l'analisi con Arc 1 che con Arc 2, in quanto vengono calcolati secondo un metodo agli elementi finiti e la definizione della mesh è la stessa.

Output Pre-intervento con falda a -13 metri:

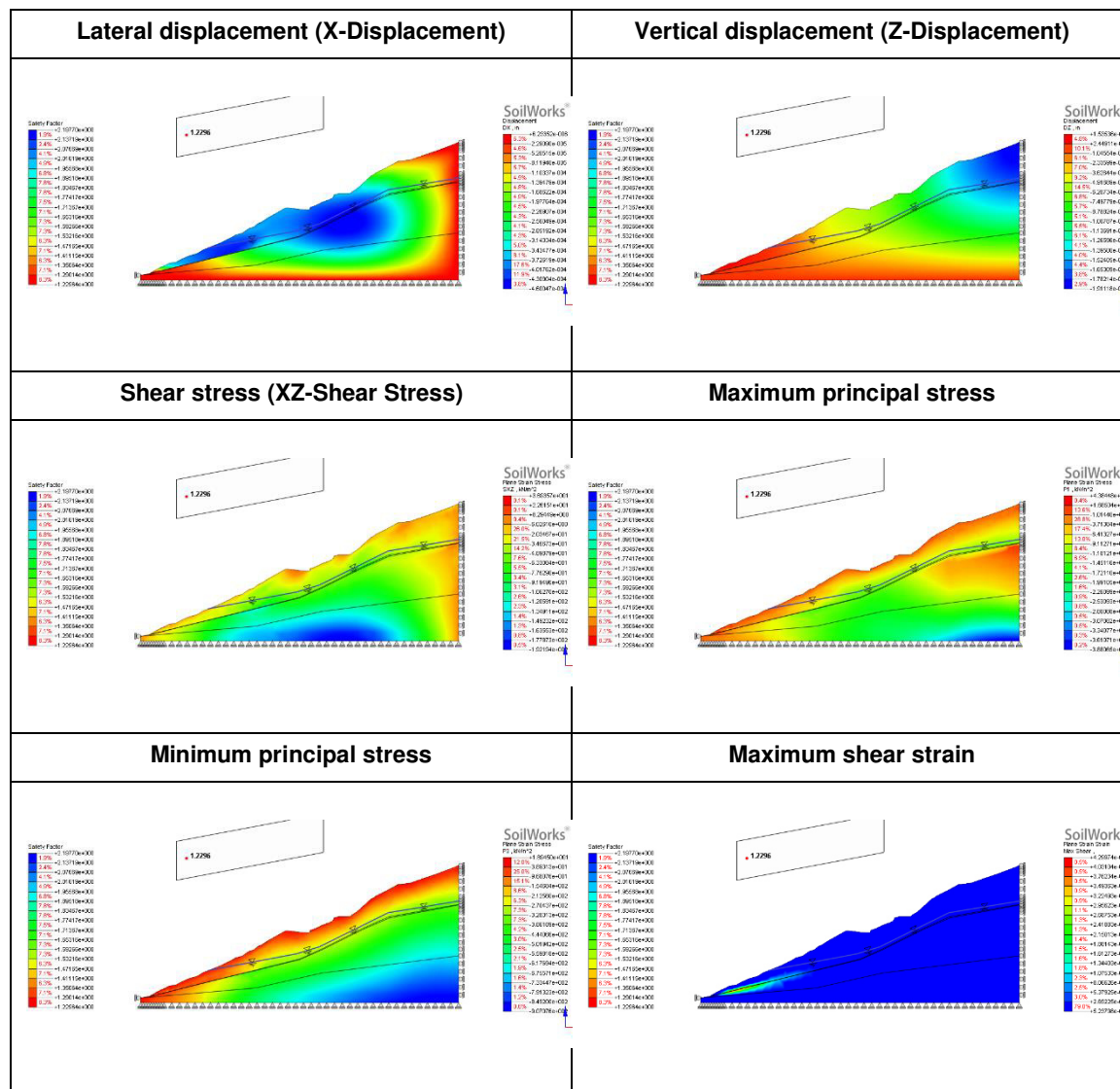


Tabella 5.21, Output pre-intervento con profondità di falda a -13 metri

I risultati evidenziano la zona di valle come la più critica.

Output Pre-intervento con falda a -10 metri:

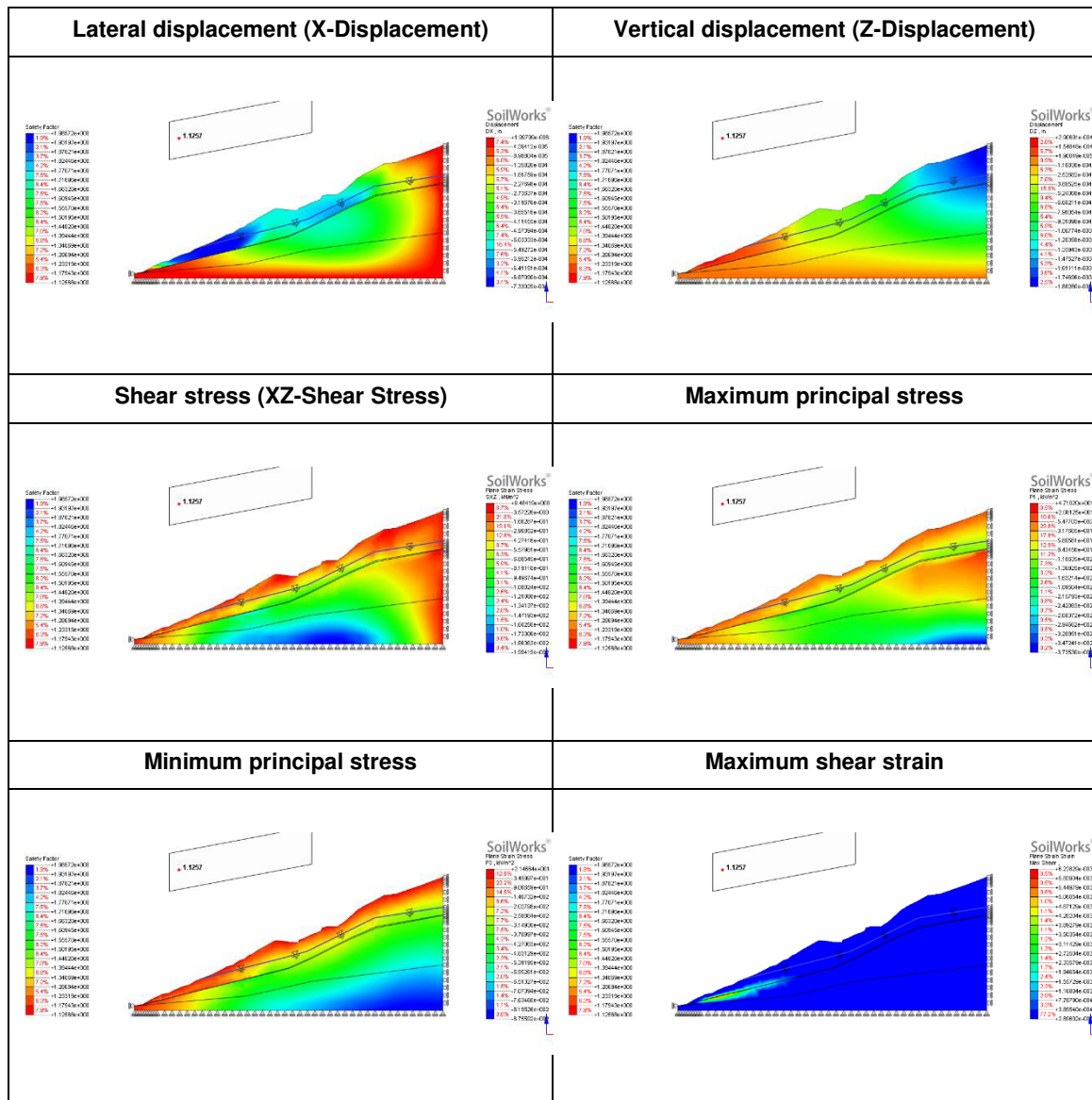


Tabella 5.22, Output pre-intervento con profondità di falda a -10 metri

Alle minori profondità si osserva come gli spostamenti non sono più localizzati nelle zone di valle ma interessano tutto lo strato calcareo.

Output Pre-intervento con falda a -7 metri:

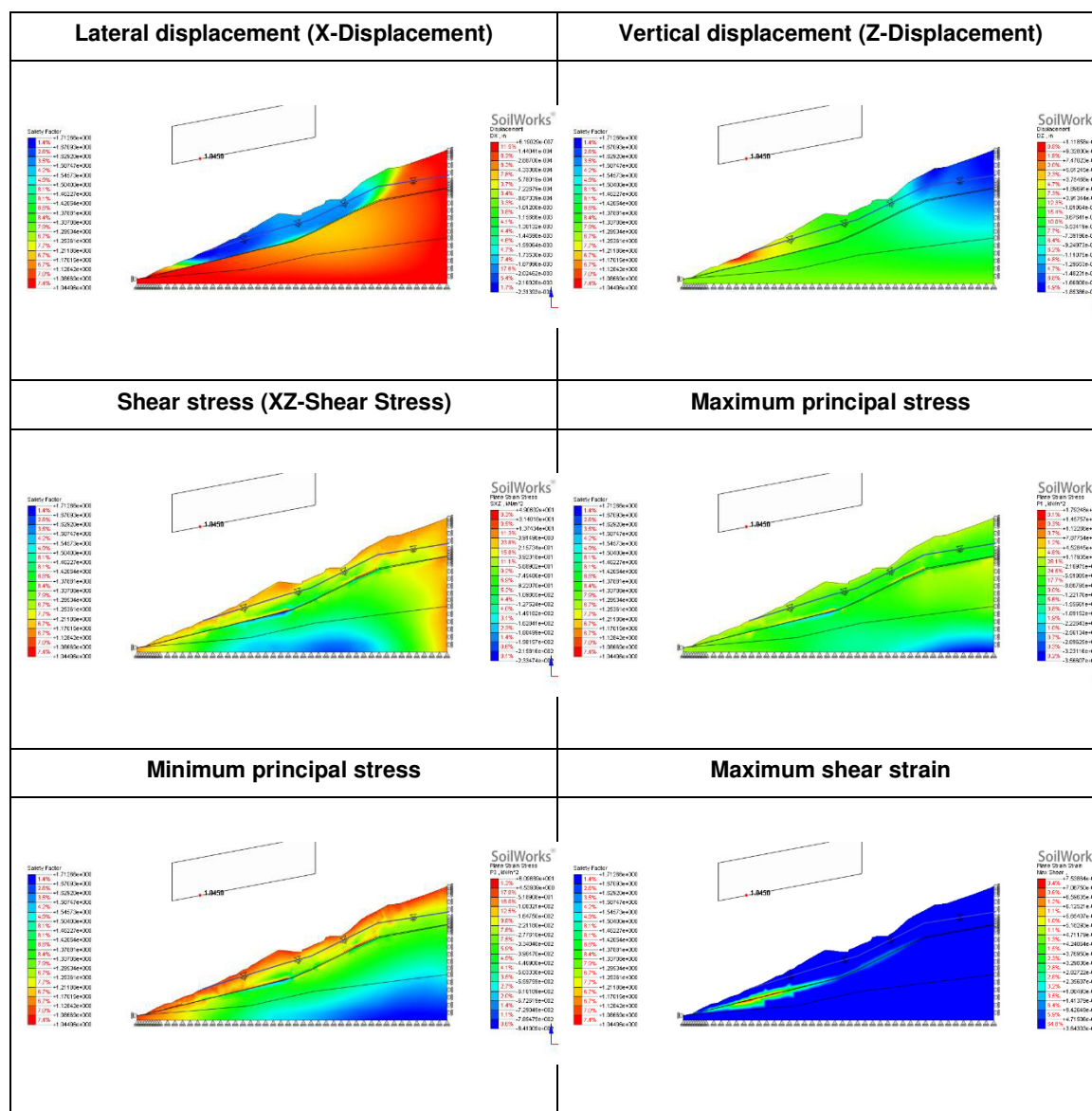


Tabella 5.23, Output pre-intervento con profondità di falda a -7 metri

Nella condizione di falda più gravosa risulta evidenziata la superficie di scorrimento, che è localizzata nella zona di transizione tra calcari ed arenarie.

Output Pre-intervento con falda a -5 metri:

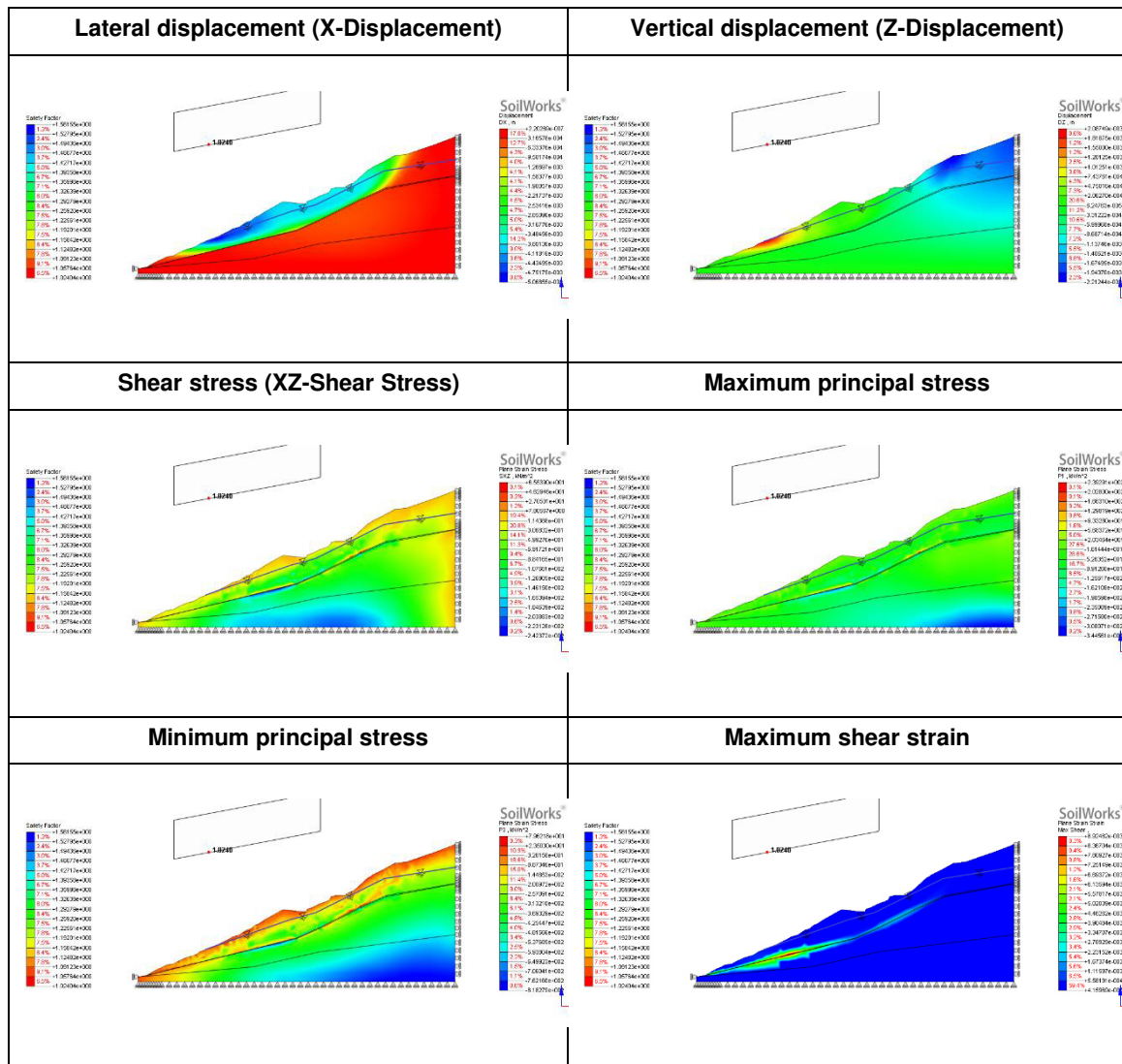


Tabella 5.24, Output pre-intervento con profondità di falda a -5 metri



#### 5.3.3.4 Soil Properties

Le analisi sono state eseguite senza applicare coefficienti ai materiali in base a quanto previsto dal metodo osservazionale delle NTC 2008.

Section	Wet unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle ([deg])	Modulus of elasticity (kN/m <sup>2</sup> )	Poisson's ratio
Filladi	20.00	21.00	100.0	55.00	20000000	0.3
Arenarie	20.00	21.00	100.0	38.00	20000000	0.3
Interfaccia	20.00	21.00	-	27.00	20000000	0.3
Calcari	18.00	19.00	5.0	30.00	20000000	0.3

*Figura 5.20, Proprietà dei terreni per analisi pre-intervento con Midas SoilWorks*

#### 5.3.4 *Analisi SAM post-intervento*

La simulazione post-intervento con analisi secondo il metodo SAM considera il pendio con l'inserimento dell'ancoraggio con le medesime caratteristiche definite nell'analisi SRM post-intervento.

La mesh è stata costruita allo stesso modo delle verifiche pre-intervento SAM e per la ricerca delle superfici di scorrimento sono state considerate anche in questo caso Arc 1 e Arc 2.

Le simulazioni sono state eseguite per tutte e quattro le ipotesi di profondità di falda.

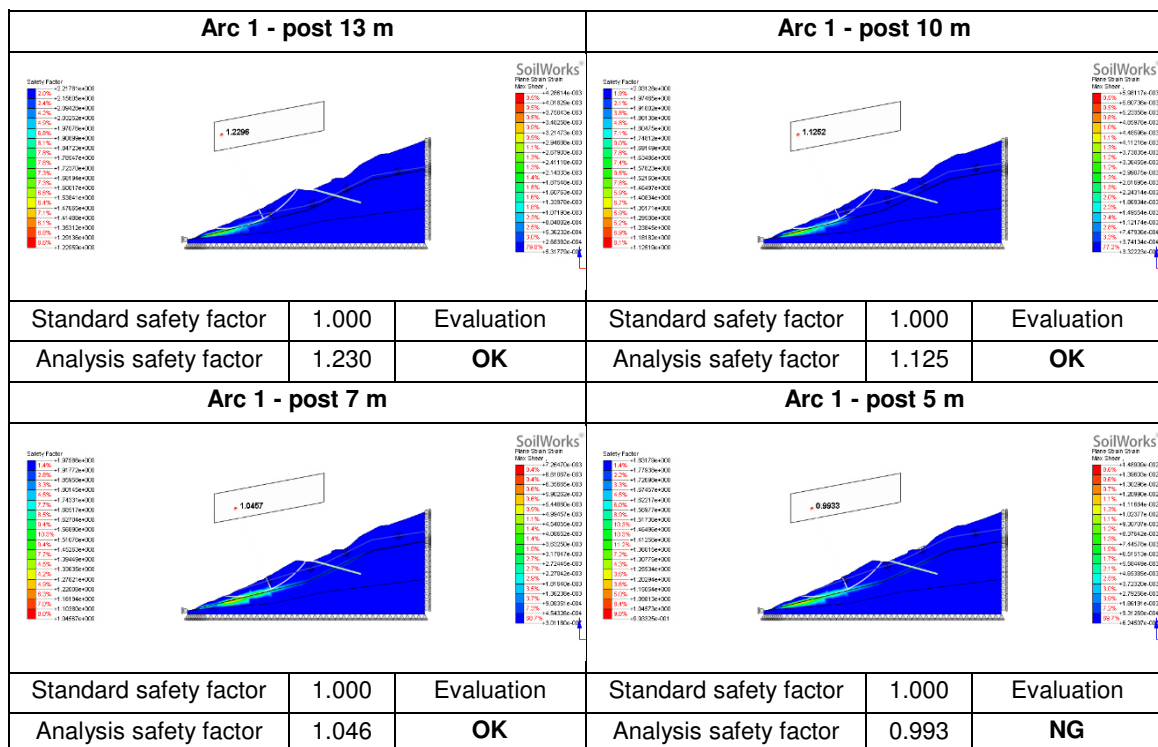


5.3.4.1 Analysis Results

I valori del fattore di sicurezza in condizioni post-intervento risultano invariate o addirittura inferiori rispetto ai casi pre-intervento; ciò è dovuto al fatto che le superfici di scorrimento critiche non intercettano l'ancoraggio ma sono localizzate a valle.

	Arc 1	Arc 2
<b>Profondità falda [m]</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
-13	1,230	1,421
-10	1,125	1,303
-7	1,046	1,160
-5	0,993	1,080

Tabella 5.25, Valori di FS per analisi SAM post-intervento



Arc 2 - post 13 m			Arc 2 - post 10 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.421	<b>OK</b>	Analysis safety factor	1.303	<b>OK</b>
Arc 2 - post 7 m			Arc 2 - post 5 m		
Standard safety factor	1.000	Evaluation	Standard safety factor	1.000	Evaluation
Analysis safety factor	1.160	<b>OK</b>	Analysis safety factor	1.080	<b>OK</b>

Tabella 5.26, Valori del fattore di sicurezza post-intervento al variare della profondità di falda

5.3.4.2 Analysis Output

Le simulazioni eseguite con la griglia definita nella modalità Arc 1 o Arc 2 riportano gli stessi diagrammi delle sollecitazioni in quanto essi vengono calcolati secondo il metodo agli elementi finiti e il versante è stato costruito secondo la stessa mesh.

Output Post-intervento con falda a -13 metri:

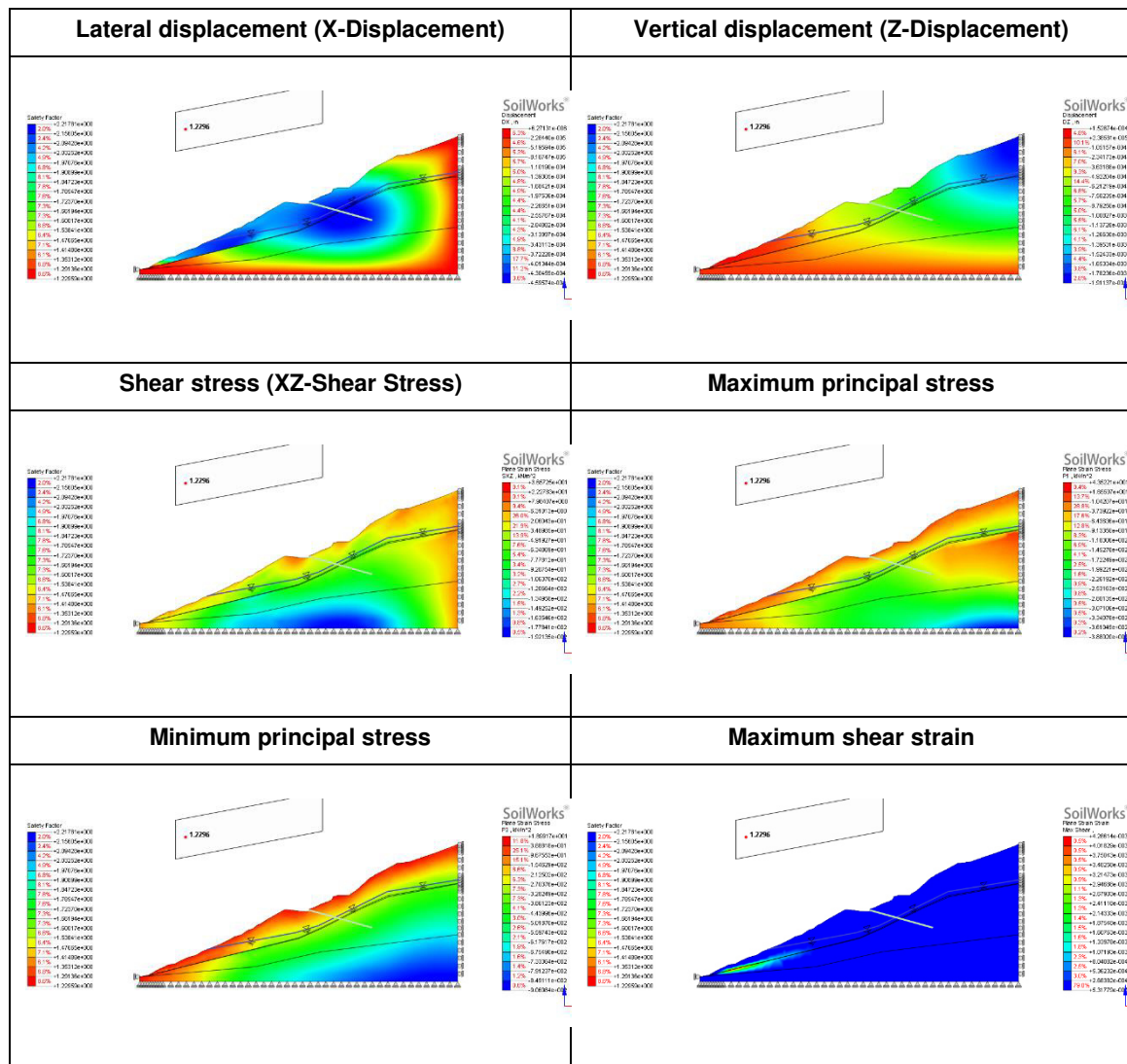


Tabella 5.27, Output post-intervento con profondità di falda a -13 metri

L'inserimento dell'ancoraggio nel pendio influenza la zona di monte mentre l'area di valle rimane in stato critico.

Output Post-intervento con falda a -10 metri:

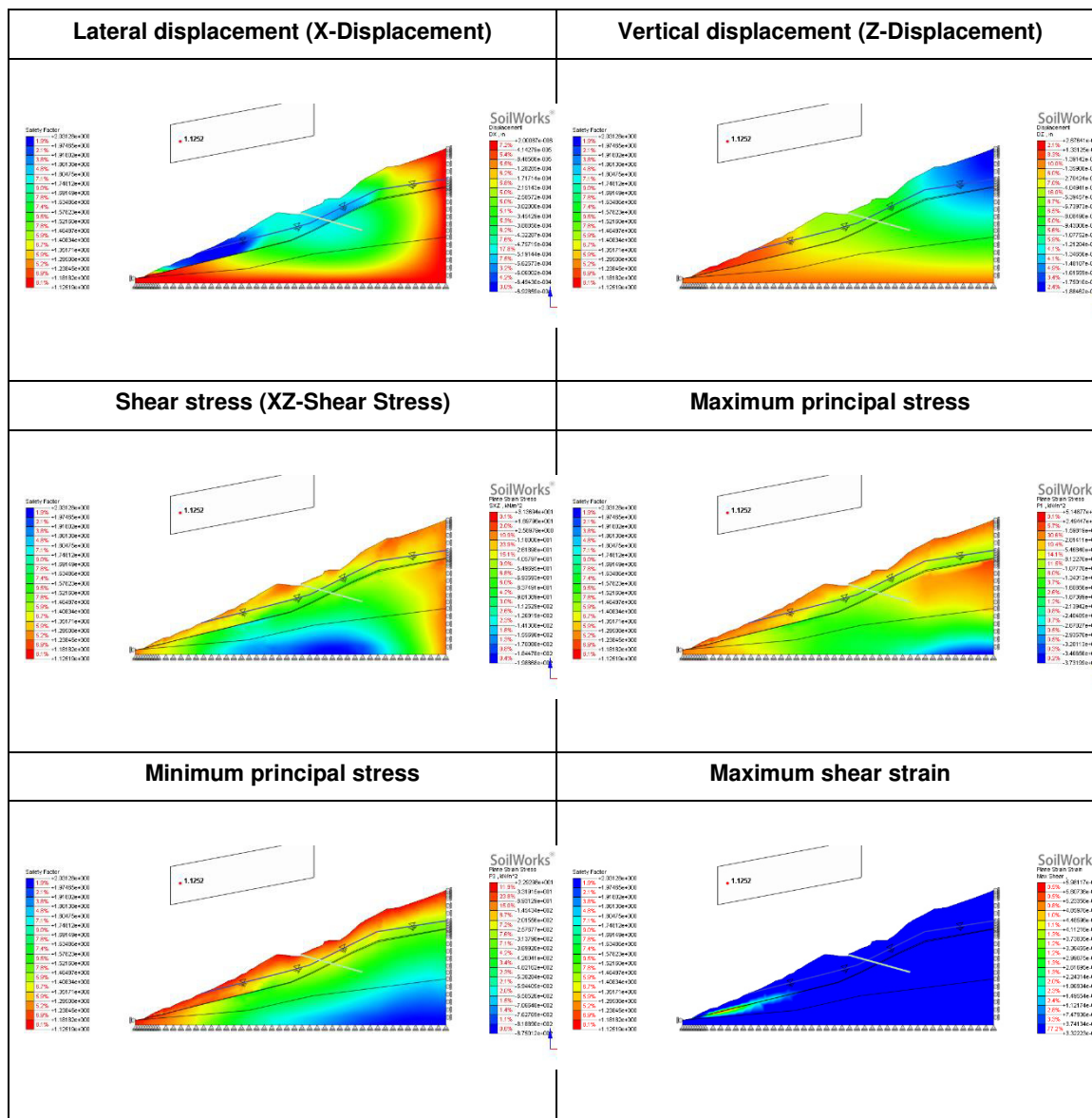


Tabella 5.28, Output post-intervento con profondità di falda a -10 metri

L'individuazione delle superfici critiche poste a valle non permette di identificare la variazione del fattore di sicurezza a monte.

Output Post-intervento con falda a -7 metri:

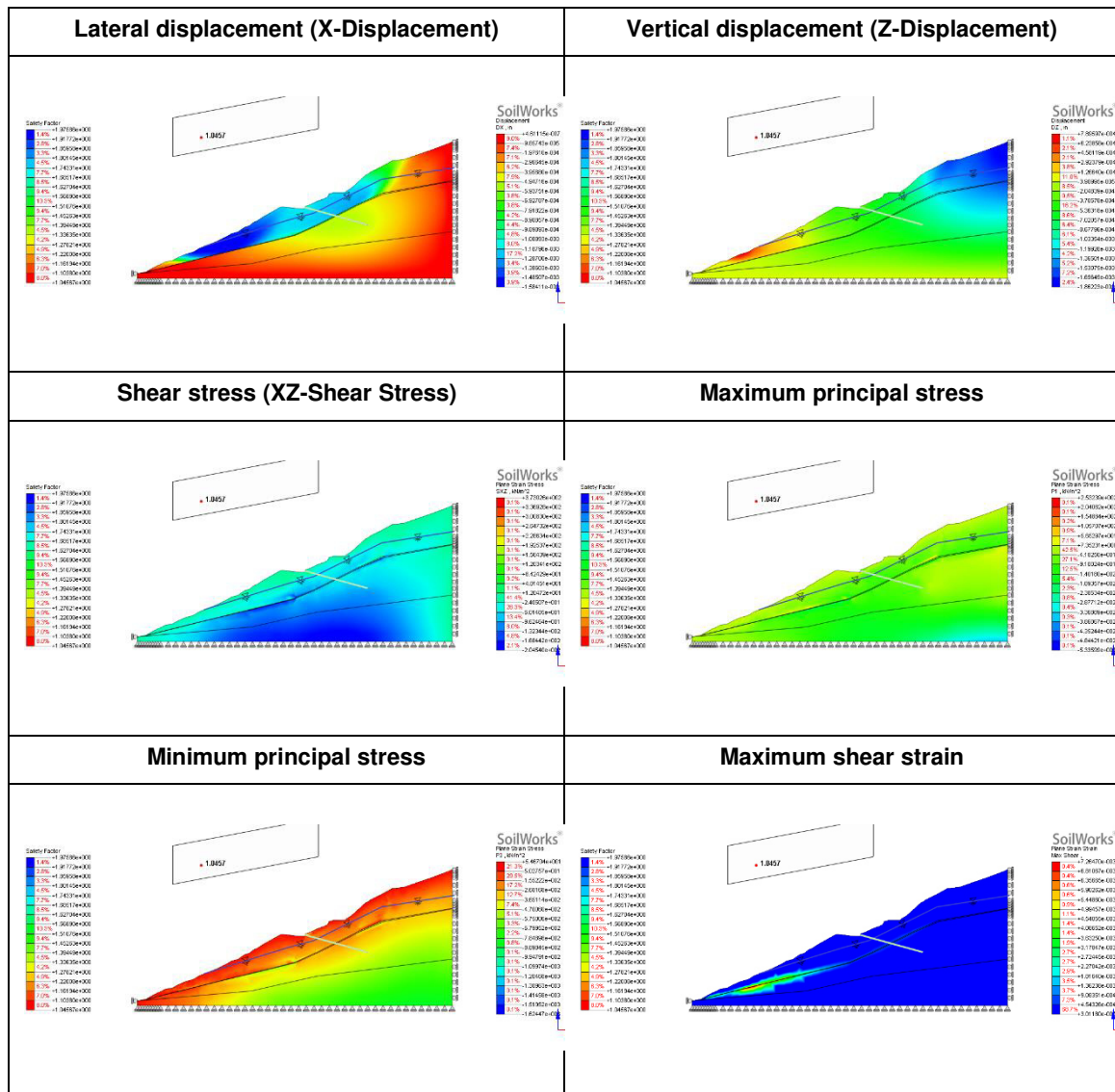


Tabella 5.29, Output post-intervento con profondità di falda a -7 metri

Output Post-intervento con falda a -5 metri:

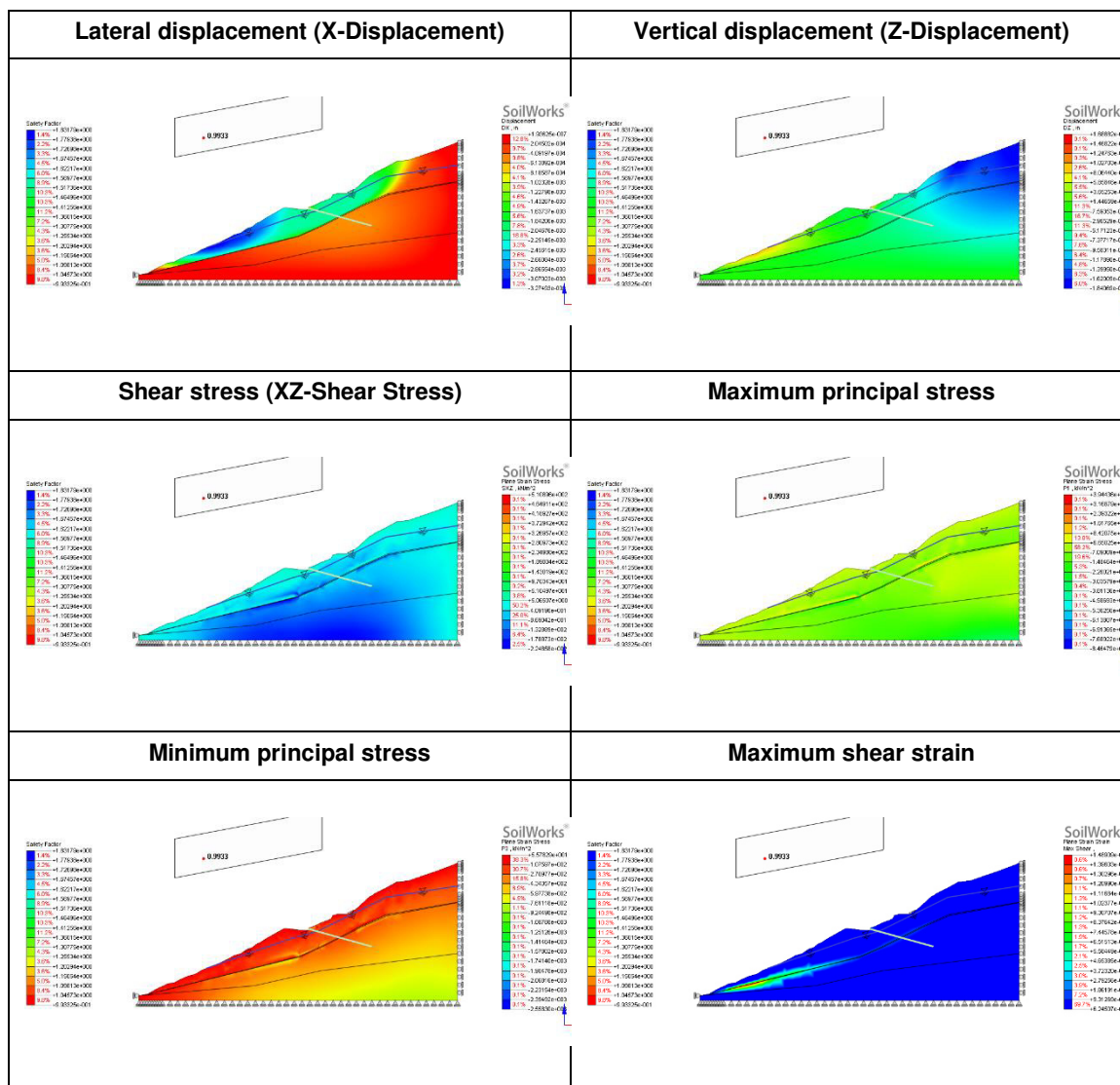


Tabella 5.30, Output post-intervento con profondità di falda a -5 metri



### 5.3.5 Considerazioni

Le analisi agli elementi finiti con Midas SoilWorks hanno messo in risalto la posizione della superficie di scorrimento del dissesto che come ipotizzato è localizzata nella zona di transizione tra calcari ed arenarie, sottolineando come la zona a valle dell'area sia quella più sollecitata.

Valutando il fattore di sicurezza nelle analisi SRM emerge l'influenza della quota di falda, al suo aumentare diminuisce il valore di FS. Confrontando i valori pre e post intervento risulta però che il coefficiente di sicurezza aumenta nei casi in cui viene considerato l'ancoraggio ma non in modo sufficiente per considerare stabile il pendio.

	Pre-intervento	Post-intervento
<b>Profondità falda [m]</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
-13	1,225	1,225
-10	1,000	1,100
-7	0,900	0,988
-5	0,850	0,900

Tabella 5.31, Valori di FS dell'analisi con Midas SoilWorks

Risulta infatti un coefficiente  $<1$  nei due casi a profondità minori.

Le simulazioni SAM evidenziano come la zona più critica del versante sia quella posta a valle. Dalle analisi post-intervento si nota come l'influenza dell'ancoraggio è limitata alla porzione di pendio di monte mentre a valle l'area rimane in stato critico.





## 6 Conclusioni

La complessità geologica del dissesto in contrada Cischele (Recoaro Terme, Vicenza) ha comportato la necessità di un'approfondita analisi geotecnica per caratterizzarne le caratteristiche del versante.

Le indagini geotecniche sono state eseguite in tre differenti momenti, nel 2011, 2012 e 2014, andando a realizzare nella globalità le seguenti prove:

- Nove sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo;
- Un rilievo geologico dell'area;
- Misure piezometriche ripetute tre volte a distanza di un mese;
- Misure inclinometriche ripetute tre volte a distanza di un mese;
- Un rilievo topografico e laser scanner;
- Tre prove di permeabilità Lefranc e una prova di permeabilità Lugeon;
- Quattro prove penetrometriche SPT;
- Analisi granulometrica (su 15 campioni);
- Limiti di Atterberg (su 14 campioni);
- Prova di taglio diretto in scatola di Casagrande con determinazione della resistenza di picco e residua;
- Determinazione della resistenza a compressione semplice e delle caratteristiche di deformazioni in condizioni uniassiali per un campione di roccia;
- Una prova di taglio anulare.

Inoltre sono state eseguite precedentemente due simulazioni numeriche con lo scopo di determinare le caratteristiche meccaniche dei terreni.

Dai rilevamenti è stato possibile costruire la stratigrafia dell'area, che vede la presenza di uno strato superficiale calcareo appartenente alla formazione a Bellerophon a cui segue uno strato appartenente alla formazione delle Arenarie di Val Gardena ed infine uno strato roccioso costituito da filladi quarzifere che vengono identificate come basamento cristallino.

Le informazioni acquisite hanno poi permesso di determinare le caratteristiche geotecniche degli strati, assumendo dei valori che hanno trovato riscontro sia nelle prove fisiche eseguite sia nelle modellazioni numeriche.

In fase di progettazione è stata ipotizzata una superficie di scorrimento della frana localizzata nella zona di transizione tra strato calcareo e strato costituito dalle arenarie, le analisi ed i rilevamenti successivi hanno confermato la tesi iniziale.

Nonostante le numerose indagini eseguite non è stato possibile definire con precisione la quota di falda, la mancanza è dovuta alla variabilità del suo livello dovuto all'influenza che subisce in caso di eventi piovosi intensi.

Durante l'esecuzione sono state eseguite tre prove di pull out su ancoraggi verticali: i test non hanno permesso di determinare la resistenza a sfilamento in quanto le prove sono terminate per rottura dei materiali, è stato possibile comunque valutare i carichi a rottura degli ancoraggi compositi utilizzati.

Dopo aver terminato la costruzione stratigrafica dell'area coinvolta dal dissesto ed aver determinato le caratteristiche degli ancoraggi mediante le prove di pull out sono state svolte delle verifiche di stabilità del pendio mediante modellazione numerica, andando a valutare le differenze nei casi pre e post intervento. Le verifiche sono state svolte in 2D seguendo sia il metodo dell'equilibrio limite che un'analisi agli elementi finiti.

Dalle analisi all'equilibrio limite il coefficiente di sicurezza aumenta sensibilmente nei casi in cui viene considerata la presenza dell'ancoraggio (post-intervento), mentre nell'analisi agli elementi finiti seppur aumentando, il fattore di sicurezza non assume valori tali da poter considerare il versante stabile.

In entrambi i casi le simulazioni numeriche hanno confermato la presenza della superficie di scorrimento nella zona di passaggio tra calcari ed arenarie.

Le analisi agli elementi finiti post-intervento hanno evidenziato come l'inserimento degli ancoraggi influenzi la zona di monte del pendio, mentre l'area di valle resta in stato critico.

La costruzione delle informazioni raccolte durante il lavoro di tesi ha permesso di costruire adeguatamente la stratigrafia dell'area interessata dal movimento franoso e successivamente sono state realizzate delle simulazioni numeriche dai cui risultati emerge come l'intervento si possa ritenersi efficace.

Allo stato attuale le abitazioni private e la Strada Provinciale n° 246 possono considerarsi in zona stabile grazie all'intervento già realizzato; inoltre i lavori complementari in programma riguardanti la sistemazione degli scarichi andranno ad eliminare le infiltrazioni, riducendo in questo modo il livello della falda.

I dati relativi ai futuri monitoraggi sono comunque da considerare con particolare attenzione data la presenza di zone critiche nell'area di valle del versante.



## **Ringraziamenti**

Si ringrazia la prof.ssa Simonetta Cola e il dott. ing. Alberto Bisson per la supervisione, i consigli e la disponibilità.

Si ringrazia poi il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università di Padova, in particolare i tecnici del laboratorio di geotecnica Mattia e Paolo.

Si ringrazia infine l'Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Vicenza in particolare l'ing. Giovanni Stevan e le imprese Dalla Gassa s.r.l. e Giara Engineering s.r.l.





## Bibliografia

AGI, 2012. *Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni*, Roma, Italy: Associazione Geotecnica Italiana.

Barbieri G., De Zanche V., Di Lallo E., Mietto P. e Sedeo R. (1980). *Profili e Note illustrative della Carta geologica dell'area di Recoaro alla scala 1:20.000*, Memorie di Scienze Geologiche, Università di Padova.

Bisson A., (2014), *L'ancoraggio flottante Sirive per la stabilizzazione di movimenti franosi*, Padova, Italy: Università di Padova, PhD Thesis.

Cesari F., (1997), *Introduzione al metodo degli elementi finiti*. Bologna, Italy: Pitagora.

Cestari F., *Prove geotecniche in sito*, 3rd ed. Segrate: Geo-Graph, 2005.

Darteni G. (2011), *Intervento di drenaggio e consolidamento di un centro abitato in prossimità della S.P. 246 in località Cischele nel Comune di Recoaro Terme – Relazione Geologica*. Vicenza, Italy: Giara Engineerin srl.

GeoSlope International Ltd, *Stability Modeling with SLOPE/W, an Engineering Methodology*, November 2012 Edition.

Lancellotta R. (2012), *Geotecnica*, 4° Edizione. Zanichelli.

Midas SoilWorks (2014), *Soil Nail Reinforced Slope Stability Analysis*. South Korea, Midas Information Technology.

Midas SoilWorks (2014), *User Manual*. South Korea, Midas Information Technology.

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.

Muraro S., *Stabilizzazione di pendii con pali passivi in condizioni drenate*. Cap. 6. Università degli Studi di Trento.

Zampieri D. e Massironi M. (2007). *Evolution of a poly-deformed relay zone between fault segments in the eastern Southern Alps, Italy*. Geological Society, London, Special Publications 2007; v. 290; p. 351-366.

Zampieri D., Massironi M., Sedeà R. e Sparacino V. (2003). *Strike-slip contractional stepovers in the Southern Alps*. *Eclogae geol. Helv*, 96, 115-123.