

POLITECNICO DI TORINO

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA
PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO**



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

**INTERVENTI DI RIPROFILATURA DI VERSANTE
PER IL POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE
DEL PORTO DI VADO LIGURE**

Relatori:

Prof. Ing. Claudio Oggeri

Relatori esterni:

Ing. Luigi Guido Marengo

Ing. Roberto Berigliano

Candidato:

Edoardo Napoli

*Alla mia famiglia,
ai miei amici
e a tutte le persone
che mi sono state vicine.*

Sommario

1.	Premessa	14
2.	Introduzione	15
2.1	Opere di sostegno	15
2.1.1	Murature	16
2.1.2	Muri in cemento armato	17
2.1.3	Muri cellulari	18
2.1.4	Terre rinforzate	19
2.1.5	Berlinese di micropali	21
2.1.6	Tiranti	23
2.2	Opere contro la caduta massi	26
2.2.1	Reti in aderenza e Chiodatura del terreno	26
2.3	Opere superficiali.....	28
2.3.1	Opere per il controllo dell'erosione superficiale	28
2.4	Riprofilatura del versante	31
2.4.1	Riduzione uniforme della pendenza	32
2.4.2	Appesantimento al piede	32
2.4.3	Scarico in testa	33
2.4.4	Gradonatura	33
2.5	I drenaggi	34
3.	Caso studio: CANTIERE AREA DOGANALE DI VADO LIGURE	36
3.1	Introduzione al caso studio	36
3.2	Inquadramento Geografico	37
3.3	Inquadramento Geologico	38
3.4	Assetto geomorfologico e condizioni di dissesto in atto	44
3.4.1	Condizioni individuate al gennaio 2020	44
3.4.2	Condizioni attuali	51
3.5	Parametri geotecnici	54
4.	Interventi in progetto	56
4.1	Cantierizzazione	59
4.2	Criteri di analisi e verifica	62
4.2.1	Approccio progettuale	63
4.2.2	Analisi dello stato attuale (Ante Operam)	65
4.3	Parametri di progetto	68
4.3.1	Vita nominale di progetto	68

4.3.2	Coefficiente d'uso	69
4.3.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	69
4.3.4	Parametri geotecnici di progetto	70
4.4	Caratteristiche degli elementi di rinforzo	72
4.4.1	Chiodatura passiva o Soil Nailing	73
4.4.2	Ancoraggi attivi	74
4.4.3	Azione sismica	75
4.5	Analisi LEM (Limit Equilibrium Method)	76
4.5.1	Metodologia di analisi e verifica	76
4.5.2	Azione stabilizzante degli elementi di rinforzo	78
4.5.3	Tiranti di ancoraggio	78
4.5.4	Chiodatura di rinforzo	79
4.5.5	Sezioni di verifica	80
4.6	Evento franoso del Luglio 2023	96
4.6.1	Descrizione dell'evento	96
4.6.2	Back analysis	102
4.6.3	Parametri geotecnici impiegati nella back analysis	103
4.6.4	Interventi in progetto	104
4.6.5	Approccio progettuale	107
4.7	Parametri di progetto	108
4.7.1	Vita nominale di progetto	108
4.7.2	Coefficiente d'uso	108
4.7.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	108
4.7.4	Parametri geotecnici di progetto	109
4.8	Caratteristiche degli elementi di rinforzo	110
4.8.1	Chiodatura passiva in barre in acciaio autoperforanti	110
4.8.2	Chiodature passive in barre in acciaio Y950/1050 tipo "Dywidag"	111
4.8.3	Ancoraggi attivi	112
4.8.4	Azione sismica	112
4.9	Analisi LEM (Limit Equilibrium Method)	113
4.9.1	Metodologia di analisi e verifica	113
4.9.2	Azione stabilizzante degli elementi di rinforzo	113
4.9.3	Tiranti di ancoraggio	113
4.9.4	Chiodatura di rinforzo	114

4.9.5	Sezioni di verifica	114
5.	Monitoraggi e Prove sui tiranti	117
5.1	Monitoraggi	117
5.1.1	Inclinometro I1	120
	Inclinometro I2	123
	Inclinometro I3	126
	Inclinometro Ip1m	129
5.2	Prove sui tiranti.....	132
5.2.1	Scopo delle prove	133
5.2.2	Strumentazione impiegata	133
5.2.3	Modalità di esecuzione delle prove	133
5.2.4	Caratteristiche dei tiranti	135
5.2.5	Documentazione fotografica	139
6.	Discussione	141
7.	Conclusioni	147
	Bibliografia	149
	Sitografia	150
8.	Allegati	151
	Allegato 1: Carte, profili e sezioni geologiche.....	151
	Allegato 2: Risultati prove geotecniche e geofisiche	153
	Prove geotecniche	153
	Prospezioni sismiche a rifrazione	159
	Allegato 3: Planimetrie sezioni e indagini geognostiche	162
	Allegato 4: Verifiche di sicurezza chiodatura terreno e tiranti attivi.....	164
	Chiodatura terreno	164
	Resistenza strutturale barre di armatura	164
	Resistenza allo sfilamento delle chiodature	165
	Ancoraggi attivi:.....	167
	Resistenza strutturale trefoli di armatura	167
	Resistenza allo sfilamento degli ancoraggi	167
	Allegato 5: Verifiche di sicurezza chiodatura terreno e tiranti attivi.....	169
	Chiodature passive in barre in acciaio autoperforanti	169
	Resistenza strutturale barre di armatura	169
	Resistenza allo sfilamento delle chiodature	170

Chiodature passive in barre in acciaio Y950/1050 tipo “Dywidag”	171
Resistenza strutturale barre di armatura	171
Resistenza allo sfilamento delle chiodature	172
Ancoraggi attivi:.....	174
Resistenza strutturale trefoli di armatura	174
Resistenza allo sfilamento degli ancoraggi	174
Allegato 6: Compendio fotografico.....	176

Indice delle figure

Figura 1.1: Parte del cantiere di Vado Ligure oggetto della tesi.	14
Figura 2.1: Esempi di tipi di muri di sostegno a gravità.	17
Figura 2.2: Tipi di muri di sostegno realizzati con calcestruzzo armato gettato in opera o con elementi prefabbricati in cemento armato.	17
Figura 2.3: Muro cellulare non rinverdito.	18
Figura 2.4: Muro cellulare rinverdito.	19
Figura 2.5: Terre rinforzate con parziale rinverdimento del paramento di valle presenti all'interno del cantiere di Vado Ligure.	21
Figura 2.6: Berlinese di micropali tirantati presenti all'interno del cantiere di Vado Ligure.	23
Figura 2.7: Esempio di Tirante. (DYWIDAG Geotechnical Product Range)	24
Figura 2.8: Rete in aderenza con chiodatura presente nel cantiere di Vado Ligure.	27
Figura 2.9: Rivestimento antierosivo in juta idroseminato presente nel cantiere di Vado Ligure.	30
Figura 2.10: Fascinate vive	30
Figura 2.11: Vimate vive.	30
Figura 2.12: Palizzate vive.	30
Figura 2.13: Gradonate vive.	30
Figura 2.14: Riduzione uniforme della pendenza di un versante mediante riporto di materiale di riempimento (a sinistra) o tramite l'asporto di materiale (a destra).	32
Figura 2.15: Schematizzazione di stabilizzazione di un corpo frana tramite appesantimento al piede.	32
Figura 2.16: Schematizzazione di una operazione di scarico in testa.	33
Figura 2.17: Schematizzazione di un intervento di gradonatura.	34
Figura 2.18: Dreni sub-orizzontali e canaletta di scolo in cemento all'interno di una gradonatura realizzata nel cantiere di Vado Ligure.	35
Figura 3.1: Foto satellitare dell'area interessata dal cantiere precedentemente i lavori.	37
Figura 3.2: Immagine satellitare, l'area di studio è evidenziata in rosso.	37
Figura 3.3: Stralcio della Carta Geologica d'Italia a scala 1: 100.000, Foglio 92-93 Albenga-Savona, in cui è visibile l'area in esame. (Boni et al., 1971)	38
Figura 3.4: Stralcio della Carta Geologica con elementi di geomorfologia della Regione Liguria alla scala 1: 25.000.	39
Figura 3.5: Ortogneiss Milonitici in affioramento, con porfiroclasti di k-feldspato di colorazione bianca e dimensioni centimetriche.	39
Figura 3.6: Affioramento della Formazione di Murialdo, la linea tratteggiata nera un'intercalazione di Metarenaria entro i Quarzo-micascisti.	40
Figura 3.7: Coltre eluvio colluviale affiorante nel settore NW dell'area. Il suolo ha uno spessore di circa 0,3 m sotto al quale affiora il substrato roccioso fratturato e alterato.	40
Figura 3.8: Proiezione stereografica relativa ai sistemi di fratturazione degli Ortogneiss Milonitici.	41
Figura 3.9: Proiezione stereografica relativa ai sistemi di fratturazione nella Formazione di Murialdo.	41
Figura 3.10: Proiezione stereografica dei poli dei piani di faglia e rispettivi sistemi di fratturazione.	42

Figura 3.11: Piano di faglia principale che delimita la Formazione di Murialdo e gli Ortogneiss Milonitici del settore a SE dell'area.	43
Figura 3.12: Sezione non in scala a scopo illustrativo. F: faglia; FM: Formazione di Murialdo; OM: Ortogneiss Milonitici; SV: sovrascorrimento.	43
Figura 3.13: Estratto del rapporto dell'evento del 22 – 24 novembre 2019. Fonte ARPAL.	44
Figura 3.14: Estratto carta geologica del progetto 711 (2016) con frane di colamento pre-esistenti e colamento del 24 – novembre 2019.	45
Figura 3.15: Dissesto avvenuto presso il varco Q15 vista laterale.	46
Figura 3.16: Dissesto avvenuto presso il varco Q15 vista frontale.	46
Figura 3.17: Frana del 1° gennaio 2020, scivolamento rototraslazionale e ribassamento sul coronamento.	48
Figura 3.18: Terreno ribassato con presenza di fessurazioni di trazione subverticali impostesi nel basamento milonitico alterato.	48
Figura 3.19: Particolare del terreno ribassato con presenza di fessurazioni da trazione.	49
Figura 3.20: Particolare del terreno ribassato con presenza di fessurazioni da trazione.	49
Figura 3.21: Frana del 1° gennaio 2020, cerchio rosso sono evidenziate le barriere divelte.	50
Figura 3.22: Estratto della carta geologica del progetto 711 (2016) aggiornata con i dissesti del 23/11/2019 e 1/1/2020.	50
Figura 3.23: Estratto della carta geologica, i trenches sono riportati con delle linee gialle.	52
Figura 3.24: Versante interessato dalla frana e dai trenches.	52
Figura 3.25: Trenches individuato nel tratto a monte degli interventi di risagomatura eseguiti a seguito degli eventi dell'inverno 2019 – 2020.	53
Figura 3.26: Trench che ha causato il ribassamento del terreno a monte dell'area doganale.	53
Figura 4.1: Sezione di controllo n° 10.	57
Figura 4.2: Sezione di controllo n° 15.	57
Figura 4.3: Posizione degli strumenti di monitoraggio per le sezioni 5, 10 e 15.	58
Figura 4.4: Risultati simulazioni sezione 15 con parametri di tabella 4.1.	66
Figura 4.5: Risultati simulazioni sezione 10 con parametri di tabella 4.1.	67
Figura 4.6: Esempio di tirante a 3 trefoli usato nel cantiere.	75
Figura 4.7: Forze agenti su di un concio secondo Spencer (1967) a sinistra, modellazione pendio con metodo dei conci a destra. (Geostru.eu)	77
Figura 4.8: Sezione 10 – Condizione del versante antecedente alle fasi di scavo.	82
Figura 4.9: Sezione 10 – Fase di scavo 1.	82
Figura 4.10: Sezione 10 – Fase di scavo 2.	83
Figura 4.11: Sezione 10 – Fase di scavo 2 con applicazione dei FS parziali.	83
Figura 4.12: Sezione 10 – Fase di scavo 3.	84
Figura 4.13: Sezione 10 – Fase di scavo 4.	84
Figura 4.14: Sezione 10 – Fase di scavo 4 con applicazione dei FS parziali.	85
Figura 4.15: Sezione 10 – Fase di scavo 5.	85
Figura 4.16: Sezione 10 – Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.	86
Figura 4.17: Sezione 10 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^+ .	86
Figura 4.18: Sezione 10 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^- .	87

Figura 4.19: Sezione 15 – Condizione del versante antecedente alle fasi di scavo.	88
Figura 4.20: Sezione 15 – Fase di scavo 1.	88
Figura 4.21: Sezione 15 – Fase di scavo 2.	89
Figura 4.22: Sezione 15 – Fase di scavo 2 con applicazione dei FS parziali.	89
Figura 4.23: Sezione 15 – Fase di scavo 3.	90
Figura 4.24: Sezione 15 – Fase di scavo 4.	90
Figura 4.25: Sezione 15 – Fase di scavo 4 con applicazione dei FS parziali.	91
Figura 4.26: Sezione 15 – Fase di scavo 5.	91
Figura 4.27: Sezione 15 – Fase di scavo 6.	92
Figura 4.28: Sezione 15 – Fase di scavo 6 con applicazione dei FS parziali.	92
Figura 4.29: Sezione 15– Fase di scavo 7.	93
Figura 4.30: Sezione 15 – Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.	93
Figura 4.31: Sezione 15 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^+ .	94
Figura 4.32: Sezione 15 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^- .	94
Figura 4.33: Vista frontale del versante dove si è imposto il fenomeno gravitativo.	97
Figura 4.34: Vista laterale lato sud del versante dove è avvenuto il fenomeno gravitativo.	98
Figura 4.35: Vista del coronamento della frana impostosi nella seconda banca lato nord.	98
Figura 4.36: Vista del fenomeno franoso lato sud dalla seconda banca, ben visibile il rigetto metrico della frana.	99
Figura 4.37: Vista laterale lato sud del fenomeno gravitativo dopo la rimozione delle geostuoie.	100
Figura 4.38: Vista laterale lato nord del fenomeno gravitativo dopo la rimozione delle geostuoie.	100
Figura 4.39: Particolare del dissesto visto da valle.	101
Figura 4.40: Back analysis del franamento avvenuto nel luglio del 2023.	104
Figura 4.41: Sezione degli interventi in progetto per la stabilizzazione del fenomeno gravitativo del luglio del 2023.	106
Figura 4.42: Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.	115
Figura 4.43: Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^+ .	115
Figura 4.44: Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^- .	116
Figura 5.1: Planimetria con riportata la posizione dei punti di monitoraggio.	118
Figura 5.2: Inclinometro realizzato all'interno delle paratie di micropali in costruzione a Vado Ligure.	119
Figura 5.3: Inclinometro I1 – Diagramma polare.	120
Figura 5.4: Inclinometro I1 – Diagramma cumulato degli spostamenti.	121
Figura 5.5: Inclinometro I1 – Diagramma per punti su piano X – Y.	122
Figura 5.6: Inclinometro I2 – Diagramma polare.	123
Figura 5.7: Inclinometro I2 – Diagramma cumulato degli spostamenti a sx e direzione degli spostamenti a dx.	124
Figura 5.8: Inclinometro I2 – Diagramma per punti su piano X – Y.	125
Figura 5.9: Inclinometro I3 – Diagramma polare.	126
Figura 5.10: Inclinometro I3 – Diagramma cumulato degli spostamenti a sx e direzione degli spostamenti a dx.	127
Figura 5.11: Inclinometro I3 – Diagramma per punti su piano X – Y.	128

Figura 5.12: Inclino metro Ip1m – Diagramma polare.	129
Figura 5.13: Inclino metro Ip1m – Diagramma per punti degli spostamenti.	130
Figura 5.14: Inclino metro Ip1m – Diagramma per punti su piano X – Y.	131
Figura 5.15: Tirante n.79 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.	136
Figura 5.16: Tirante n.89 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.	136
Figura 5.17: Tirante n.101 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.	137
Figura 5.18: Tirante n.3 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.	138
Figura 5.19: Tirante n.5 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.	139
Figura 5.20: Sistema di tesatura su tirante a 4 trefoli con applicazione dei martinetti (fotografia di dx).	140
Figura 5.21: Sistema di tesatura su tirante a 3 trefoli con applicazione dei martinetti	140
Figura 8.1: Carta geologica e geomorfologica del versante in fregio al terminal intermodale di Vado Ligure.	151
Figura 8.2: Profili e Sezioni geologiche del versante in fregio al terminal intermodale portuale di Vado Ligure.	152
Figura 8.3: Stralcio planimetrico dell'area di studio. (Scala 1:1000)	162
Figura 8.4: Planimetria monitoraggio geotecnico. (Scala 1:500)	163
Figura 8.5: Canale raccolta acque ruscellanti e collettore per le canalette poste ai piedi delle scarpate.	176
Figura 8.6: Vista laterale del franamento.	176
Figura 8.7: Tubi inclinometrici.	177
Figura 8.8: Micropali utilizzati per la realizzazione delle paratie.	177
Figura 8.9: Micropali infissi nel terreno, costituiranno la seconda paratia.	178
Figura 8.10: Paratia di monte, ben visibile la paratia di micropali.	178

1. Premessa

La seguente tesi tratterà della cantierizzazione, della realizzazione di opere ed infrastrutture atte ad ampliare il terminal intermodale nel bacino portuale di Vado Ligure e della mitigazione di una frana presente a ridosso del terminal stesso. Verranno analizzate le modalità realizzative delle opere di sostegno, di rinforzo e di stabilizzazione del versante nonché dei monitoraggi predisposti sulle suddette opere.

Nel presente elaborato vi sarà una parte introduttiva generale nella quale verranno presentate le varie tipologie di opere di sostegno e rinforzo con particolare attenzione a quelle utilizzate, seguirà il caso studio relativo al cantiere in esame. Di quest'ultimo (figura 1.1) ne verrà analizzato il suo inquadramento sia geografico che geologico, la cantierizzazione con riferimento alla sicurezza del versante ed ai vincoli imposti dalla difficile posizione del cantiere stesso. Gli interventi prevedono la riprofilatura del versante, opere di sostegno quali berlinesi di micropali tirantati, rilevati in terra rinforzata e l'installazione di monitoraggi.

Verrà indagata la stabilità del versante soprastante le opere di sostegno nonché quella delle opere stesse attraverso il metodo LEM (Limit Equilibrium Method) mediante l'uso del software Slide 2d.

Nell'ultima parte verranno riportati ed analizzati i dati dei monitoraggi ottenuti durante le fasi di costruzione e verifica delle opere edificate.

I dati utilizzati, per quanto riguarda il caso reale, provengono dalla Geo engineering S.r.l. azienda incaricata nella realizzazione del progetto definitivo ed esecutivo insieme allo Studio Corona S.r.l e dall'impresa Icosè S.p.a. vincitrice dell'appalto e delegata alla realizzazione dei lavori di costruzione dell'opera.



Figura 1.1: Parte del cantiere di Vado Ligure oggetto della tesi.

2. Introduzione

In questo capitolo si andranno ad introdurre alcune tipologie di interventi strutturali e non strutturali esistenti con particolare attenzione a quelli utilizzati all'interno del cantiere e se ne descriverà il loro funzionamento. Verranno descritte l'uso ed il funzionamento delle opere di sostegno e rinforzo, di ingegneria naturalistica e i drenaggi, dandone prima una visione generale e poi una di dettaglio.

2.1 Opere di sostegno

Le cause che posso provocare dei movimenti di materiale lungo un pendio, che possiamo definire movimenti franosi, possono essere di vario tipo ma tutti riconducibili ad un aumento degli sforzi di taglio e/o ad una riduzione della resistenza di taglio.

L'indebolimento al piede o della parte superficiale del pendio talvolta associati alla presenza di sovraccarichi sono tra i principali fenomeni che contribuiscono all'aumento degli sforzi, siano essi di origine antropica o naturale. Un esempio di causa naturale che può provocare un indebolimento al piede di un versante è l'erosione da parte di corsi d'acqua superficiali, mentre un esempio di causa antropica può essere la presenza di scavi per la costruzione di infrastrutture. (*Giani, 1988*)

Per evitare che si inneschino fenomeni franosi durante le attività di scavo è talvolta necessario ricorrere ad interventi volti a mitigare tale rischio, questi interventi possono essere suddivisi in due gruppi:

- Opere di sostegno strutturali
- Opere di sostegno non strutturali

Le opere di sostegno strutturali sono secondo quanto riportato nelle “*Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*” capitolo 6.5 sono:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento.

Mentre quelle non strutturali sono gli interventi e strategie volte a ridurre il rischio o la vulnerabilità degli elementi a rischio, i monitoraggi e gli allarmi.

Si premette che le classificazioni che seguiranno nonché immagini e descrizioni sono tratte dall'Atlante delle opere di sistemazione dei versanti, Manuali e linee guida 10/2002 redatto dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici.

Sebbene nello scorso secolo ci sia stata una tendenza eccessiva nell'uso del cemento per la sistemazione dei versanti andando a deturpare in taluni casi il paesaggio, oggi si tende a diversificare le tecniche utilizzate sfruttando le tecnologie naturalistiche e limitando l'uso del cemento. L'obiettivo è quello di inserire le opere all'interno dell'ambiente naturale senza deturparlo.

Le opere di sostegno possono essere rigide o flessibili, tale distinzione viene fatta in relazione alla loro capacità di adattarsi ai movimenti quali deformazioni e/o cedimenti dell'ammasso roccioso o dei terreni su cui verte l'opera.

2.1.1 Murature

Tra le strutture rigide troviamo i muri in calcestruzzo, i quali rappresentano l'evoluzione di quelli di pietrame o mattoni, figura 2.1, osservabili anche in alcuni siti archeologici. Queste opere possono essere realizzate, oltre che in calcestruzzo, da blocchi di cemento prefabbricati montati a secco e incastrati tra di loro. Tali opere sono dette strutture a gravità poiché sfruttano il loro peso per opporsi alle sollecitazioni a cui sono sottoposte.

Il muro è costituito prevalentemente da due parti, una fondazione completamente interrata ed una struttura in elevazione ad essa collegata costituita da un paramento di valle ed uno di monte.

Generalmente l'altezza di queste strutture è limitata ai 4 metri di altezza. La scelta ed il dimensionamento di tali strutture deve esser fatto tenendo conto che sono opere molto pesanti ed è necessario che la scelta del tipo di fondazione o sottofondazione da adottare sia basata sulle verifiche di condizione di stabilità interna ed esterna del complesso struttura – terreno di fondazione – terrapieno o scarpata. In particolare, è necessario che l'opera insista su dei terreni stabili con una capacità portante adeguata, se così non fosse bisognerà provvedere al miglioramento delle caratteristiche fisico – meccaniche del terreno o alla scelta di altra tipologia di struttura. Un'alternativa ai muri a gravità potrebbero essere, ad esempio, le strutture a semi-gravità.

Aspetto di vitale importanza per la stabilità dell'opera è la realizzazione e manutenzione periodica di un efficace ed efficiente sistema di drenaggio alle spalle del muro, così facendo si eviterà l'insorgere di sovrappressioni idrauliche con conseguente aumento delle spinte.

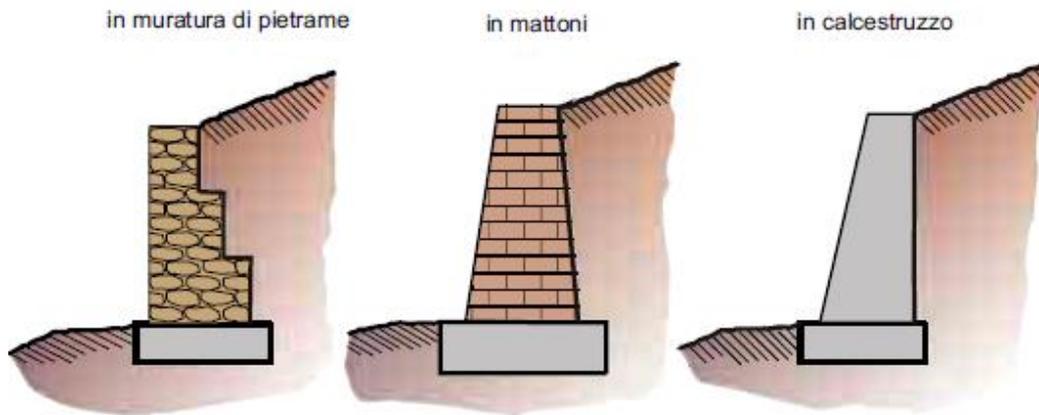


Figura 2.1: Esempi di tipi di muri di sostegno a gravità.

2.1.2 Muri in cemento armato

I muri in cemento armato, figura 2.2, sono un altro esempio di opera di sostegno rigida che permettono di realizzare soluzioni anche superiori ai 6 m di altezza. Queste strutture, anche dette a “semigravità”, hanno il vantaggio di avere uno spessore limitato garantendo al tempo stesso una grande resistenza alle sollecitazioni. La loro resistenza è garantita, oltre che dal peso stesso della struttura, anche dal terreno di riporto che contribuisce con il suo peso alla stabilizzazione dell’opera, quest’ultimo va ad agire sulla mensola retrostante il paramento di monte.

Nel caso in cui le altezze del muro siano elevate per garantire la stabilità dell’opera si può far ricorso all’uso di contrafforti, i quali possono essere sia interni che esterni o all’uso di tiranti d’ancoraggio sul paramento di valle. La loro realizzazione è effettuata attraverso il getto in opera o mediante l’uso di elementi prefabbricati.

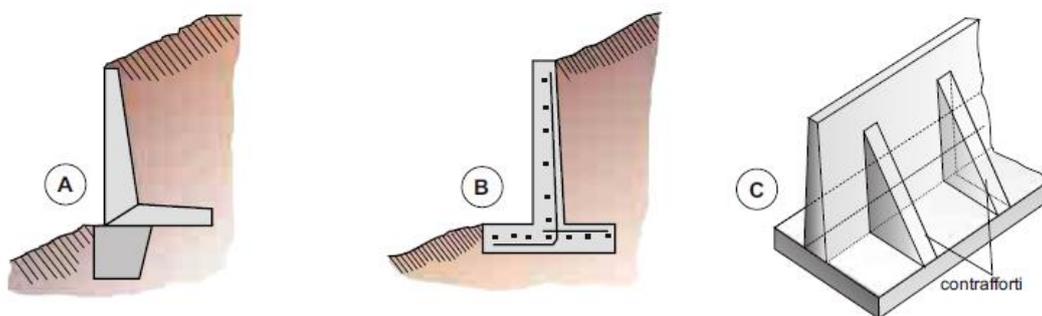


Figura 2.2: Tipi di muri di sostegno realizzati con calcestruzzo armato gettato in opera o con elementi prefabbricati in cemento armato.

Con riferimento alla figura 2.2 troviamo:

- A) Muro ad elementi prefabbricati in cemento armato;
- B) Muro a mensola in cemento armato gettato in opera;
- C) Muro in cemento armato gettato in opera con contrafforti interni.

I muri di sostegno, siano essi in calcestruzzo o in cemento armato, hanno un forte impatto sull'ambiente in cui vengono edificati. Per tale ragione è sovente ricorrere a tecniche per mitigarne l'impatto visivo e favorire il ripristino naturale dell'area. Alcune delle tecniche più utilizzate prevedono il rivestimento del paramento di valle con pietra naturale o rinverdimento delle strutture con piante rampicanti e/o ricoprimento con copertura vegetale.

2.1.3 Muri cellulari

I muri cellulari sono realizzati con una maglia di elementi prefabbricati in conglomerato cementizio armato e vibrato o in legname opportunamente trattato, in entrambi i casi questi vengono successivamente riempiti da materiale granulare incoerente.

Tali opere sono state inventate negli anni '60 negli Stati Uniti D'America e successivamente si sono diffuse in tutto il mondo. Il loro successo risiede nel fatto che sono strutture molto resistenti ed allo stesso tempo flessibili, in grado di adattarsi agli assestamenti e/o cedimenti del piano di posa o del terreno a tergo. La struttura modulare le rende particolarmente adatte a territori collinari o montuosi consentendo interventi anche di ridotte dimensioni o in zone di difficile accesso.

La geometria di tali opere può variare in funzione delle necessità, infatti, possono avere non solo un paramento di valle inclinato o verticale ma esso può essere modificato per minimizzare l'impatto ambientale a favore di un migliore aspetto estetico.



Figura 2.3: Muro cellulare non rinverdito.

La loro altezza generalmente non supera i 4 o 5 metri di altezza.

Verranno ora riportate nelle figure 2.3 e 2.4 due esempi di queste opere, una senza soluzioni per mitigare l'impatto visivo ed una in cui è stata applicata.

Si può notare come il muro cellulare presente in figura 2.4 si integri meglio nel paesaggio rispetto a quello in figura 2.3 che tuttavia, risulta comunque essere una soluzione meno impattante rispetto ad un muro a gravità in calcestruzzo.

Tutti questi vantaggi li rendono un'ottima scelta come opera di sostegno, contenimento di infrastrutture, difesa del suolo da dissesti e dall'erosione.



Figura 2.4: Muro cellulare rinverdito.

2.1.4 Terre rinforzate

La tecnologia delle terre rinforzate è un perfezionamento di un sistema di miglioramento delle caratteristiche del terreno che ha origini antiche, sembra infatti che le prime applicazioni risalgano ai Babilonesi che utilizzarono letti di rami di palma con funzioni di rinforzo nei terreni di fondazione.

Altre testimonianze dell'utilizzo di altri materiali come rinforzo si ritrovano anche in altre civiltà quali quella romana, cinese e giapponese.

In epoca moderna i vecchi materiali sono stati sostituiti dai geosintetici, questi vanno a migliorare in maniera significativa la resistenza a trazione dei terreni.

Le terre sono, com'è noto, dotate di una elevata resistenza a compressione, la quale dipende dalle loro caratteristiche intrinseche e dalla loro storia tensionale, ma non possiedono resistenza a trazione. Attraverso l'inserimento nei terreni di materiali dotati di resistenza a trazione si vuole ottenere un elemento dotato di caratteristiche meccaniche superiori rispetto a quelle del solo terreno, ciò è possibile se i due materiali sono in grado di interagire.

È importante sottolineare che l'efficienza dei rinforzi dipende sia dalla loro resistenza che possono mobilitare all'interno del sistema ma anche dalle deformazioni necessarie a fornire tale contributo, infatti, se le deformazioni non sono compatibili con la funzionalità dell'opera i materiali non saranno utilizzabili come rinforzi.

I materiali utilizzabili sono molteplici con caratteristiche meccaniche e di durabilità differenti. La scelta progettuale dovrà essere effettuata in relazione alla vita di progetto dell'opera. Nel farlo è opportuno considerare che la resistenza del rinforzo deve essere scelta prendendo in considerazione gli effetti del danneggiamento dovuti all'aggressione fisico-chimica-biologica subita dai materiali nel corso dell'installazione e nel tempo, nonché gli effetti delle deformazioni viscosi (creep).

È necessario individuare quali saranno le caratteristiche di interazione tra il terreno e il geosintetico in relazione sia all'estrazione che allo scivolamento di questo sul terreno.

Per una corretta progettazione di una terra armata è necessario definire quali caratteristiche dovrà avere il terreno utilizzato per la costruzione dell'opera, ciò è necessario perché terreni diversi hanno resistenza al taglio e compressibilità differenti. Per questo motivo bisogna individuare la granulometria e le modalità di addensamento del terreno (energia di compattazione ed umidità) più idonee allo scopo.

Le tipologie di materiali utilizzati per il rinforzo dei terreni sono:

- Rinforzi metallici inestensibili, quali strisce d'acciaio nervate e barre d'acciaio zincate per proteggerle dalla corrosione.
- Rinforzi metallici estensibili, come le reti a doppia torsione in trafilato d'acciaio rivestito.
- Rinforzi geosintetici come: tessuti in polipropilene, geogriglie estruse in HDPE o polipropilene, geogriglie a nastri in poliestere protette con LDPE o geogriglie tessute in poliestere rivestito con PVC o EVA.

La costruzione delle terre rinforzate avviene attraverso lo stendimento e la compattazione del terreno in strati orizzontali dello spessore variabile tra i 25 e 30 *cm*, a questi vengono intervallati i rinforzi secondo lunghezze che dipenderanno dal dimensionamento della struttura.

Le verifiche di stabilità di tali opere prevedono che siano condotte per sia nei riguardi della stabilità interna dell'opera sia nell'insieme struttura-terreno, inoltre, vanno eseguite anche le verifiche richieste per le opere di sostegno a gravità: scivolamento sulla base, ribaltamento e collasso del terreno di fondazione.

La stabilizzazione del paramento può avvenire in vari modi, ad esempio, attraverso l'uso di piastre in calcestruzzo armato o scatolari in rete metallica a doppia torsione riempiti di pietrame e in continuità con il rinforzo di ancoraggio, questo per quanto concerne i paramenti verticali. Per quelli inclinati è consigliabile l'uso di paramenti rinverdibili realizzati risvoltando il rinforzo e aggiungendo un cassero metallico di contenimento in rete metallica elettrosaldata. Il fine è quello di evitare l'erosione da parte di agenti atmosferici prima che le piante abbiano avuto il tempo di germogliare. A tal proposito è consigliabile l'utilizzo di elementi antierosivi costituiti da biostuoie in juta o cocco, queste proteggeranno il rilevato per una durata di circa 2 anni, passati i quali le reti si degraderanno dando nutrimento alle piantumazioni sottostanti.

Le opere realizzabili mediante queste strutture sono particolarmente flessibili e quindi adatte alla stabilizzazione di versanti, inoltre, sono molto usate come opere paramassi in quanto sono in grado di assorbire un'enorme quantità di energia subendo al tempo stesso un basso impatto strutturale.

Non è insolito trovare barriere paramassi con capacità di assorbimento ad impatti multipli superiori a 30000 kJ quando barriere paramassi a rete arrivano al massimo a 8000 kJ .

Terre rinforzate con la funzione di barriera paramassi sono state implementate nel cantiere di Vado Ligure, figura 2.5, di cui se ne disquisirà in seguito.



Figura 2.5: Terre rinforzate con parziale rinverdimento del paramento di valle presenti all'interno del cantiere di Vado Ligure.

2.1.5 Berlinese di micropali

La berlinese di micropali fa parte di quella tipologia di opere chiamate paratie. In questa categoria troviamo anche i diaframmi in calcestruzzo e le palancole metalliche. I pali sono strutture lunghe e solitamente cilindriche utilizzate in terreni con scarsa capacità portante per migliorarne: lo stato di addensamento, la capacità portante stessa e/o per trasferire il carico posto superficialmente a strati profondi con caratteristiche meccaniche migliori.

In funzione dei materiali utilizzati e della metodologia di messa in opera si hanno pali di diversa tipologia in grado di svolgere diverse funzioni.

Essi possono essere infissi nel terreno per battitura senza l'asportazione del terreno oppure trivellati. In quest'ultima soluzione i pali possono essere adiacenti l'uno all'altro oppure, come nel

caso del cantiere di studio, essere spazati presentando un interasse. La realizzazione di questa tipologia di opera prevede l'asportazione del terreno tramite l'uso di attrezzature a rotazione, a rotopercolazione o mediante l'utilizzo di benne, successivamente si ha la messa in opera di un conglomerato cementizio.

I fori creati possono essere riempiti con fluidi bentonitici per garantirne la stabilità oppure mediante rivestimenti metallici provvisori. A scavo completato si ha la messa in opera dell'armatura ed al getto del calcestruzzo.

Una sottocategoria di pali sono i cosiddetti micropali, questi hanno un diametro variabile tra i 100 e i 300 *mm*. La loro messa in opera è effettuata mediante la perforazione del terreno con speciali attrezzature dette perforatrici per micropali. All'interno dei fori sono installate le armature nei quali è iniettata malta cementizia additivata a pressione controllata.

Sulla base del principio di funzionamento possiamo suddividere i pali in:

- Pali resistenti per effetto di punta: quando sono utilizzati per raggiungere strati profondi più resistenti;
- Pali resistenti per attrito laterale, anche detti pali sospesi quando non raggiungono uno strato più resistente;
- Pali resistenti sia per attrito laterale che per effetto di punta.

La tipologia di palo da scegliere sarà dunque fatta in base alla funzione che dovranno adempiere, alle caratteristiche geologiche e geognostiche locali nonché delle caratteristiche del complesso opera-terreno.

I pali sono utilizzati per opere di sostegno, di fondazione, contenimento e drenaggio in moltissime infrastrutture civili ed industriali per interventi quali:

- Sistemazione e stabilizzazione di versanti e scarpate sia naturali che artificiali e di pendii in frana;
- Protezione di sponde fluviali per limitarne l'erosione o la realizzazione di briglie per al regimazione dei corsi d'acqua;
- Realizzazione di muri di sostegno attraverso l'uso di micropali accostati e tirantati;
- Drenaggio profondo attraverso l'uso di paratie drenanti costruite a pali secanti;
- Miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni sciolti.

I micropali come si vedrà in seguito, sono stati utilizzati all'interno del cantiere di Vado Ligure, figura 2.6, con la funzione di sostegno, questi sono stati tirantati arrivando ad avere fino a 3 file di tiranti nel punto fuori terra di altezza maggiore.



Figura 2.6: Berlinese di micropali tirantati presenti all'interno del cantiere di Vado Ligure.

2.1.6 Tiranti

I tiranti sono elementi strutturali connessi al terreno o ad una struttura in grado di trasmettere una forza ad un punto in superficie, ciò è possibile perché il tirante è ancorato all'interno della massa rocciosa ed è in grado di essere tensionato.

Le parti funzionali che costituiscono un tirante sono:

- La testa di ancoraggio, essa è la parte dove viene applicata la forza di tesatura;
- Tratto di armatura libera, ne fanno parte tutte le parti in grado di trasmettere il tiro dalla testa alla fondazione;
- Tratto di armatura vincolata o fondazione, è la parte idonea a creare il vincolo nel terreno, generalmente, attraverso l'iniezione di malta cementizia. (AICAP, 2012)

Un esempio di tutte le parti che possono andare a costituire un tirante è presente all'interno della figura 2.7.

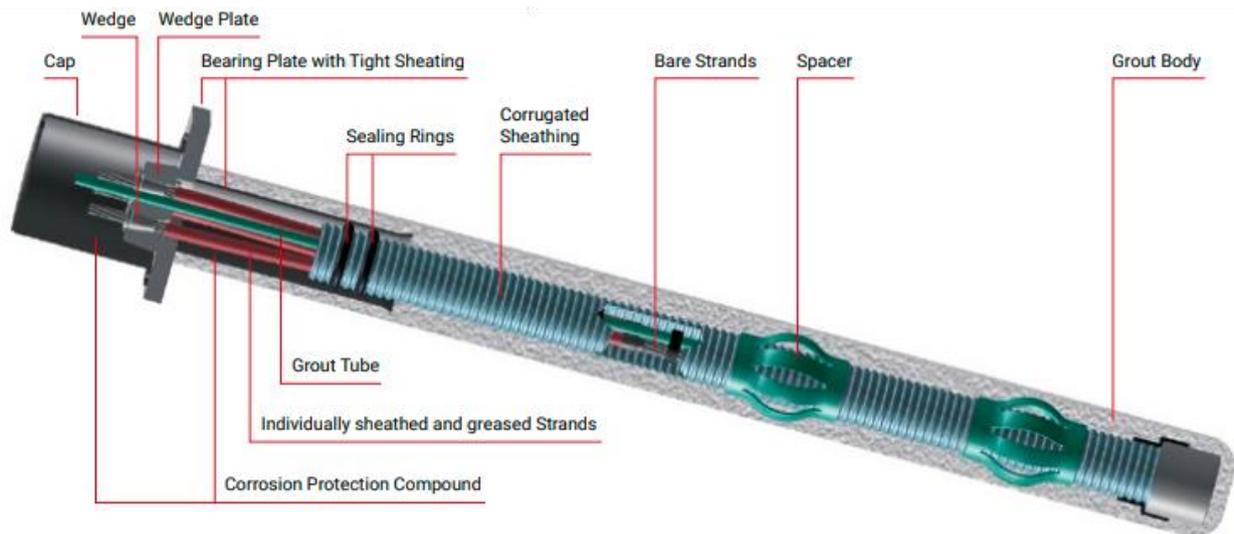


Figura 2.7: Esempio di Tirante. (DYWIDAG Geotechnical Product Range)

È possibile classificare i tiranti secondo:

- la tipologia del dispositivo di bloccaggio, il quale può essere unico per tutti gli elementi costituenti l'armatura o multiplo (uno per ogni elemento);
- l'armatura utilizzata, essa può essere a barre, a trefoli o in altri materiali. È bene sottolineare che mentre le barre resistono a sforzi di taglio mentre i trefoli no.
- La tipologia di guaina:
 - rispetto alla parte libera può essere:
 - semplice, in cui tutti è presente una sola guaina per tutti gli elementi;
 - multipla, una guaina per ogni elemento dell'armatura;
 - composta, cioè una guaina per ogni elemento più una per l'insieme degli elementi;
 - rispetto alla fondazione:
 - senza guaina;
 - con guaina. (AICAP, 2012)

I tiranti d'ancoraggio sono elementi che possono essere utilizzati sia a scopi temporanei, per sostenere uno scavo oppure permanenti. Le raccomandazioni AICAP pongono il limite tra le due tipologie a due anni. Le norme tecniche delle costruzioni, NTC 2018, dichiarano che: “Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto quelli a trefoli, in particolare per quel che riguarda la corrosione, per tutta la vita nominale della struttura”.

La corrosione è l'elemento che più di tutti può andare a danneggiare un tirante, infatti, questo fenomeno poiché avviene all'interno del tirante è difficilmente rilevabile e di non facile risoluzione, per tale motivo nei tiranti permanenti vengono spesso utilizzate più guaine di protezione.

Esistono varie tipologie di tiranti in relazione allo scopo che devono assolvere.

I tiranti possono essere:

- Pretesi, se la forza di tesatura nell'armatura è pari a quella di esercizio;
- Parzialmente pretesi, se la forza di tesatura è minore di quella di esercizio;
- Non pretesi, la forza di tesatura non è applicata.

La scelta della forza di tesatura è funzione dell'evoluzione della forza che ci si aspetta nel tempo, il progettista deve conoscere e prevederne l'andamento così da stabilirne non solo la forza di tesatura iniziale ma anche capire se sia necessario ricorrere a nuove tesature per aumentare o diminuire la forza.

Per la realizzazione dei tiranti permanenti è necessario prevedere la realizzazione di tiranti di prova il cui numero è deciso in relazione al numero di tiranti permanenti previsti dal progetto.

È necessario che la tesatura dei tiranti sia effettuata in conformità al programma di progetto, inoltre, questa non può iniziare prima che i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione di ancoraggio abbia fatto presa e si sia indurita.

Ai fini delle verifiche previste dalle NTC 2018, è necessario che sia rispettata la cosiddetta gerarchia delle resistenze, ovvero, lo sfilamento della fondazione deve avvenire prima della rottura per snervamento dell'armatura costituente l'ancoraggio. Questa verifica si rende necessaria per il fatto che lo sfilamento dell'ancoraggio è un processo, generalmente, lento sul quale si può intervenire mentre la rottura per snervamento è di tipo fragile, quindi immediata.

Gli ancoraggi sono spesso associati ad altre tipologie di interventi come ad esempio muri in cemento armato, berlinesi di micropali, ecc...

L'impatto che queste strutture hanno sull'ambiente circostante è generalmente limitato e ciò fa sì che sia una tecnologia molto sfruttata in tutto il mondo.

2.2 Opere contro la caduta massi

2.2.1 Reti in aderenza e Chiodatura del terreno

Le reti in aderenza possono essere di due tipologie, semplici oppure rinforzate. La scelta tra queste due tipologie è fatta sulla base del tipo di intervento che si deve andare ad effettuare.

Entrambe le tipologie di reti in aderenza sono costituite da pannelli di rete in filo d'acciaio e vengono posizionate il più possibile aderenti al pendio ed ancorati alla cima ed alla base. La loro finalità è quella di controllare i distacchi superficiali, usualmente indotti da una fascia corticale degradata di roccia con uno spessore non superiore a $1 - 1,5 m$.

Questa tipologia di intervento agisce come un'azione di contenimento diffuso ed omogeneo sul versante.

I campi di applicazione, come già citato, sono i dissesti corticali superficiali non includendo quelli più generalizzati di versante. I fenomeni di micro crollo sono quelli che possono coinvolgere la parte più superficiale dei pendii rocciosi, questi si sviluppano a causa della progressiva alterazione e fratturazione della roccia causata dai fenomeni quali: crioclastismo e termoclastismo, dissoluzione carsica, azione divaricatrice degli apparati corticali delle piante e alterazione mineralogica. I micro crolli non sono quindi riconducibili ad un unico cinematismo in quanto si tratta di un insieme complesso di cinematismi che avvengono in sequenza e/o contemporaneamente potendo coinvolgere tanto un singolo blocco quanto più blocchi disarticolati.

Le reti a cortina o semplici guidano al piede in maniera controllata i blocchi distaccatisi riducendone la velocità e limitandone la traiettoria.

Nel caso sia necessario ricorrere ad un intervento di consolidamento più consistente si può ricorrere alle reti rinforzate, le quali prevedono anche la presenza di un sistema di chiodatura disposto in maniera sistematica sulla parete. I chiodi possono essere interconnessi tra loro mediante l'uso di funi metalliche.

In questo caso si va a creare un sistema integrato rete-chiodatura nel quale i chiodi agiscono come intervento attivo di consolidando la parete e limitando il distacco dei blocchi, mentre la rete agisce controllando e fermando i distacchi superficiali contenendoli all'interno di porzioni di rete delimitate dagli elementi di vincolo perimetrale, i chiodi.

La modellazione e la valutazione del tipo di intervento viene fatta attraverso due tipologie: discontinuo o continuo equivalente. La scelta del tipo di modellazione da adottare è fatta sulla base dei rilievi geologici in sito.

Un elenco di tutte le parti che compongono una rete in aderenza rinforzata è presente nella figura 2.8, la quale rappresenta uno stendimento presente all'interno del cantiere di Vado Ligure oggetto della tesi.



Figura 2.8: Rete in aderenza con chiodatura presente nel cantiere di Vado Ligure.

2.3 Opere superficiali

2.3.1 Opere per il controllo dell'erosione superficiale

Le opere per il controllo dell'erosione superficiale creano le condizioni ambientali migliori per favorire la stabilità e l'attecchimento delle piantumazioni vegetative su scarpate, pendii in terra o in presenza di rocce particolarmente alterate.

Le coperture vegetali che si vengono a creare proteggono il terreno sottostante dall'erosione degli elementi esogeni quali: il vento, il ruscellamento superficiale, la pioggia meteorica, ecc...

Le tecniche costruttive ed in materiali impiegati differiscono in relazione al contesto geologico, pedologico, morfologico e climatico in cui si va ad intervenire.

Tra le opere più comunemente utilizzate per la sistemazione e di difesa dall'erosione e dalle frane dei versanti troviamo:

- Rivestimenti antierosivi con materiali biodegradabili;
- Rivestimenti antierosivi con materiali sintetici;
- Inerbimenti.

Alcuni dei materiali antierosivi sono:

- Materiali biodegradabili come: biotessili, bioreti, biofeltri e biostuoie;
- Materiali sintetici quali: geostuoie tridimensionali, geocompositi antierosivi, rivestimenti vegetativi e geocelle.

Gli inerbimenti comprendono tutte quelle attività volte alla stesura diretta di elementi vegetativi, fanno parte di questa categoria la semina a spaglio, la copertura con zolle erbose e l'idrosemina.

I rivestimenti antierosivi biodegradabili, osservabili in figura 2.9, sono usati, quasi sempre, in concomitanza dell'idrosemina o con la piantumazione diretta di piantine o talee. Tali rivestimenti assicurano protezione dagli agenti atmosferici per un tempo che va da 1 a 5 anni, passati i quali queste biodegradano lasciando alla luce le piante che dovrebbero aver avuto il tempo necessario per sviluppare un apparato radicale solido. I rivestimenti di questo genere sono prodotti in materiali quali fibre di paglia, cocco, juta, trucioli di legno.



Figura 2.9: Rivestimento antierosivo in juta idroseminato presente nel cantiere di Vado Ligure.

I rivestimenti antierosivi sintetici offrono la possibilità di realizzare opere di ingegneria limitandone l'impatto negativo sull'ambiente circostante. Nel caso vengano utilizzate come protezione dall'azione meccanica superficiale possono svolgere funzioni di contenimento e di stabilizzazione corticale, così facendo si favorisce lo sviluppo di una copertura vegetativa stabile in grado di svolgere in autonomia un effetto di consolidamento superficiale e di rinaturalizzazione dei contesti degradati dalla costruzione delle opere ingegneristiche.

Esistono altre opere di ingegneria naturalistica per controllare e prevenire l'erosione di un versante.

Tra queste troviamo:

- Le fascinate vive (figura 2.10), utilizzate in versanti con pendenza non superiore ai $30^\circ - 35^\circ$. Con questo sistema si ottiene un rinverdimento e il drenaggio superficiale dei pendii attraverso la formazione di file di gradoni disposti parallelamente alle isoipse composte da fascine di astoni o ramaglie (possibilmente prelevati da piante legnose con elevata capacità di diffusione vegetativa).
- Vimate vive (figura 2.11), queste hanno la funzione di consolidamento superficiale del terreno per mezzo di piante ed hanno anche un effetto di regimazione delle acque meteoriche. Questo sistema è detto misto in quanto sfrutta la presenza di materiali vivi, quali astoni e talee, e di materiali morti. La minata è costituita da paletti di legno lunghi circa $1\ m$ infissi per $\frac{2}{3}$ nel terreno con un interasse di $1\ m$. A questi paletti vengono collegati, intrecciandoli, rami lunghi e flessibili in numero variabile da 3 a 8 disposti longitudinalmente e legati con filo di ferro zincato.

- Palizzate vive (figura 2.12), fatte in legname con talee e/o piantine è un sistema simile alla viminata che unisce l'uso di strutture in legno per la stabilizzazione delle scarpate, pendii naturali o artificiali, in dissesto. Si creano con questa opera dei gradoni lineari paralleli alle isoipse dove nella zona di monte si raccoglie del terreno. L'infissione dei pali, avente ognuno diametro compreso tra i 10 e i 15 cm, è di circa 1 m con un interasse di 1 – 2 m la cui parte fuori terra è alta circa 30 cm. Tra i pali vengono posti dei tronchi con diametro di circa 10 cm e una lunghezza di circa 2 m, questi hanno la funzione di trattenere il terreno su cui verranno piantate le talee o piccoli alberi.
- Gradonate vive (figura 2.13), è una tecnica utilizzata nella stabilizzazione di pendii e scarpate siano esse naturali o artificiali. L'opera consiste nel realizzare dei piccoli gradoni lineari che corrono parallelamente alle isoipse in cui vengono inserite delle talee o delle piantine radicate. Il successivo sviluppo dell'apparato radicale garantirà il consolidamento del terreno, mentre la parte aerea limiterà l'erosione.

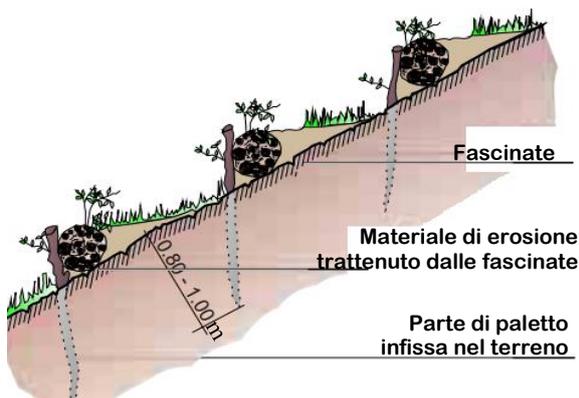


Figura 2.10: Fascinate vive.

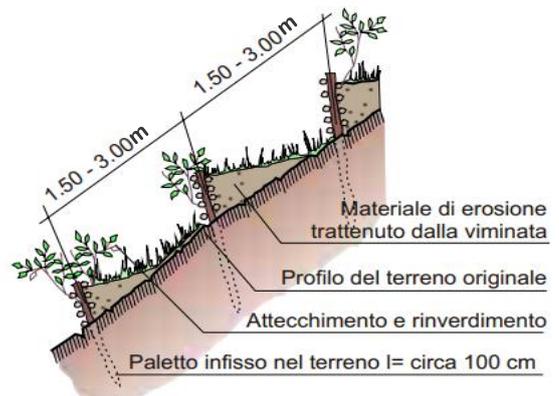


Figura 2.11: Vimate vive.

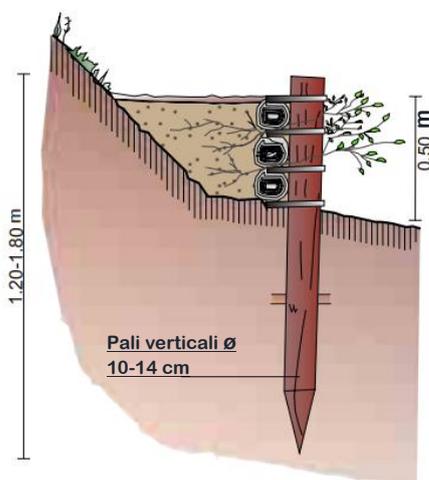


Figura 2.12: Palizzate vive.



Figura 2.13: Gradonate vive.

2.4 Riprofilatura del versante

Quanto segue, incluse immagini e tabelle, è tratto dal libro: “Sistemazione e Manutenzione dei Versanti”, Articoli N. 18 e N. 19 delle norme di attuazione del piano stralcio per l’assetto idrogeologico (P.A.I) della regione autonoma della Sardegna.

Quando parliamo di riprofilatura di versante intendiamo tutti gli interventi volti ad incrementare la stabilità di un versante mediante una redistribuzione delle masse lungo il pendio. L’incremento del fattore di sicurezza, ossia il rapporto tra le forze instabilizzanti e quelle stabilizzanti, può essere ottenuto attraverso: una riduzione delle prime, un aumento delle seconde o una combinazione delle due.

Gli interventi di questa tipologia richiedono una conoscenza approfondita dei movimenti franosi in presenti in sito, questo si rende indispensabile poiché data forma tendenzialmente complessa ed irregolare dei versanti naturali, nonché l’eventuale presenza di costruzioni, la non corretta analisi potrebbe andare ad instabilizzare un’altra area. Ciò può avvenire per franamenti a valle della porzione appesantita o arretramenti verso monte di una porzione scavata.

Un utile strumento per la localizzazione delle aree più adatte alla realizzazione di scavi o riempimenti lungo un versante in frana è fornito dalla teoria della linea di influenza di Hutchinson (1977, 1984).

Verranno ora descritte le principali caratteristiche dei più comuni interventi di riprofilatura dei versanti. I suddetti interventi sono elencati all’interno della tabella 2.1.

Tabella 2.1: Interventi di riprofilatura del versante.

Riprofilatura del versante		Roccia		Terreno		Detrito
		Scivolamenti	Crolli	Scivolamenti	Colate Lente	Colate Rapide
A ₁	Riduzione uniforme della pendenza		○	○		
A ₂	Appesantimento al piede	○		○		
A ₃	Scarico in testa			○		
A ₄	Gradonatura		○	○		○

2.4.1 Riduzione uniforme della pendenza

La riduzione uniforme della pendenza del versante può essere eseguita attraverso due strade. La prima avviene tramite la posa di materiale di riempimento mentre la seconda attraverso lo scavo di materiale (figura 2.14). La scelta tra le due metodologie è legata alle caratteristiche dell'area interessata dai lavori, infatti, la presenza di strutture o problemi logistici può influire molto sulla scelta di una o dell'altra tipologia di intervento. In generale la riduzione uniforme della pendenza è efficace nella sistemazione di fenomeni di instabilità sono di tipo superficiale, ovvero, interessano solo gli strati di copertura del pendio e per estensioni areali limitate. Nelle immagini sotto riportate la linea rossa rappresenta il profilo del pendio antecedente le operazioni di riprofilatura.

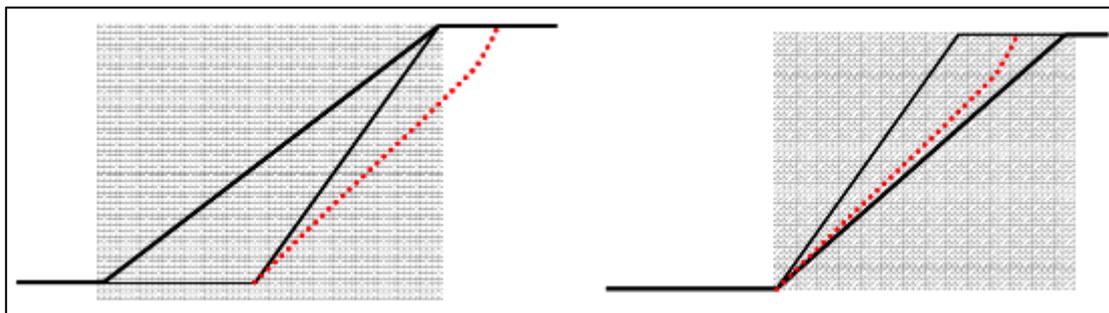


Figura 2.14: Riduzione uniforme della pendenza di un versante mediante riporto di materiale di riempimento (a sinistra) o tramite l'asporto di materiale (a destra).

2.4.2 Appesantimento al piede

L'appesantimento al piede consiste nel posizionare delle masse nella parte terminale del corpo frana, in particolare queste vanno posizionate a valle della linea neutra (Hutchinson, 1977, 1984), di entità sufficiente a prevenire il movimento del versante in frana (figura 2.15).

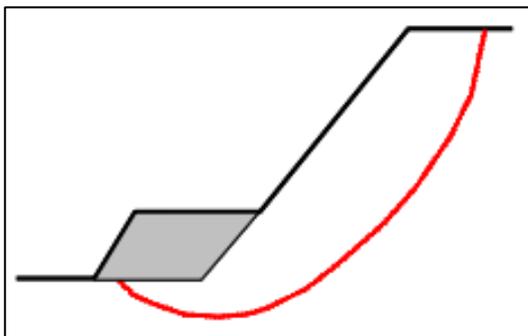


Figura 2.15: Schematizzazione di stabilizzazione di un corpo frana tramite appesantimento al piede.

La messa in posto di tali masse causa un incremento delle forze resistenti lasciando inalterate quelle instabilizzanti, in questo modo si va ad aumentare il fattore di sicurezza. Le tecniche più utilizzate per realizzare questa tipologia di intervento consistono nella creazione di berne in cemento armato, rilevati in terra o terra rinforzata, gabbioni, blocchi di roccia ciclopici.

Questa tipologia di intervento ben si adatta alla sistemazione di fenomeni gravitativi profondi.

Nella figura 2.15 la linea rossa rappresenta la superficie di presunto scivolamento, mentre la parte in grigio è il materiale utilizzato per l'appesantimento.

2.4.3 Scarico in testa

Lo scarico in testa viene realizzato attraverso l'asportazione di materiale dalla parte sommitale di un versante (figura 2.16), in questo modo si vanno a ridurre le forze destabilizzanti agenti sul pendio.

Ove ciò è possibile il materiale asportato nella parte sommitale può essere riutilizzato in altro modo all'interno del cantiere stesso, ad esempio, lo si può utilizzare per realizzare un appesantimento al piede del corpo frana. Così facendo si aumentano le forze stabilizzanti lato valle e si riducono quelle instabilizzanti lato monte.

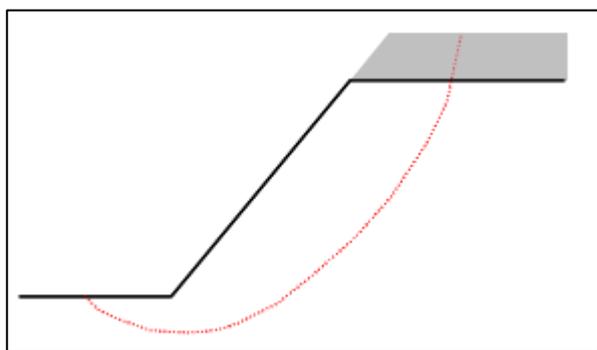


Figura 2.16: Schematizzazione di una operazione di scarico in testa.

Poiché si va ad intervenire sul peso del corpo frana tale intervento risulta utile in fenomeni franosi profondi, tuttavia risulta essere inefficace su di quelli superficiali come le colate detritiche.

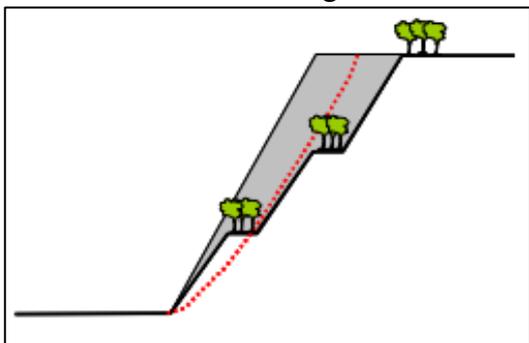
Nella figura 2.16 la parte in grigio rappresenta il materiale asportato per alleggerire il carico in testa al corpo frana, quest'ultimo è rappresentato dalla superficie di scivolamento ipotetica indicata in rosso.

2.4.4 Gradonatura

La gradonatura, rappresentata in figura 2.17, consiste nella riduzione generale della pendenza di un versante tramite la realizzazione di gradoni lungo il pendio. I gradoni possono avere inclinazioni diverse a seconda delle necessità progettuali ed essere spaziate tra di loro da superfici piane di larghezza variabile in funzione delle necessità.

Un pendio soggetto a forme di instabilità superficiale potrebbe continuare a subirne gli effetti anche dopo la realizzazione delle gradonature, tuttavia, queste vanno a contenere l'estensione dei fenomeni gravitativi garantendo un generale incremento della stabilità. Inoltre, l'aumento del percorso che le acque ruscellanti devono percorrere, associato ad una riduzione generale della pendenza, ne comporta una minor azione erosiva. La minor velocità tuttavia, ne può aumentare la percolazione all'interno del corpo frana e deve essere quindi previsto un adeguato sistema di drenaggio.

Questa tipologia di intervento è particolarmente indicata in versanti rocciosi con notevole estensione, inoltre, la minor pendenza tenderà a ridurre la possibilità di distacchi rocciosi e dove questi avvengano avranno una minore energia con una maggiore possibilità che i blocchi si fermino nei tratti orizzontali tra i gradoni.



Nella figura 2.17 è osservabile come attraverso la gradonatura sia possibile ridurre l'acclività di versanti di notevole estensione. Sarà necessario valutare se le nuove pendenze create artificialmente siano compatibili con il terreno presente in sito ai fini di non creare instabilità in altre parti.

Figura 2.17: Schematizzazione di un intervento di gradonatura.

2.5 I drenaggi

I sistemi di drenaggio sono una parte essenziale di quasi ogni opera ingegneristica che vada ad interagire con il terreno. La loro presenza è essenziale per abbattere le possibili sovrappressioni idrauliche che si possono andare a generale sull'opera. Ad esempio per i muri di sostegno la presenza di un dreno posto dietro al paramento di monte di un muro di sostegno è in grado, se progettato ed installato correttamente, di annullare le sovrappressioni idrauliche agenti su di esso.

Nei versanti è possibile suddividere le opere di drenaggio in due categorie superficiali e profonde.

Nelle opere di drenaggio superficiali troviamo: canalette superficiali, fossi di guardia, dreni intercettori, riprofilatura del versante per eliminare le depressioni presenti, sigillatura ed impermeabilizzazione delle fessure beanti. Sempre tra le opere di drenaggio superficiale troviamo anche le trincee drenanti, gli speroni drenanti, i pali e le paratie drenanti.

Tra le opere di drenaggio profondo troviamo i dreni sub-orizzontali, i pozzi e le gallerie drenanti. Le ultime due tipologie di opere, sebbene molto efficaci, sono molto onerose da un punto di vista economico e vengono utilizzate solo per opere di vastissime proporzioni o nei casi in cui gli altri interventi risulterebbero inefficaci.

Di tutte le tipologie di dreni citati ne verranno descritti solo quelli utilizzati all'interno del cantiere oggetto dello studio.

Le canalette, siano esse di calcestruzzo o altri materiali, hanno il compito raccogliere, intercettare e quindi allontanare le acque ruscellanti superficiali provenienti dal pendio a monte dell'opera o quelle provenienti da altre opere drenanti. Queste vengono solitamente poste non solo a monte e/o a

valle dell'area dissestata ma anche all'esterno di essa, in tal modo si vuole evitare che acque superficiali penetrino nel terreno.

I dreni intercettori sono invece sempre realizzati a monte della nicchia di distacco ed a valle del fosso di guardia, anch'esso presente a monte della nicchia, i dreni sono realizzati eseguendo uno scavo che viene successivamente riempito di materiale drenante sotto al quale è posto un tubo in PVC fessurato protetto da un tessuto non tessuto. Il materiale drenante è solitamente composto da ghiaia.

I dreni sub-orizzontali, figura 2.18, sono costituiti da tubi microfessurati dal diametro compreso tra i 50 e gli 80 *mm*, inseriti in fori la cui inclinazione può variare dai 5 ai 15 gradi, questo si rende necessario affinché l'acqua possa essere allontanata con facilità. Per evitare che i tubi vengano intasati dai sedimenti di minor diametro questi sono rivestiti da geotessili. La profondità massima raggiungibile con questa tipologia di opere è di circa 60 *m* e i materiali che possono essere impiegati possono essere rigidi o flessibili, in ferro, PVC o altri materiali.

Nel caso di cantieri di grande estensione areale questa tipologia di opere può essere associata ad altre opere di drenaggio profondo come ad esempio i pozzi drenanti i quali possono servire come collettore da cui si dirameranno altri dreni sub-orizzontali.



Figura 2.18: Dreni sub-orizzontali e canaletta di scolo in cemento all'interno di una gradonatura realizzata nel cantiere di Vado Ligure.

3. Caso studio: CANTIERE AREA DOGANALE DI VADO LIGURE

3.1 Introduzione al caso studio

Quanto segue è tratto dalle relazioni tecniche realizzate dagli studi ingegneristici Geo engineering S.r.l e Studio Corona S.r.l.

Il cantiere presente nell'area portuale di Vado Ligure è sorto su incarico dell'Autorità Portuale ai fini della sistemazione del versante in fregio alla viabilità di accesso al porto. Le opere previste hanno lo scopo di ridisegnare la zona che oggi è occupata dal varco di dogana/security presente sul piazzale collocato a quota 15 m s.l.m. e della strada di accesso al porto nonché del parco ferroviario posto a valle della strada stessa ad una quota inferiore.

La realizzazione degli interventi prevede una risagomatura del versante, che ad inizio lavori definiva il perimetro dell'area portuale, con un arretramento verso monte della porzione basale del perimetro di circa 30 m. L'ampiamiento interesserà il parco ferroviario e la strada di accesso al porto.

Per la realizzazione e il successivo contenimento degli scavi è stata realizzata un'opera di sostegno flessibile pluritirantata, una berlinese di micropali su due livelli. A monte della prima il pendio è stato risagomato mediante gradonatura rispettivamente su tre livelli per la parte settentrionale e quattro per quella meridionale. La seconda berlinese attualmente in fase di costruzione andrà a sostenere la nuova carreggiata per il transito di mezzi su ruota spostandosi di circa 10 metri rispetto a quella odierna.

È prevista l'installazione di sistemi di drenaggio superficiali quali canalette in cemento alla base delle gradonature, canalette in pietra e cemento e dreni sub-orizzontali. Inoltre, è presente una rete di monitoraggio comprendente piezometri, inclinometri, stazioni multiparametriche lungo il versante e celle di carico sulle opere di sostegno edificate.

3.2 Inquadramento Geografico

Il terminal intermodale sorge all'interno del porto commerciale di Vado Ligure nella provincia ligure di Savona. In figura 3.1 è possibile osservare una immagine satellitare tridimensionale della zona interessata dai lavori mentre in figura 3.2 si ha una vista in pianta dell'area entrambe le foto sono state prese Google Maps. L'area di intervento ha una estensione di circa 550 m di lunghezza e dista circa 200 m dalla linea di costa.



Figura 3.1: Foto satellitare dell'area interessata dal cantiere precedentemente i lavori.

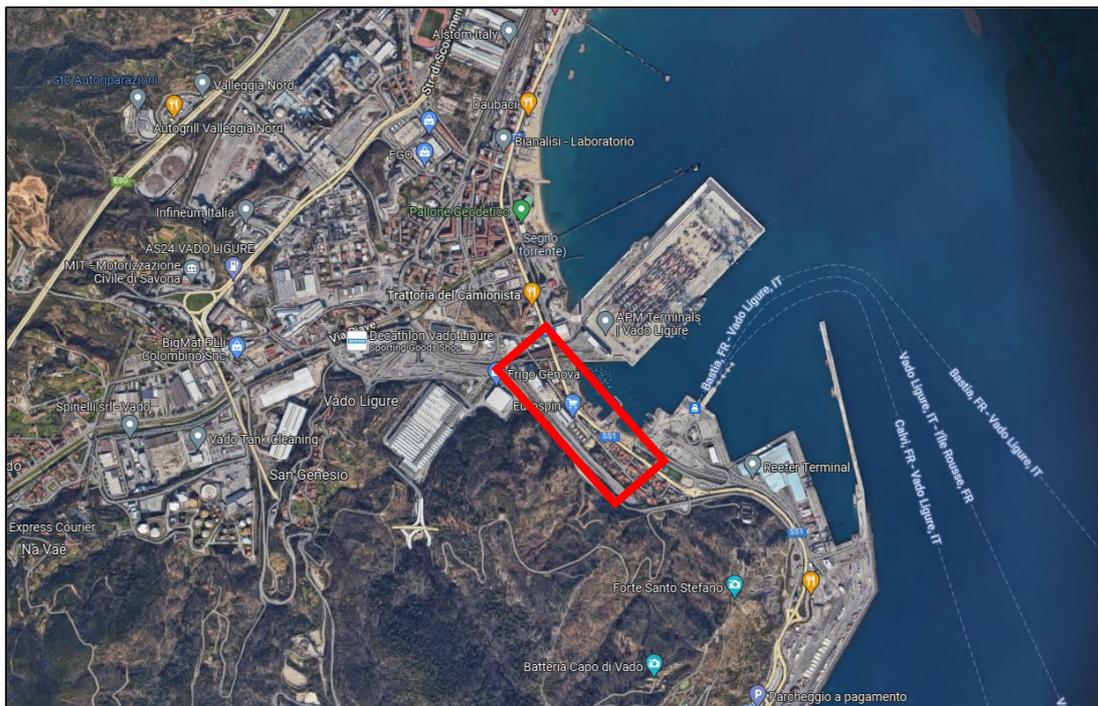


Figura 3.2: Immagine satellitare, l'area di studio è evidenziata in rosso.

3.3 Inquadramento Geologico

L'area di studio è collocata secondo la cartografia geologica ufficiale della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 nel Foglio 92 – 93 Albenga – Savona (Boni et al., 1971) e nella Carta Geologica con elementi di geomorfologi della Regione Liguria alla scala 1: 25.000. Essa rientra negli areali di affioramento del Dominio Brianzonese. Nel Foglio 92 – 93 Albenga – Savona (Boni et al., 1971) i litotipi prevalenti sono due (figura 3.3):

1. Formazione di Murialdo, composta da Filladi e Micascisti carboniosi scuri con frequenti lenti, vene di quarzo e locali orizzonti di metarenarie grigie o verdastre o intercalazioni di Metabasiti della Formazione di Eze;
2. Graniti del Torrente Letimbro, composti da Graniti gneissici fortemente cataclasati.



Figura 3.3: Stralcio della Carta Geologica d'Italia a scala 1: 100.000, Foglio 92-93 Albenga-Savona, in cui è visibile l'area in esame. (Boni et al., 1971)

Nella Carta Geologica 1:25000 della Regione Liguria si distinguono due Unità (figura 3.4):

- Tegumento Permo Carbonifero costituito da Metasedimenti Permiani indistinti e dalla Formazione di Murialdo, costituita da Filladi scure grafitiche con frequenti lenti e vene di quarzo e locali intercalazioni di Metabasiti della Formazione di Eze;
- Basamento Prevarisico dell'Unità Savona-Calizzano, costituita dalla Formazione delle Miloniti, ovvero cataclasiti, miloniti e blastomiloniti, indifferenziate a spese di rocce del basamento (Ortogneiss, Paragneiss, Micascisti e Anfiboliti).

La tettonica dell'area è caratterizzata dalla presenza di un contatto tettonico o sovrascorrimento che porta le Unità di Basamento Prevarisico a sovrascorrere sul Tegumento Permo Carbonifero (Seno et al., 2005), da mettere in relazione con la presenza delle Miloniti. Milonite è un termine strutturale che si riverisce solo al fabric, ovvero rocce foliate e frequentemente lineate che mostrano evidenze di una forte deformazione duttile, non dà informazioni sulla composizione mineralogica della roccia (Passchier et al., 1996).

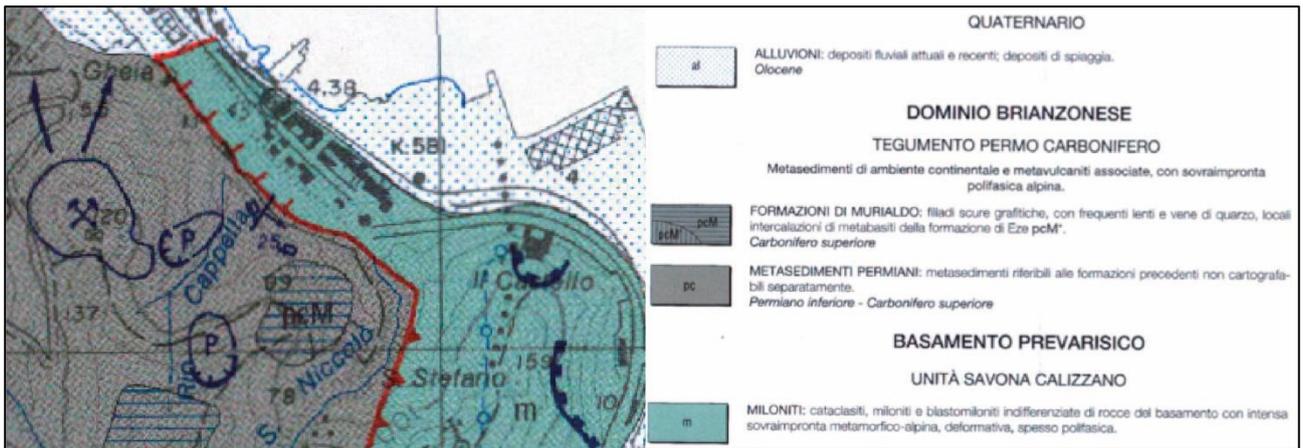


Figura 3.4: Stralcio della Carta Geologica con elementi di geomorfologia della Regione Liguria alla scala 1: 25.000.

Nella zona interessata dal cantiere è stato svolto un rilevamento geologico di superficie che ha individuato rocce appartenenti all'unità tettono-stratigrafiche in linea con quanto precedentemente descritto dalle carte geologiche. In particolare sono stati rilevati:

- Unità di Basamento Prevarisico dell'Unità Calizzano-Savona, costituita da Ortogneiss Milonitici (OM) (figura 3.5);
- Unità Brianzonese appartenente al Tegumento Permo-Carbonifero, Formazione di Murialdo (FM) (figura 3.6).



Figura 3.5: Ortogneiss Milonitici in affioramento, con porfiroclasti di k-feldspato di colorazione bianca e dimensioni centimetriche.

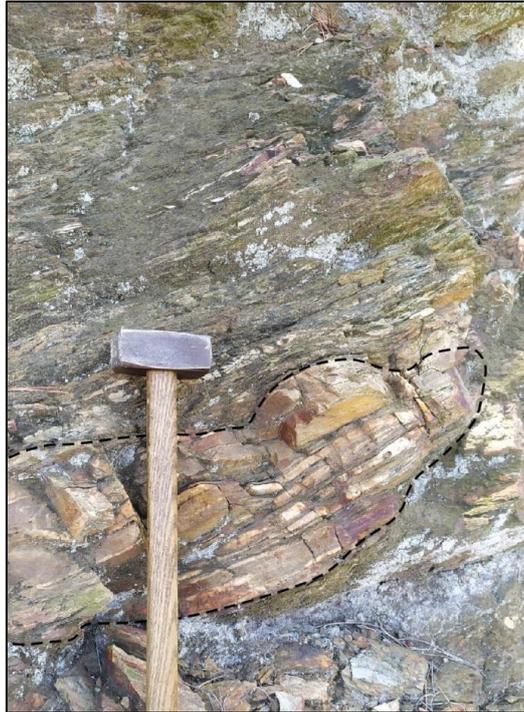


Figura 3.6: Affioramento della Formazione di Murialdo, la linea tratteggiata nera un'intercalazione di Metarenaria entro i Quarzo-micascisti.

Le coperture eluvio colluviale, visibile in figura 3.7, rilevate nell'area non presentano spessori significativi e il substrato risulta essere sempre affiorante o sub-affiorante coperto da un suolo superficiale il cui spessore è compreso tra 0,5 a 1 m. Questa copertura colluviale risulta essere suddivisa in due livelli, un primo livello è costituito da suolo argilloso sotto al quale è presente il secondo livello dove il substrato si presenta disgregato e alterato dall'azione degli agenti atmosferici.



Figura 3.7: Coltre eluvio colluviale affiorante nel settore NW dell'area. Il suolo ha uno spessore di circa 0,3 m sotto al quale affiora il substrato roccioso fratturato e alterato.

Nell'Unità degli Ortogneiss sono state rilevate dei sistemi di fratturazione che sono stati distinti in 6 differenti famiglie anch'esse base alla loro orientazione riportate sullo stereogramma presente in figura 3.8. Sono state denominate KO1, KO2, KO3, KO4, KO5, KO6.

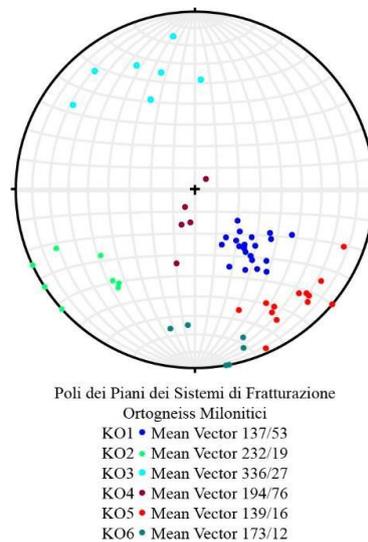


Figura 3.8: Proiezione stereografica relativa ai sistemi di fratturazione degli Ortogneiss Milonitici.

Nella zona sono presenti diversi sistemi di fratturazione che interessano sia la Formazione di Murialdo che l'Unità degli Ortogneiss Milonitici. All'interno della Formazione sono stati riscontrati sei differenti set in base alla loro orientazione, questi sono stati riportati nello stereogramma presente in figura 3.9. I sistemi sono stati denominati: KM1, KM2, KM3, KM4, KM5, KM6. Le famiglie, ad esempio, KM1 e KM4 possono essere ricollegate al clivaggio di crenulazione, mentre le KM5 e KM6 al sistema di faglie di cui si discuterà in seguito.

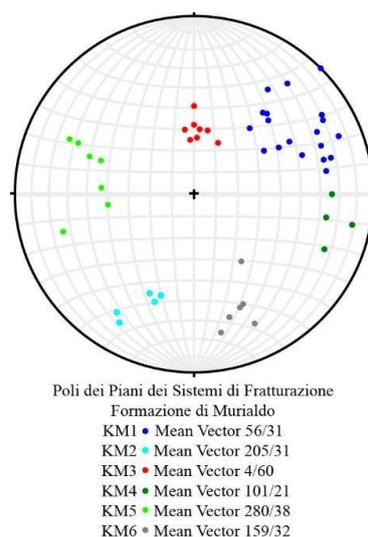


Figura 3.9: Proiezione stereografica relativa ai sistemi di fratturazione nella Formazione di Murialdo.

Nella zona sono stati individuati diversi sistemi di faglie coniugate che mostrano un andamento NE-SW con una inclinazione da medio ad alto angolo, ciò è visibile nello stereogramma presente in figura 3.10. Il sistema di faglie disloca il limite tra l'Unità di Ortogneiss e la Formazione di Murialdo mettendolo in contatto sia nel settore NW che nel settore a SE (figura 3.11). La componente di movimento è prevalentemente normale e abbassa i settori centrali dell'area. Questi settori corrispondono alle aree in cui affiora l'Unità di Ortogneiss Milonitici andando a creare una struttura tipo graben (figura 3.12).

In figura 3.12 sono evidenziate le aree dove la deformazione è stata più intensa legate al sovrascorrimento (ellisse tratteggiato in blu) e quelle legate alla presenza di faglie che hanno causato le fratturazioni (ellissi gialli).

Le faglie con immersioni verso SE sono relative al contatto con il settore di NW della Formazione di Murialdo, mentre i piani di faglia che presentano immersioni verso NW sono da attribuirsi al contatto tra gli Ortogneiss e la Formazione di Murialdo nel settore a SE dell'area.

In figura 3.11 è osservabile come nella zona di faglia sia visibile la forte fratturazione del substrato coinvolto dato dalla frizione lungo di esso. I piani di faglia sono indicati dalle linee rosse tratteggiate.

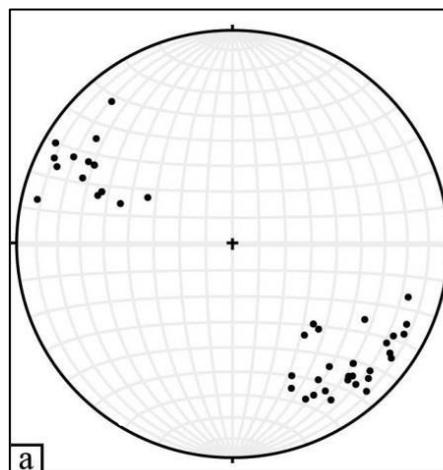


Figura 3.10: Proiezione stereografica dei poli dei piani di faglia e rispettivi sistemi di fratturazione.



Figura 3.11: Piano di faglia principale che delimita la Formazione di Murialdo e gli Ortogneiss Milonitici del settore a SE dell'area.

Lungo i principali piani di faglia si è sviluppata una zona cataclastica che comporta una forte fratturazione del substrato coinvolto come è osservabile in figura 3.11. Inoltre, è stata riscontrata una zona di faglia secondaria nell'impluvio del rio Cappella con immersione NW, in questa zona il substrato risulta fortemente fratturato ed alterato. A questo sistema di faglie sono associati dei set di fratturazione presenti negli Ortogneiss corrispondenti al set KO5, mentre per la formazione di Murialdo corrisponde ai set KM5 e KM6. Il rigetto di questa zona di faglia non risulta identificabile a causa della mancanza di indicatori cinematici.

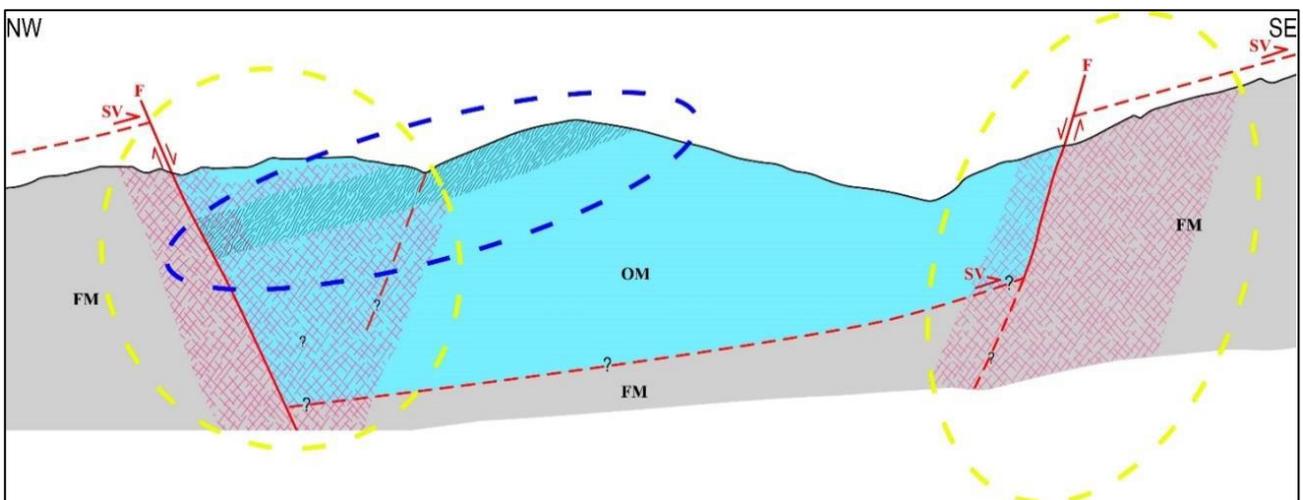


Figura 3.12: Sezione non in scala a scopo illustrativo. F: faglia; FM: Formazione di Murialdo; OM: Ortogneiss Milonitici; SV: sovrascorrimento.

3.4 Assetto geomorfologico e condizioni di dissesto in atto

3.4.1 Condizioni individuate al gennaio 2020

In passato, nell'area occupata dall'area doganale, si sono susseguiti alcuni dissesti culminati nell'inverno tra il 2019 – 2020 con l'invasione del vecchio ingresso dell'area doganale non più in uso.

Questi eventi hanno reso necessaria l'esecuzione dei lavori consistenti nella riprofilatura del settore terminale di scarpata con anche la creazione di un vallo per contenere eventuali nuovi distacchi.

In figura 3.13 viene riportato lo ietogramma di evento pubblicato da ARPAL e relativo alla stazione di Santuario di Savona dal quale sono state le intensità di precipitazione massima registrate e la cumulata di piogge pari a 430 *mm*.

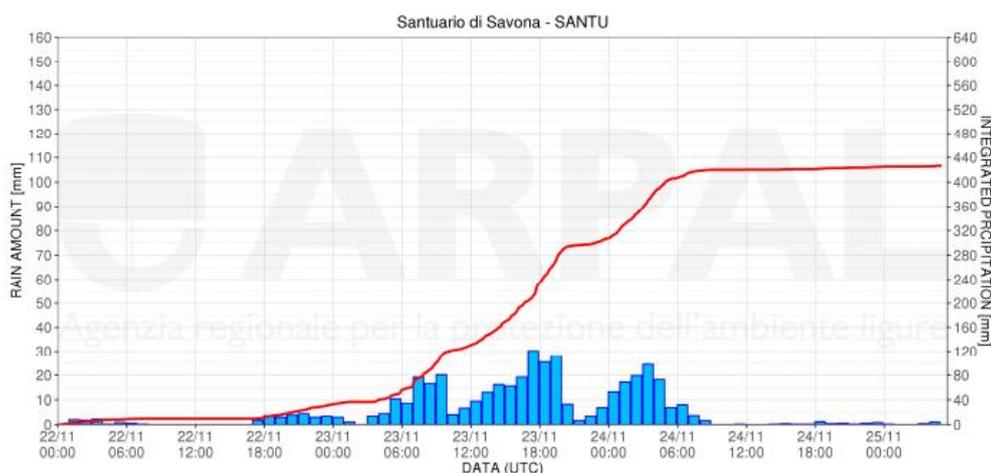


Figura 22 Ietogramma e cumulata a Santuario di Savona.
INTENSITA': MODERATE (mm/1h), MOLTO FORTI (mm/3h)
QUANTITA': MOLTO ELEVATE (mm/6h, mm/12h, mm/24h)

Figura 3.13: Estratto del rapporto dell'evento del 22 – 24 novembre 2019. Fonte ARPAL.

La zona interessata dai dissesti è adiacente agli uffici doganali dell'attuale barriera di ingresso al porto commerciale, nello specifico sovrasta il presente parcheggio a servizio dell'area. I fenomeni susseguitesì sono assimilabili a delle colate detritiche che hanno sfondato la barriera posta a protezione dell'area invadendo il piazzale e compromettendo la viabilità nello scalo.

Nel 2016 è stata prodotta una cartografia riportata in figura 3.14 dove si era rilevato l'allargamento di una precedente frana che già insisteva sul versante. Il pendio instabile si estende oltre i limiti della proprietà dell'Autorità portuale presentando delle condizioni di erosione diffusa associata al ruscellamento non regimato che con il tempo si è impostato lungo i solchi presenti sul terreno andandoli ad aggravare. Inoltre, gli incendi che hanno colpito l'area hanno distrutto la copertura vegetale andando ad aggravare il trasporto solido verso l'impluvio limitrofo del Rio Cappella e le strutture portuali.

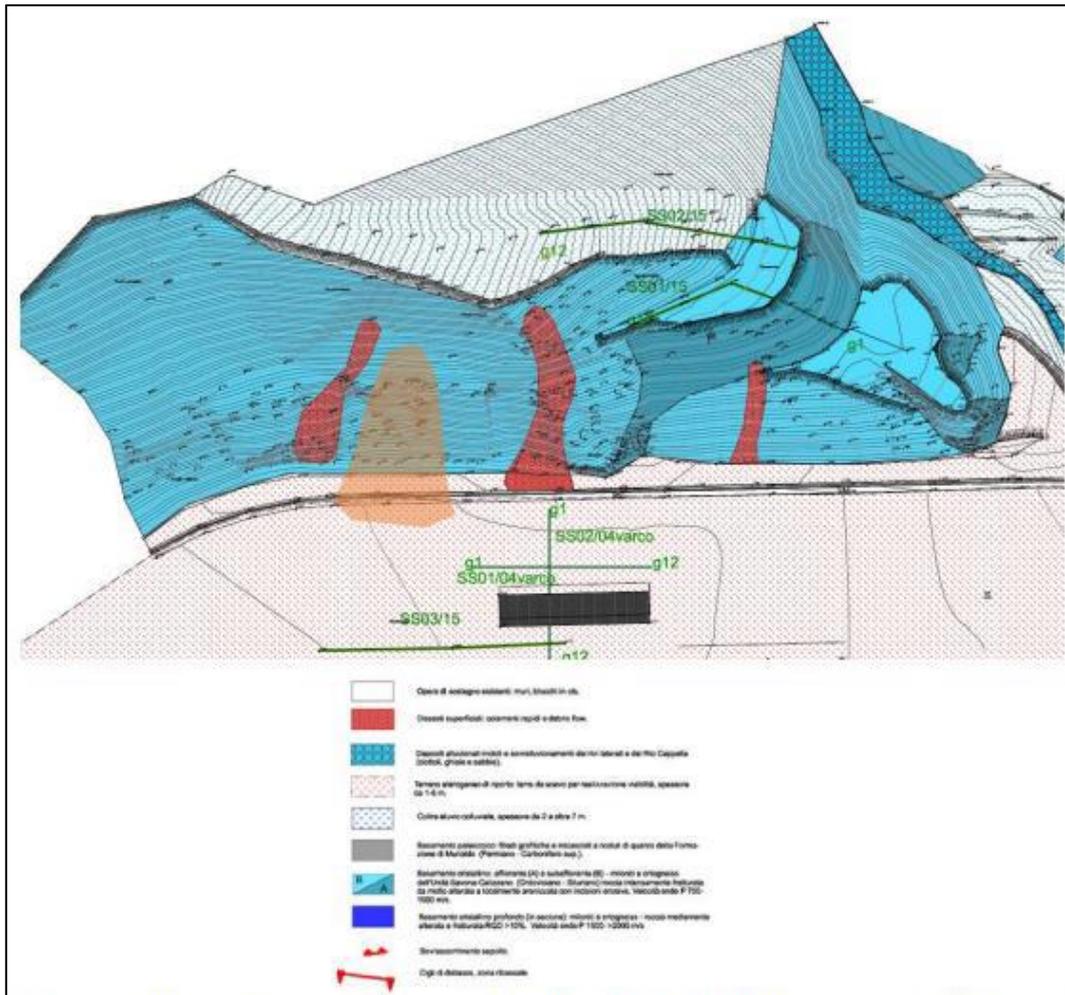


Figura 3.14: Estratto carta geologica del progetto 711 (2016) con frane di colamento pre-esistenti e colamento del 24 – novembre 2019.

A seguito dell'evento franoso accorso nel novembre 2019 si sono resi necessari dei lavori urgenti di rimozione dell'accumulo di frana e disaggi nella zona di coronamento.

Nelle figure 3.15 e 3.16 si può osservare il franamento avvenuto tra il 23 e 24 novembre 2019.

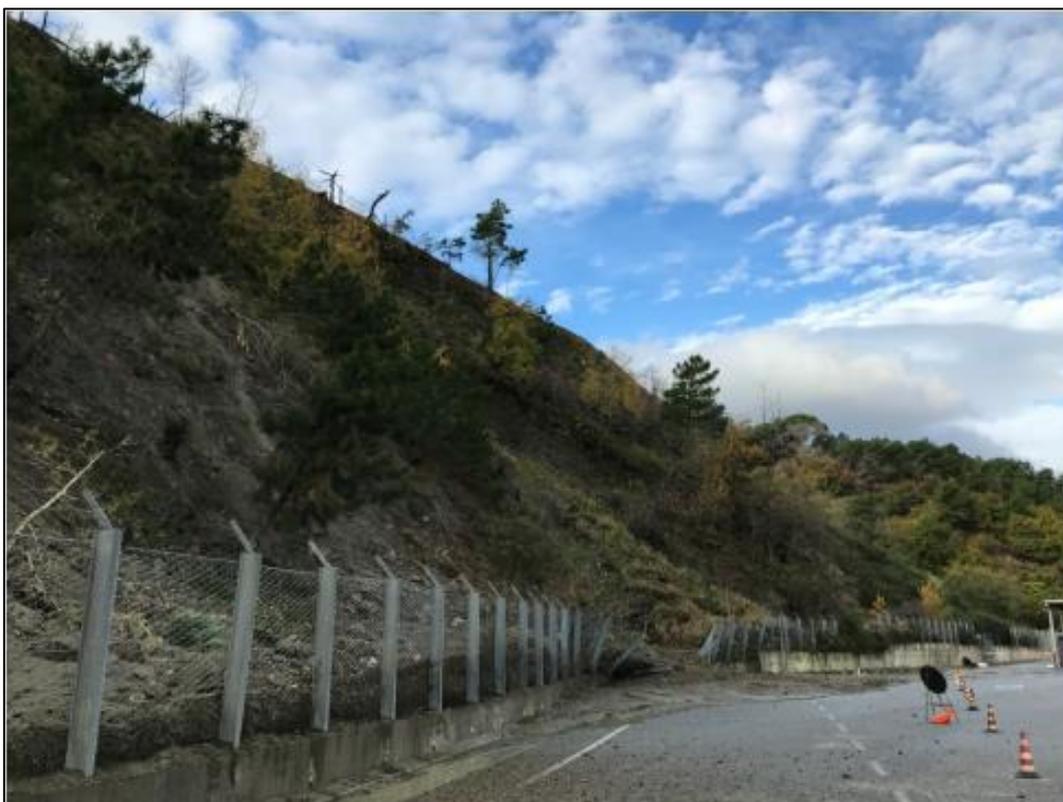


Figura 3.15: Dissesto avvenuto presso il varco Q15 vista laterale.



Figura 3.16: Dissesto avvenuto presso il varco Q15 vista frontale.

Nel 2019 nel corso del mese dicembre ed in particolare il 20 dicembre la stazione di Santuario di Savona ha registrato una cumulata di 105 *mm* in 6 *h* e nell'arco delle 24 *h* sono stati superati in diverse stazioni del territorio provinciale i 200 *mm* di pioggia cumulata.

A seguito di questi eventi il 1° gennaio 2020 un nuovo fronte di frana si è aperto in posizione adiacente a quello precedentemente sviluppatosi nel mese di novembre 2019 (figura 3.17). Il nuovo fronte è più esteso del precedente andando a mobilitare non solo uno strato superficiale di terreno ma un volume di terreno più profondo costituito da roccia alterata. I cinematismi che si sono impostati sono compatibili movimenti di scivolamento rototraslazionale e formazione di profonde fessurazioni nella zona di coronamento (figure da 3.18 a 3.20). La nuova frana oltre ad aver ribassato importanti volumi di terreno ha causato la mobilitazione di nuovo materiale che ha invaso la corsia di monte del varco doganale andando a superare le barriere di protezione sostituite dopo l'evento di novembre 2019 (figura 3.21).

Il materiale mobilizzato a seguito del fenomeno gravitativo del gennaio 2020 è stato stimato in circa 8000 *m*³ di materiale di tipo pseudolitoide, ciò ha reso necessario il riconsiderare i profili del pendio sovrastante il varco doganale Q15. Attraverso escavatori a braccio lungo sono stati disgiunti estesi volumi di materiale presente sul coronamento la cui condizione di stabilità non era tale da garantirne la sicurezza. Inoltre, anche a seguito degli interventi di disaggio i fattori di sicurezza delle scarpate non erano tali da garantire la stabilità a lungo termine, per tali ragioni è stato successivamente realizzato un rilevato paramassi esteso per circa 70 *m* a partire dal varco doganale ad una quota 15 *m* s.l.m.

Il rilevato in questione è presente tutt'ora ed è parte integrante del progetto redatto ai fini dell'ampliamento del terminal intermodale.



Figura 3.17: Frana del 1° gennaio 2020, scivolamento rototraslazionale e ribassamento sul coronamento.



Figura 3.18: Terreno ribassato con presenza di fessurazioni di trazione subverticali impostesi nel basamento milonitico alterato.



Figura 3.19: Particolare del terreno ribassato con presenza di fessurazioni da trazione.



Figura 3.20: Particolare del terreno ribassato con presenza di fessurazioni da trazione.



Figura 3.21: Frana del 1° gennaio 2020, cerchio rosso sono evidenziate le barriere divelte.

La precedente carta geologica del 2016 a seguito dei nuovi eventi franosi è stata aggiornata ed è visibile in figura 3.22.

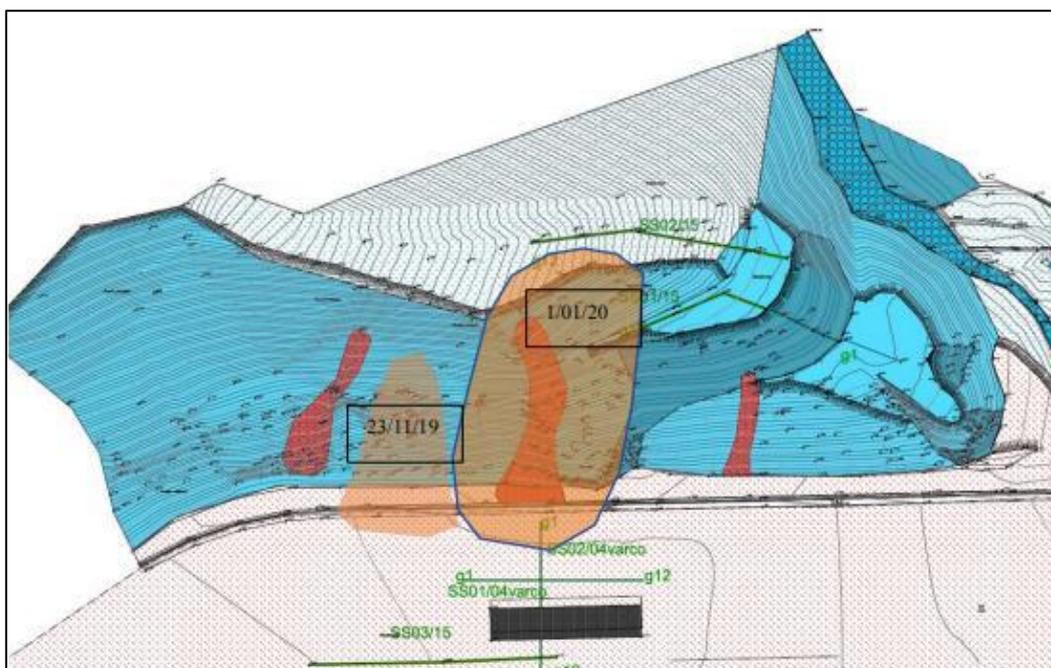


Figura 3.22: Estratto della carta geologica del progetto 711 (2016) aggiornata con i dissesti del 23/11/2019 e 1/1/2020.

3.4.2 Condizioni attuali

I rilievi geologici, riportati nella carta geologica presente in figura 3.23, eseguiti a supporto della progettazione esecutiva hanno individuato a S – SE del versante in esame un diffuso stato fessurativo, causato molto probabilmente da un detensionamento del pendio con la presenza di estesi trench (figure da 3.24 a 3.26) di profondità variabile tra un minimo di 0,50 *m* e i 2,5 *m* con una profondità media di circa un metro. Queste fessure sviluppatesi nel terreno presentano un'apertura da pluridecimetrica a metrica ed interessano la copertura eluvio colluviale presente ed il substrato roccioso dei micascisti.

La zona interessata da questi fenomeni di fessurazione presenta uno sviluppo planimetrico notevole con una larghezza massima di circa 170 *m* e una estensione longitudinale, che va dai livelli più elevati dei trenches al piede del versante, di circa 180 *m* con un dislivello massimo riscontrato di circa 80 *m*.

Le analisi geometriche dello sviluppo delle fratturazioni evidenzia una potenziale instabilizzazione del versante molto più ampia rispetto ai fenomeni avvenuti del gennaio 2020. Le fessurazioni si estendono anche a sud della porzione interessata dagli eventi del 2019 – 2020 in corrispondenza di un settore della scarpata a ridosso della viabilità doganale che non è stato interessato, per ora, da instabilizzazioni.

I rilevamenti svolti hanno individuato una zona di faglia in affioramento con immersione verso l'area del porto dove il settore maggiormente fratturato si interseca con la Formazione di Murialdo, le frane si sono imposte in questa area maggiormente fratturata. Inoltre, la faglia potrebbe causare ulteriori problematiche di dissesto a carico del versante.

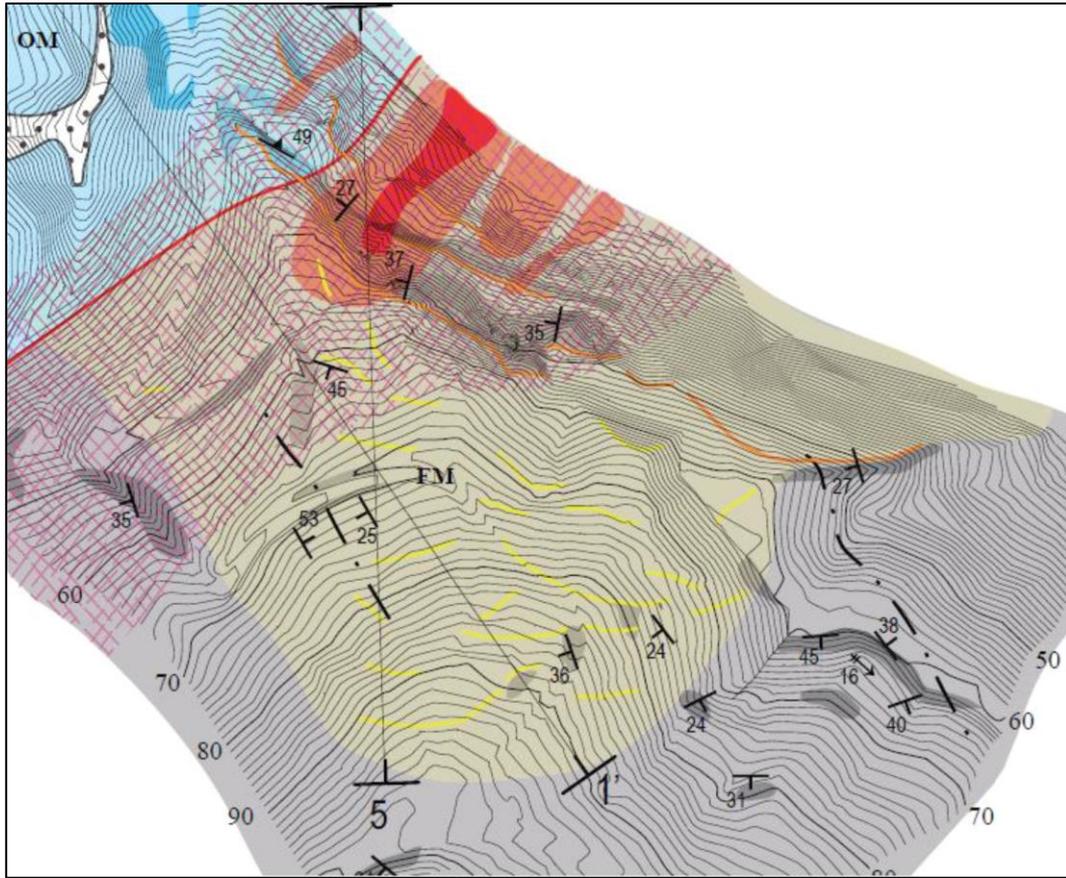


Figura 3.23: Estratto della carta geologica, i trenches sono riportati con delle linee gialle.

La carta geologica da cui è stata tratta quella in figura 3.23 è visibile all'interno dell'allegato 1.



Figura 3.24: Versante interessato dalla frana e dai trenches.

La freccia in rosso in figura 3.25 indica la direzione di movimento del terreno.



Figura 3.25: Trenches individuato nel tratto a monte degli interventi di risagomatura eseguiti a seguito degli eventi dell'inverno 2019 – 2020.



Figura 3.26: Trench che ha causato il ribassamento del terreno a monte dell'area doganale.

Durante i nuovi rilievi sono stati rilevati i seguenti dati, tabella 3.1, afferenti alle fratturazioni presenti nell'area di studio.

Tabella 3.1: Set di fratture riscontrati e cartografati. I valori indicati sono riferiti ai piani di fratturazione medi (SC: scistosità; FR: frattura).

Ortogneiss Milonitici	Set KO1 (SC.)	Set KO2 (FR.)	Set KO3 (FR.)	Set KO4 (FR.)	Set KO5 (FR.)	Set KO6 (FR.)
	317°/37°	52°/71°	156°/63°	14°/14°	319°/74°	353°/78°
Formazione Di Murialdo	Set KM1 (SC.)	Set KM2 (FR.)	Set KM3 (FR.)	Set KM4 (FR.)	Set KM5 (FR.)	Set KM6 (FR.)
	236°/59°	25°/59°	184°/30°	281°/69°	100°/52°	339°/58°

Le condizioni idrogeologiche dell'area evidenziano la presenza di una falda libera con soggiacenza rispetto al piano campagna nei punti indagati di circa 12 – 13 m. La presenza della falda libera ha un forte impatto ai fini della definizione delle geometrie delle scarpate di scavo previste. Al fine di garantire dei fattori di sicurezza adeguati, sia per la stabilità locale che globale, è importante non solo tenerne conto a fini progettuali ma bisognerà proseguire i controlli durante tutte le fasi di realizzazione delle opere e anche post operam con un adeguato sistema di monitoraggio.

Nell'allegato 1 saranno presenti la carta geologica completa dell'area e le sezioni geologiche forniteci insieme alle relazioni da parte dello studio Geo Engineering S.r.l.

3.5 Parametri geotecnici

Vengono riportati i valori delle caratteristiche geotecniche utilizzate come punto di partenza per la back analysis. I dati presenti all'interno delle tabelle 3.2 e 3.3 sono stati estrapolati dalla relazione geotecnica fornita dai studi Geo engineering S.r.l. e Studio Corona S.r.l.

Le indagini geotecniche sono state svolte mediante carotaggio continuo per un totale di n° 7 perforazioni realizzate nel 2016 e nel 2022, sulle carote estratte sono state successivamente eseguite delle analisi di laboratorio i cui risultati insieme a quelli dei carotaggi sono riportati all'interno dell'allegato 2. In particolare i sondaggi eseguiti nel 2022 sono stati realizzati nella porzione Nord del settore destinato agli interventi di gradonatura, il quale non era coperto dalle precedenti indagini.

Inoltre, ciò si è reso necessario poiché i rilievi geologici di superficie hanno evidenziato dei settori fortemente influenzati dalla tettonica locale, a questo si aggiungono evidenze morfologiche quali la presenza di un pendio meno acclive fa supporre delle caratteristiche meccaniche inferiori.

Tabella 3.2: Caratteristiche geotecniche coperture.

Strato	Densità ρ (kN/m^3)	Coesione c (kPa)	Angolo d'attrito θ ($^\circ$)
Coperture sciolte	18,0	5,0	34,0

Tabella 3.3: Caratteristiche geotecniche substrato roccioso.

Strato	Densità ρ (kN/m^3)	Coesione c (kPa)	Angolo d'attrito θ ($^\circ$)	JAngolo θ ($^\circ$)	JCoesione c_j (kPa)	JFrizione φ_j ($^\circ$)	JDilatazione ψ_j ($^\circ$)
Basamento alterato Miloniti gneissiche da molto fratturate a localmente disfatte	23,0	80,0	25,0	50,0	60,0	33,8	17,0
Basamento litoide Miloniti fratturate	26,0	180,0	34,0	50,0	180,0	33,8	17,0

Inoltre, nel 2004 e successivamente nel 2015 sono state effettuate delle prospezioni sismiche a rifrazione i cui risultati sono riportati all'interno dell'allegato 2.

4. Interventi in progetto

Per la realizzazione degli ampliamenti previsti e per la mitigazione di ulteriori dissesti si è reso necessario un intervento di risagomatura del versante attraverso la realizzazione di scarpate a diversa inclinazione.

Gli interventi mirano, come anticipato nei precedenti capitoli, ad un ampliamento su due livelli del terminal intermodale del porto commerciale di Vado Ligure. Il primo livello sarà occupato dal terminal ferroviario mentre il secondo, posto ad una quota maggiore, sarà occupato dalla strada di accesso al porto. Per garantire questi ampliamenti lo scavo si approfondirà mantenendo un fronte verticale la cui stabilità sarà garantita da delle berlinesi di micropali pluritirantate con un'altezza fuori terra variabile sino ai 7 m per il settore di base e di circa 7 m per quello superiore.

Il versante sovrastante la strada di accesso al porto è stato risagomato attraverso gradonatura con scarpate aventi altezza di circa 10 m intervallate da banche orizzontali di larghezza di circa 4 m.

L'acclività delle nuove scarpate varia tra i 45 ° in corrispondenza del settore basale e i 34 ° per le gradonature più elevate.

In particolare nella zona settentrionale del cantiere si prevede una sequenza di gradonature con una inclinazione di circa 34 °, sezione 10, mentre nella parte meridionale, sezione 15, i gradoni variano tra i 45 ° per il primo gradone 38 ° per il secondo e il terzo mentre il quarto, dove presente, ha una inclinazione di 34 °. La scelta di far variare l'inclinazione è stata fatta in un'ottica di ottimizzazione delle verifiche di stabilità, infatti, l'inclinazione delle gradonature è stata scelta sulla base delle informazioni geologiche, idrologiche e stratigrafiche a disposizione.

Nella zona meridionale per garantire la sicurezza delle operazioni di scavo e intercettare possibili nuovi distacchi si è realizzato un vallo in terra rinforzata.

Vengono riportate in figura 4.1 e 4.2 due sezioni che illustrano le caratteristiche sopra citate, nell'allegato 3 è possibile visionare la planimetria dell'area di studio per meglio comprendere il posizionamento delle sezioni.

La prima scarpata, riportata in figura 2.8, con una inclinazione di 45 ° è stata rinforzata con un intervento di chiodatura diffusa a maglia quadrata di lato 3 m ad essa è associata una rete di rafforzamento corticale a doppia torsione e funi. Le barre d'acciaio utilizzate sono del tipo "Dywidag" con diametro nominale $\varnothing = 26,5 \text{ mm}$ e lunghezza di 6,0 m, le barre sono inserite all'interno di fori con diametro nominale non inferiore a 76 mm e cementate attraverso l'utilizzo di boiaccia cementizia.

Per favorire il deflusso di eventuale acqua presente all'interno delle gradonature è stato realizzato un sistema di microdreni su due livelli, il primo realizzato in corrispondenza della prima gradonatura,

figura 2.18, mentre il secondo è stato realizzato all'interno della paratia di sostegno di monte. La lunghezza dei dreni è di 30 m con passo di 3,5 m.

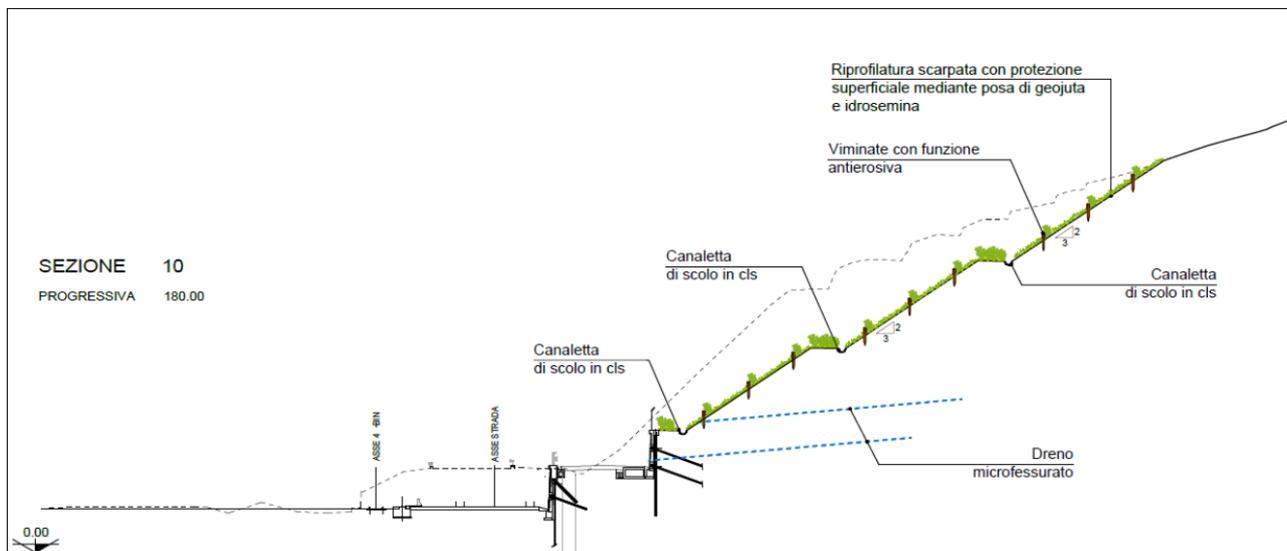


Figura 4.1: Sezione di controllo n° 10.

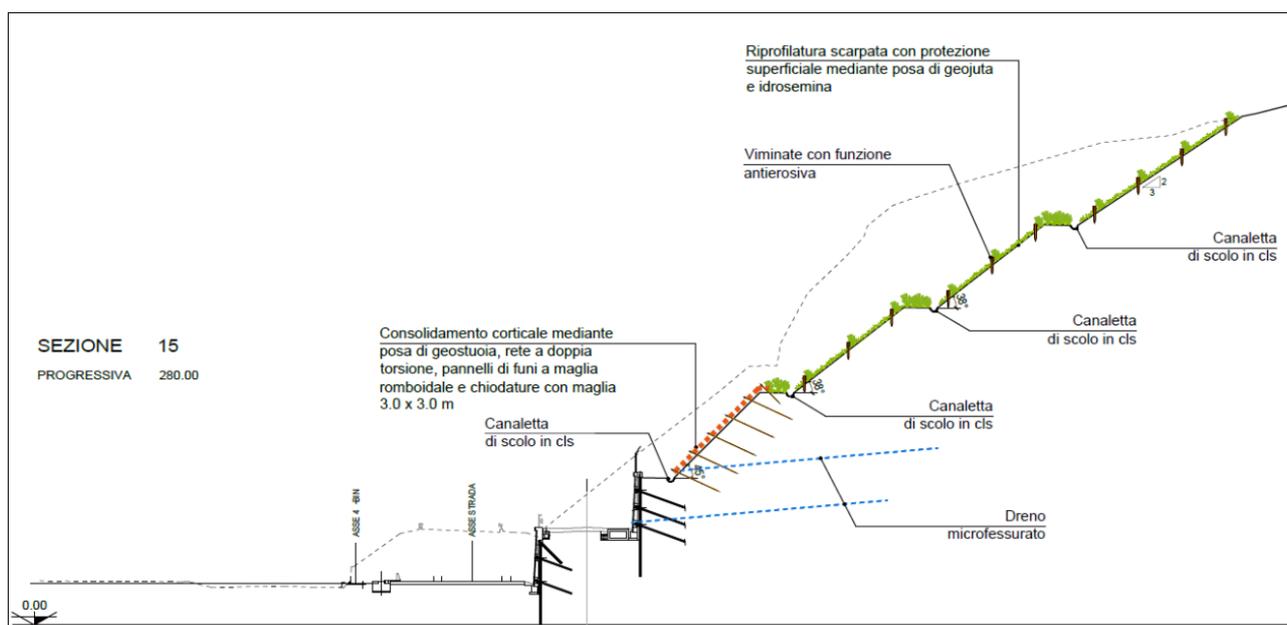


Figura 4.2: Sezione di controllo n° 15.

Sulle scarpate sono state implementate varie soluzioni per proteggerle dell'erosione da parte delle acque meteoriche e ruscellanti. Lungo i versanti più acclivi sono state disposte delle geostuoie in juta successivamente idroseminate, figura 2.9, mentre nei settori meno acclivi sono state installate anche delle viminate.

Per il controllo delle strutture e dei versanti è stato adottato un approccio di tipo osservazionale mediante un sistema di monitoraggio geotecnico del comportamento degli scavi e delle paratie. Per fare ciò si è deciso di realizzare delle sezioni di controllo lungo lo sviluppo dell'intero settore, le sezioni più rappresentative, indicate all'interno della figura 4.3, sono:

- la sezione 5: inclinometro esistente ricondizionato S1/22 e realizzazione di un piezometro Pz1 di lunghezza 20 m in corrispondenza della banca intermedia;
- la sezione 10: è stato ricondizionato un piezometro esistente indicato con S2/22 e la realizzazione di un inclinometro I1 di lunghezza 25 m;
- la sezione 15: realizzazione di un inclinometro I2 di lunghezza 30 m ed un piezometro Pz2 di lunghezza 25 m in corrispondenza della seconda bancata e di un inclinometro Pz3 anch'esso di lunghezza 25 m in corrispondenza della terza bancata, ed un inclinometro I3 di lunghezza 30 m sulla quarta bancata;

Ulteriori strumentazioni sono state installate sulle paratie, la posizione dei restanti elementi di monitoraggio è presente nell'allegato 3.

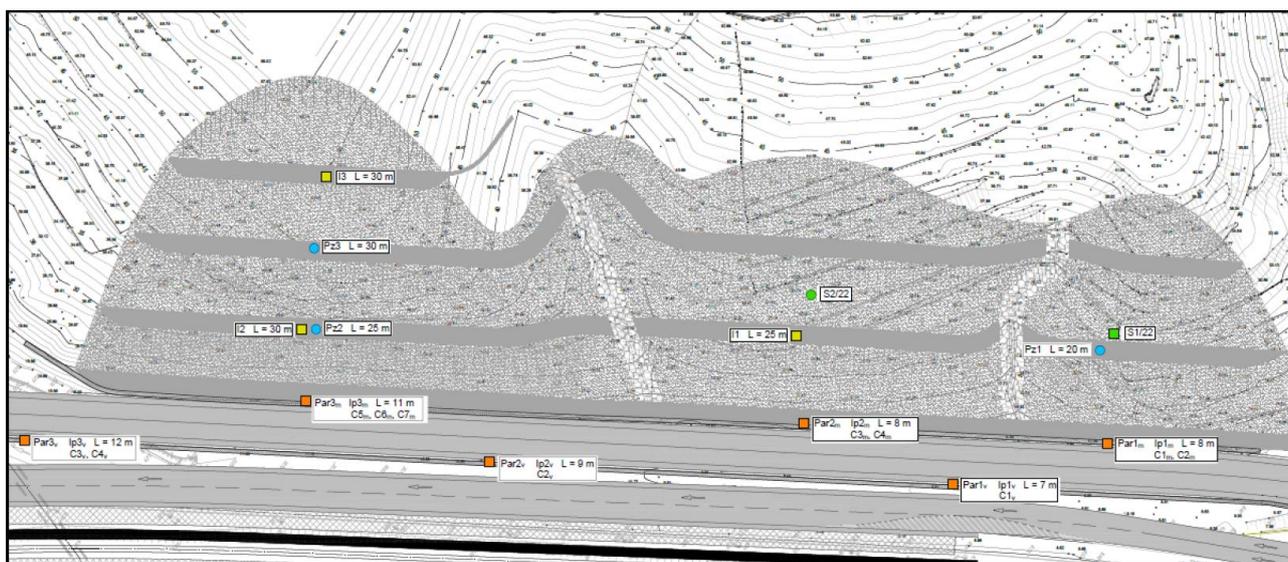


Figura 4.3: Posizione degli strumenti di monitoraggio per le sezioni 5, 10 e 15.

4.1 Cantierizzazione

In questo paragrafo verranno illustrate le fasi di lavoro previste per l'ampliamento del terminal intermodale dell'area portuale di Vado Ligure.

Sono state previste due macro fasi. Nella prima verranno realizzate le opere che riguardano gli sbancamenti di monte e quindi la riprofilatura del versante, in questa fase l'area di cantiere e quindi anche le zone di fruizione del personale quali: uffici, spogliatoi, mensa servizi ed aree di stoccaggio sono state collocate all'interno del vecchio varco doganale, ora dismesso, presente nel porto.

La seconda macro fase inizierà dopo che verrà deviato il traffico sulla nuova sede stradale, in questa fase verranno realizzate le opere di sostegno di valle e le opere riguardanti l'ampliamento del parco ferroviario, inoltre, per questioni logistiche l'area di cantiere verrà spostata ad inizio intervento lato Savona.

La prima macro fase è suddivisa a sua volta in tre micro fasi, gli obiettivi della prima di queste sono:

- sbancamenti del versante sovrastante l'area doganale e relative riprofilature delle scarpate;
- installazione delle paratie lungo tutto il versante di monte e predisposizione di n° 2 pozzettoni per garantire la continuità idraulica degli impluvi di monte;
- scavo a fasi con relativa messa in opera dei tiranti;
- costruzione del nuovo canale di scarico che verrà posizionato al piede della paratia di monte; e successiva deviazione dell'attuale canale di scolo nel nuovo canale.

Seconda micro fase:

- sbancamenti relativi al materiale della vecchia frana e successiva realizzazione di un vallo in terra rinforzata per mettere in sicurezza l'area di lavoro da possibili nuovi distacchi;
- scavo e successiva realizzazione dello scatolare inerente al Rio Cappella;
- realizzazione dei gradoni del versante in frana;
- realizzazione dei canali di scolo;
- realizzazione della paratia di valle con relativo cordolo;
- scavo a sezione obbligata a tergo della paratia per il posizionamento del collettore acque bianche e del cavidotto per l'alloggiamento della tubazione dell'acquedotto e della linea elettrica in bassa tensione;
- spostamento dell'acquedotto e della linea elettrica in bassa tensione.

Terza micro fase:

- messa in posa della canaletta di raccolta delle acque meteoriche e dei relativi pozzetti di scarico nel nuovo canale di scolo;
- scavo e costruzione del muro di valle;
- realizzazione della pavimentazione della nuova sede stradale;
- posizionamento della recinzione per la nuova area di cantiere.

L'accesso all'area di cantiere per tutta la durata della prima macro fase è garantito attraverso il collegamento viario ad oggi presente nel porto. Tale collegamento si presenta come una strada a due corsie, una per senso di marcia, utilizzata dagli autoveicoli e mezzi pesanti per raggiungere le banchine e permettere il carico e lo scarico merci. La strada si presenta quindi idonea al passaggio dei mezzi da cantiere quali bisarche per il trasporto di materiali e mezzi d'opera.

La sede stradale che verrà realizzata nella seconda macro fase dovrà garantire il passaggio in sicurezza di mezzi pesanti.

Per quanto concerne le interferenze almeno per la prima macro fase non si registrano particolari problematiche poiché il cantiere è limitato ed al di fuori dell'attuale sede stradale la quale rimane transitabile da tutti i mezzi che ne abbiano necessità.

Attualmente lo stato di avanzamento del cantiere è alla seconda micro fase ed in particolar modo si sta realizzando la paratia di valle attraverso lo scavo e il successivo posizionamento dei micropali.

La seconda macro fase è invece suddivisa in due micro fasi.

Quarta micro fase:

- deviazione del traffico sulla nuova sede stradale;
- scavo e costruzione dei muri di valle;
- scavo di valle per fasi con successiva messa in opera dei tiranti;
- ultimazione del rivestimento e del cordolo della paratia di valle;
- completamento dello scavo e della costruzione dello scatolare del Rio Capella;
- completamento muro di valle;

Quinta ed ultima fase:

- costruzione del 4° binario;
- vie di corsa della gru a portale;
- spostamento delle torri faro;
- posa delle tubazioni e dei pozzetti per la regimentazione delle acque di piattaforma dell'area ferroviaria
- posa dei cavidotti per le linee di servizio;
- completamento dei muri laterali della Rampa 2 del Viadotto;
- viabilità di circolazione interne al parco ferroviario;
- locali tecnici di servizio;
- completamento dell'asfaltatura della nuova sede stradale;
- innesto con la viabilità verso il nuovo parco doganale;
- posa della recinzione doganale;
- posa del nuovo impianto di illuminazione.

4.2 Criteri di analisi e verifica

Per verificare la compatibilità degli interventi adottati si è andati ad analizzare la stabilità del versante prima, durante e dopo le fasi di scavo.

Le analisi di stabilità sono state svolte considerando dapprima una condizione a “breve termine” per la quale sono stati utilizzati i parametri geotecnici riscontrati dalle indagini e prove svolte in sito, tali dati sono consultabili all’interno del paragrafo 3.5 del presente elaborato. Successivamente per indagare le condizioni con fattori di sicurezza prossimi all’unità che si potrebbero verificare a “lungo termine” è stata svolta una back analysis attraverso un’analisi parametrica delle caratteristiche geotecniche di interesse.

Le analisi sono state svolte per i successivi gradi di avanzamento degli scavi attraverso il metodo dell’equilibrio limite globale (LEM).

Per le condizioni di stabilità del versante a “lungo termine” una volta ultimati gli sbancamenti si è andati ad indagare le condizioni derivanti dall’applicazione dell’azione sismica.

Inoltre, verrà analizzata una configurazione diversa delle gradonature effettivamente realizzate al fine di valutare quale sia la geometria delle gradonature che restituisce i fattori di sicurezza migliori.

Le verifiche di stabilità riportate nel presente elaborato sono state realizzate attraverso il software Slide 9 2D proposto dalla Rocscience Inc., Toronto, Ontario Canada, è stato utilizzato per le analisi all’equilibrio limite.

4.2.1 Approccio progettuale

Le analisi sono state condotte con riferimento agli stati limite in campo geotecnico presente negli Eurocodici, questi sono stati introdotti a livello di normativa nazionale attraverso il “Testo unico – Norme Tecniche per le Costruzioni – Gennaio 2008” e successivamente aggiornate con il D.M 17/ gennaio 2018 (NTC 2018).

Per Stato Limite Ultimo o SLU, si intende il superamento delle condizioni per le quali si ha: collasso strutturale, crolli, dissesti gravi o perdita di equilibrio tali per cui la struttura perde irreversibilmente la sua funzionalità.

Per Stato Limite di Esercizio o SLE, si intende il superamento delle condizioni corrispondenti ad una perdita che limita le prestazioni dell’opera o la perdita di una specifica funzionalità.

La sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di: resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

Nell’ambito del medesimo, la misura della sicurezza si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti Parziali” di sicurezza espresso dall’espressione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k ; X_k/\gamma_M ; a_d]$ valore di progetto della resistenza

$E_d = E [\gamma_F F_k ; X_k/\gamma_M ; a_d]$ valore di progetto dell’azione o degli effetti delle azioni

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico come plinti, platee, pali e muri di sostegno le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F) per la resistenza dei materiali e per i parametri geotecnici (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R).

I coefficienti di sicurezza parziali possono essere applicati seguendo due approcci progettuali distinti ed alternativi denominati Approccio 1 e Approccio 2. Il primo si suddivide ulteriormente in due combinazioni di gruppo di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti.

Con riferimento a quanto riportato nelle NTC 2018 con riferimento alle opere in materiali sciolti ed ai fronti di scavo, le verifiche vengono effettuate con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) ricercando un fattore di sicurezza $FS \geq 1,10$. I valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle da 4.1 a 4.4 estratte dalle NTC 2018.

Tabella 4.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, tabella 6.2.I NTC – 18.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tabella 4.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, tabella 6.2.II NTC – 18.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi, tabella 6.6.I NTC – 18.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tabella 4.4: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opera di materiali sciolti e di fronti di scavo, tabella 6.8.I NTC – 18.

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

4.2.2 Analisi dello stato attuale (Ante Operam)

Stante il contesto geologico presente nell'area di studio e le caratteristiche dei litotipi individuati si sono andate a ricercare le condizioni limite per la stabilità dei fronti di scavo per due sezioni ritenute maggiormente rappresentative.

Le sezioni sono state scelte sulla base del fatto che il versante, a causa della variabilità dell'assetto litostratigrafico e delle caratteristiche geotecniche, è stato riprofilato con diversi angoli di scarpata di conseguenza quelle ritenute maggiormente rappresentative sono la n° 15 e la n°10, esse presentano tutti gli elementi di rinforzo ed angoli di scarpata presenti all'interno anche delle altre sezioni.

Lo scopo dell'analisi di stabilità nelle condizioni odierne è quello di trovare i parametri geotecnici migliori da adottare nelle analisi di stabilità durante gli scavi e le condizioni a "lungo termine" al fine di valutarne le condizioni di stabilità precaria.

Le analisi che seguiranno sono state quindi eseguite a partire dai valori dei parametri geotecnici precedentemente esposti e si è simulato un loro progressivo decadimento fino a che non sono state raggiunte le condizioni di stabilità limite con un fattore di sicurezza prossimo all'unità. La presenza all'interno dell'ammasso roccioso di sacche milonizzate oltre che alla presenza di numerose fratture, si è ritenuta più plausibile una diminuzione dei valori di coesione piuttosto che dell'angolo di attrito.

Nella tabella 4.5 sono riportati i valori dei parametri geotecnici ottenuti dalla back analysis.

Tabella 4.5: Parametri ottenuti dalla back analysis.

Strato	Densità ρ (kN/m^3)	Coesione c (kPa)	Angolo d'attrito θ ($^\circ$)
Coperture	18,0	5,0	34,0
Basamento alterato Miloniti gneissiche da molto fratturate a localmente disfatte	23,0	35,0	25,0
Basamento litoide Miloniti fratturate	26,0	55,0	34,0

In figura 4.4 vengono riportati i risultati delle simulazioni realizzate con il software slide per la sezioni 15.

Le analisi di stabilità inerenti al settore dove il basamento litoide presenta caratteristiche più scadenti, nello specifico la sezione 10, si è scelto di adottare come parametri di partenza dei valori intermedi tra quelli che lo definiscono e la fascia milonitizzata. I parametri adottati sono riportati in tabella 4.6.

Tabella 4.6: Parametri utilizzati per basamento litoide scadente.

Strato	Densità ρ (kN/m^3)	Coesione c (kPa)	Angolo d'attrito θ ($^\circ$)
Basamento litoide*	26,0	130,0	34,0

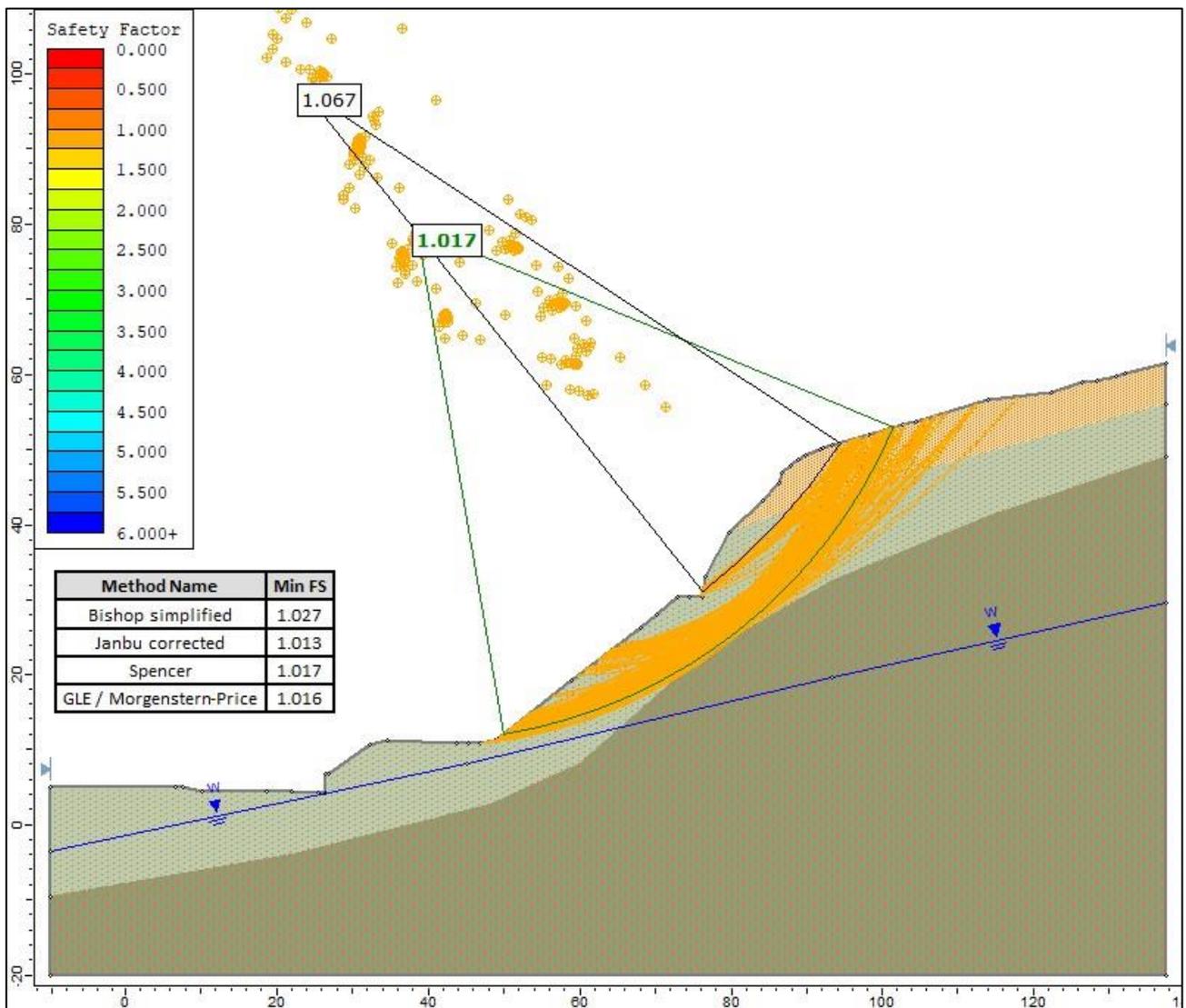


Figura 4.4: Risultati simulazioni sezione 15 con parametri di tabella 4.1.

In accordo con quanto riportato precedentemente, l'affioramento della fascia milonitizzata, con caratteristiche geotecniche più scadenti, presenta un'immersione in direzione NW che potrebbe andare ad influenzare l'assetto stratigrafico presente in sito nella porzione meridionale della scarpata. Per queste ragioni si è deciso di indagare la stabilità del versante presente nella sezione 10 attraverso lo stesso procedimento di back analysis utilizzato per la sezione 15.

Le iterazioni sono continuate fino ad utilizzare gli stessi parametri utilizzati per la sezione 15.

I risultati ottenuti sono illustrati all'interno della figura 4.5 ed evidenziano dei fattori di sicurezza superiori all'unità e per tanto compatibili con le condizioni di stabilità riscontrate sul versante.

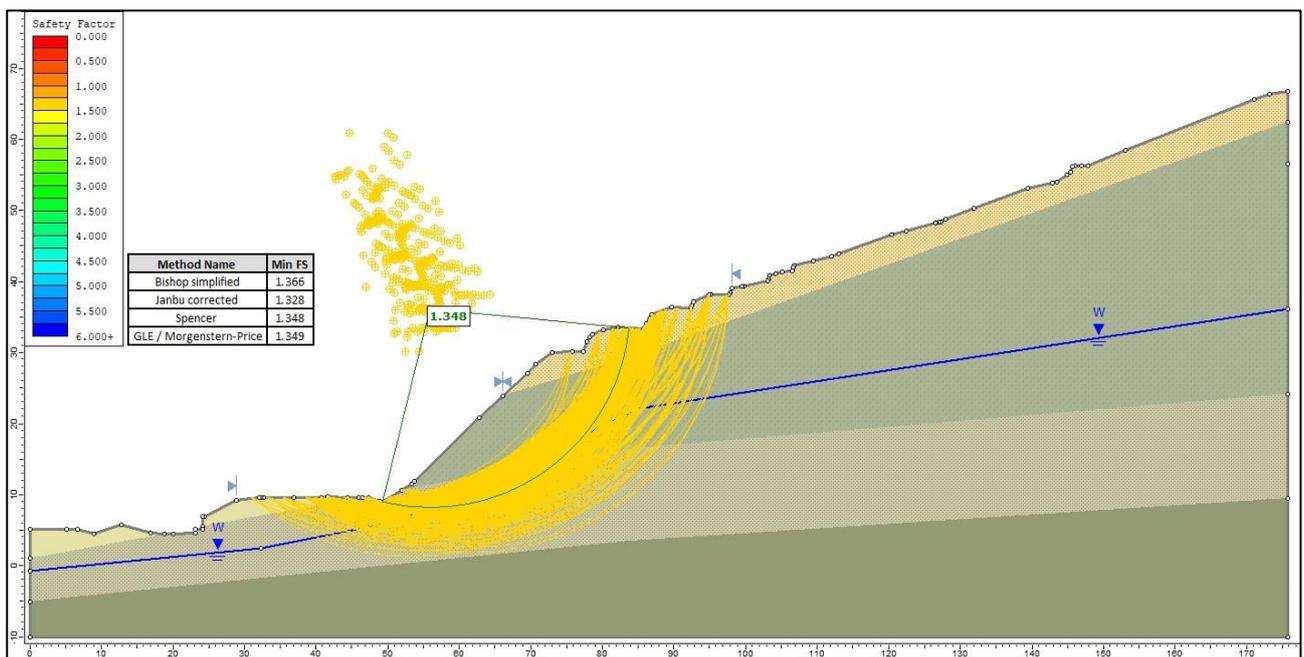


Figura 4.5: Risultati simulazioni sezione 10 con parametri di tabella 4.1.

4.3 Parametri di progetto

4.3.1 Vita nominale di progetto

La vita nominale di un'opera, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17.1.2018, è intesa come il numero di anni per i quali un'opera, soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione:

- alla durabilità delle costruzioni,
- al dimensionamento delle strutture ed i particolari costruttivi,
- alla scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni,
- misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Le opere sono rappresentate dal fronte di scavo e dalle opere strutturali previste in sede di progetto, le quali contribuiscono a determinare le idonee condizioni di stabilità. I livelli prestazionali previsti per le opere in progetto sono ordinari, per tanto, in accordo con quanto indicato al paragrafo 2.4 delle NTC 2018 si è considerata una Vita nominale dell'opera V_N pari a 50 anni.

In tabella 4.7 sono riportate i valori di vita nominale presenti nelle NTC 2018.

Tabella 4.7: Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

Tipi di Costruzioni		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.3.2 Coefficiente d'uso

I livelli di sicurezza minimi richiesti, secondo quanto previsto dalle NTC 2018, devono essere differenziati in relazione alla loro destinazione d'uso, ovvero alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Sono state definite 4 differenti classi d'uso nelle quali le differenti tipologie di costruzioni devono essere inquadrate. Ad ogni classe le NTC 2018 associano uno specifico valore del coefficiente d'uso. L'opera in progetto si colloca nell'ambito di ampliamento del termino intermodale del porto di Vado Ligure, in particolare interesserà il parco ferroviario e la viabilità di accesso al porto stesso. Si ritiene che stante l'uso degli spazi antistanti la scarpata soggetta a risagomatura e agli scavi l'opera rientri nella Classe II. Quindi rispettando quanto riportato nelle NTC 2018 in tabella 4.8 il coefficiente d'uso è pari a $C_U = 1,0$.

Tabella 4.8: Parametri per classe d'uso tratti dalle NTC 2018.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

La pericolosità sismica è descritta come la probabilità che in un determinato lasso di tempo in un determinato sito si verifichi un evento sismico la cui entità è pari o superiore ad un valore precedentemente determinato.

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 questo lasso di tempo è espresso in anni ed è chiamato periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , suddetto valore è determinato moltiplicando la vita nominale dell'opera V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N * C_U$$

Per le opere in progetto si assume quindi:

- Vita Nominale $V_N = 50 \text{ anni}$
- Classe d'uso $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento $V_R = 50 \text{ anni}$

4.3.4 Parametri geotecnici di progetto

In questo paragrafo vengono riportati i parametri utilizzati nelle analisi a “breve termine”, condotte per indagare la stabilità dei versanti durante le fasi di scavo, e a “lungo termine” una volta ultimati gli interventi in progetto. I parametri adottati sono basati sui dati presentati nella relazione geotecnica paragrafo 3.5 e presenti nell'allegato 2.

UG I – Depositi di copertura

- peso di volume $\gamma' = 18,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 5,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 30 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,30$

UG II – Basamento litoide – fascia milonitizzata

- peso di volume $\gamma' = 23,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 80,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 25,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 60 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,28$

UG III – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 180,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 200 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,26$

Per le analisi inerenti al settore dove sono state individuate delle caratteristiche più scadenti inerenti al basamento litoide, nello specifico rappresentate dalla sez. 10, sono stati adottati per quest'ultimo parametri intermedi tra quelli definiti per lo stesso e quelli definiti per la fascia milonitizzata che lo caratterizza:

UG III* – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 130,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 90 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,28$

Come anticipato le analisi delle condizioni a lungo termine sono state condotte adottando per l'ammasso roccioso parametri di resistenza ridotti di seguito riportati:

UG II (LT) – Basamento litoide – fascia milonitizzata

- peso di volume $\gamma' = 23,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 35,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 25,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 60 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,28$

UG III (LT) – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 55,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 200 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,26$

UG III* (LT) – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 40,0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34,0^\circ$
- modulo elastico di Young $E = 90 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,28$

4.4 Caratteristiche degli elementi di rinforzo

Come precedentemente descritto per l'ampliamento del terminal intermodale sono state progettate due paratie di micropali pluritirantate su due livelli. Ad oggi solo il primo livello, ossia quello sottostante il versante riprofilato, è stato ultimato.

Oltre a queste opere sono stati previsti degli interventi di rinforzo mediante chiodatura diffusa, questa soluzione è stata applicata laddove il versante riprofilato presenta una inclinazione di 45 °.

L'immagine presente in figura 2.8, scattata nel cantiere oggetto del presente elaborato, riporta quanto appena descritto.

Nelle analisi che verranno successivamente esposte si andrà ad analizzare le condizioni di stabilità del fronte di scavo e non le paratie di micropali edificate per il contenimento dello stesso, infatti, le verifiche geotecniche e strutturali di tali opere non sono oggetto di studio del presente elaborato. Le azioni stabilizzanti sviluppate da tali strutture verranno applicate alle analisi di stabilità del versante attraverso la modellazione dei tiranti di ancoraggio previsti per la stabilizzazione delle opere sopra citate. L'azione dei tiranti ha un effetto diretto sulle condizioni di stabilità generale della scarpata e non solo sulla stabilità della paratia, la quale è a tutti gli effetti un elemento di ripartizione della suddetta azione.

Verranno di seguito riportate le soluzioni adottate nell'ambito del cantiere e i risultati delle verifiche.

Si premette che le verifiche di sicurezza sulla resistenza strutturale delle barre, la resistenza a sfilamento delle chiodature nonché la resistenza strutturale dei trefoni di armatura e la resistenza allo sfilamento degli ancoraggi sono state precedentemente realizzate dagli studi ingegneristici Geo engineering S.r.l. e Studio Corona S.r.l. responsabili della progettazione e sono riportate all'interno dell'allegato 4.

4.4.1 Chiodatura passiva o Soil Nailing

Per la realizzazione della chiodatura della porzione basale della scarpata sono stati realizzati dei perfori all'interno dei quali sono state inserite delle barre in acciaio tipo Dywidag solidarizzate mediante iniezione di boiaccia cementizia.

“

Le barre avranno le seguenti caratteristiche.

- Barra Dywidag $\varnothing 26,5 \text{ mm}$
- Diametro nominale: $D_e = 26,5 \text{ mm}$
- Sezione d'acciaio nominale: $A_s = 552 \text{ mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1050 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 950 \text{ MPa}$

Per le iniezioni si prevede l'impiego di malta cementizia classe $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ per la quale può assumersi una resistenza a compressione cilindrica pari a

$$f_{ck} = 24,9 \text{ Mpa.}$$

Resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 456 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta pari a 217 kN.

Resistenza allo sfilamento di progetto pari a

$$R_{a,d} / L_c = 20,9 \text{ kN/m.}$$

.....”

4.4.2 Ancoraggi attivi

I tiranti sono stati utilizzati come elemento di stabilizzazione del versante andando ad agire sulla berlinese di micropali, sono state disposte per il primo livello fino ad un massimo di tre file di tiranti ognuno dei quali sarà composto da tre trefoli. Anche in questo caso come per la chiodatura passiva le verifiche complete verranno riportate all'interno dell'allegato 4, nella figura 4.6 è possibile vedere uno dei tiranti presenti in cantiere.

“

I tiranti attivi previsti in progetto sono costituiti da trefoli in acciaio armonico aventi le seguenti caratteristiche:

- Sezione nominale trefolo: $A_{trefolo} = 139 \text{ mm}^2$
- Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

La parte terminale dei medesimi sarà solidarizzata all'ammasso roccioso mediante iniezione di boiaccia cementizia a costituire il bulbo di fondazione del tirante; per le iniezioni si prevede l'impiego di malta cementizia classe $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ per la quale può assumersi una resistenza a compressione cilindrica pari a

$$f_{ck} = 24,9 \text{ Mpa.}$$

La resistenza di progetto a trazione:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 605 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15

La resistenza allo sfilamento di progetto è pari a: $R_{a,d} / L_c = 39,3 \text{ kN/m}$.

La lunghezza di calcolo del bulbo di ancoraggio, per il settore in esame, è adottata pari a 10 m; per tanto risulta una resistenza a sfilamento di progetto dei tiranti pari a:

$$R_{a,d} = 393 \text{ kN/m.}$$

.....”



Figura 4.6: Esempio di tirante a 3 trefoli usato nel cantiere.

4.4.3 Azione sismica

In accordo con le NTC 2018 sono state condotte le necessarie verifiche di sicurezza anche in condizioni sismiche, per farlo si è utilizzato il metodo pseudo statico secondo il quale l'azione sismica viene rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso di volume del terreno potenzialmente instabile.

In mancanza di studi specifici le componenti orizzontale e verticale di tale azione possono esprimersi, in funzione dell'accelerazione massima attesa al sito opportunamente ridotta mediante il coefficiente di riduzione $\beta_s = 0,38$ previsti dalla Normativa vigente (§ 7.11.4 - NTC 18), mediante i seguenti coefficienti:

$$k_h = a_g * S_s * S_T * \beta_s; \quad k_v = \pm 0,5 k_h;$$

dove:

- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Con riferimento alla caratterizzazione sismica del sito sviluppata in sede di progettazione dagli studi ingegneristici *Geo engineering S.r.l.* e *Studio Corona S.r.l.* si considera:

$$k_h = 0,059 * 1,6 * 1,2 * 0,38 = 0,043 \quad k_v = \pm 0,022.$$

4.5 Analisi LEM (Limit Equilibrium Method)

4.5.1 Metodologia di analisi e verifica

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel valutare l'equilibrio di un corpo rigido perfettamente plastico, ovvero, che non si deformi fino al raggiungimento delle condizioni di rottura e che al raggiungimento di tali condizioni la resistenza al taglio si mantenga costante indipendentemente dalle deformazioni accumulate. Il corpo rigido può essere visto come la parte di pendio delimitata da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi, di questo corpo ne vengono calcolate le tensioni di taglio τ agenti e confrontate con la resistenza disponibile τ_f mediante il criterio di rottura di Coulomb. Dal rapporto τ_f/τ viene definito il fattore di sicurezza FS. (Lancellotta, 2012)

I metodi basati sul concetto di equilibrio limite hanno in comune le seguenti assunzioni (Lancellotta, 1987):

- le superfici di scivolamento sono definite e l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tali superfici, sottoposte alle forze al contorno;
- la resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento (ipotizzata o reale) è calcolata attraverso equazioni della statica.
- l'analisi è effettuata in condizioni di deformazione piane;
- la massa del pendio è suddivisa in un conveniente numero di conci;
- il grado di stabilità delle scarpate e dei pendii è in genere espresso numericamente dal fattore di sicurezza, che si ottiene come rapporto tra le forze resistenti e le forze instabilizzanti; esso è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite (rottura), ed è implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento. Valori inferiori all'unità indicano condizioni di instabilità, valori superiori a indicano condizioni di stabilità.

Per le analisi di stabilità del caso studio sono state condotte attraverso il metodo dei conci, il quale comporta la suddivisione della massa interessata dallo scivolamento in una o più sezioni longitudinali, dette appunto conci. In figura 4.7 viene riportata una schematizzazione del metodo dei conci.

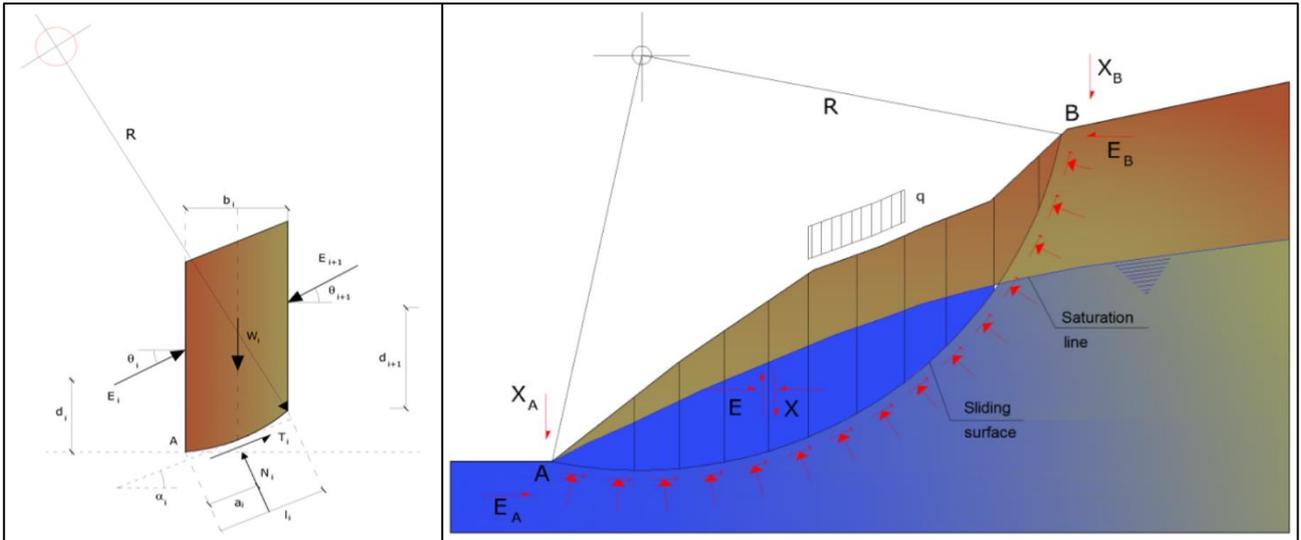


Figura 4.7: Forze agenti su di un concio secondo Spencer (1967) a sinistra, modellazione pendio con metodo dei conci a destra. (Geostru.eu)

Con riferimento alla figura 4.7 se n è il numero di conci le incognite sono (Lancellotta, 2012):

- n forze N'_i normali alla base di ogni concio;
- $(n - 1)$ componenti normali E'_i e $(n - 1)$ componenti tangenziali X_i , agenti all'interfaccia tra i conci;
- n coordinate a_i necessarie a definire il punto di applicazione delle N'_i ;
- $(n - 1)$ coordinate b_i necessarie a definire il punto di applicazione delle E'_i .

Se alle equazioni precedentemente descritte vi si aggiunge il fattore di sicurezza che esprime le azioni di taglio in termini di N'_i , si ottengono $(5n - 2)$ incognite le quali sono superiori alle equazioni all'equilibrio disponibili pari a $3n$. Pertanto, per rendere il problema statisticamente determinato si devono introdurre ulteriori ipotesi semplificative, in letteratura sono proposti diversi metodi i quali si differenziano sulla base delle ipotesi semplificative introdotte.

Nelle simulazioni effettuate si è deciso di utilizzare i metodi di Bishop, Janbu, Mongenstern & Price e Spencer nei quali la stabilità nei confronti dell'azione sismica è stata verificata attraverso l'applicazione del metodo pseudostatico come già riportato all'interno del paragrafo 4.4.3.

4.5.2 Azione stabilizzante degli elementi di rinforzo

Le analisi condotte prendono in considerazione l'azione stabilizzante esplicita dai tiranti di ancoraggio previsti per la stabilizzazione delle paratie previste in progetto, al tempo stesso viene trascurata l'azione stabilizzante dei micropali che costituiscono le paratie.

4.5.3 Tiranti di ancoraggio

All'interno del codice di calcolo utilizzato è presente la funzione "grouted tieback" la quale permette di introdurre degli elementi di rinforzo, quali i tiranti di ancoraggio, il cui contributo stabilizzante all'interno delle analisi condotte è esplicito in termini di "azione attiva". Questi vanno ad influire direttamente sulle analisi di stabilità svolte, in particolare, un elemento di rinforzo come i tiranti di ancoraggio incrementano le forze resistenti ed al tempo stesso a diminuiscono le azioni instabilizzanti.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scivolamento allora l'azione esplicita dal rinforzo interviene nel calcolo, l'entità della medesima, che si assume avere direzione parallela all'elemento di rinforzo stesso viene automaticamente valutata dal software attraverso tre differenti meccanismi di rottura.

I quali sono:

- rottura per pull-out del rinforzo, mediante la formula

$$F_1 = B \cdot L_0 / S$$

- rottura per superamento della resistenza a trazione del rinforzo, attraverso la formula

$$F_2 = T / S$$

- rottura per stripping del terreno, mediante la formula

$$F_3 = (P + B \cdot L_i) / S$$

Dove:

- B = Resistenza unitaria allo sfilamento dell'ancoraggio;
- T = Resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- P = "Plate capacity" (azione massima esplicabile dall'eventuale piastra di ancoraggio);
- S = Spaziatura degli elementi di ancoraggio;
- L_0 = Lunghezza di ancoraggio ricadente in "zona resistente" (ovvero esternamente alla superficie di scorrimento considerata);
- L_i = Lunghezza di ancoraggio ricadente in "zona attiva" (ovvero internamente alla superficie di scorrimento considerata);
- S = Spaziatura tra gli elementi di ancoraggio.

L'azione considerata nella definizione del fattore di sicurezza sarà dunque la minima tra quelle sopra indicate (Applied Force = $\min(F_1, F_2, F_3)$).

Per il caso in esame, la resistenza a trazione del rinforzo adottata nell'analisi è assunta pari alla resistenza a trazione di progetto dei trefoli in acciaio che ne costituiscono l'elemento di armatura; nello specifico, in accordo a quanto esplicitato ai paragrafi precedenti, si assume

$$T = N_{tRd} = 605,0 \text{ kN.}$$

Per la determinazione della resistenza allo sfilamento si è fatto riferimento ai valori di aderenza limite definiti ai paragrafi precedenti.

Il valore di "plate capacity" è stato assunto pari alla resistenza a trazione di progetto dell'ancoraggio, le caratteristiche di resistenza adottate nell'analisi risultano per i tiranti a 3 trefoli pari a:

- resistenza a trazione del tirante: $T = N_{tRd}' = 605,0 \text{ kN}$
- resistenza a sfilamento: $B = n_{Rd} = 39,3 \text{ kN/m}$
- "plate capacity": $P = 605,0 \text{ kN}$

4.5.4 Chiodatura di rinforzo

All'interno del codice di calcolo utilizzato è presente la funzione "grouted tieback" la quale permette di introdurre degli elementi di rinforzo, come le chiodature, il cui contributo stabilizzante all'interno delle analisi condotte è esplicito in termini di "azione passiva". Queste vanno ad influire sulle analisi di stabilità svolte, in particolare, un elemento di rinforzo come le chiodature diffuse incrementano le forze resistenti senza diminuire le azioni instabilizzanti.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scivolamento allora l'azione esplicita dal rinforzo interviene nel calcolo, l'entità della medesima, che si assume avere direzione parallela all'elemento di rinforzo stesso viene automaticamente valutata dal software attraverso tre differenti meccanismi di rottura.

I quali sono:

- rottura per pull-out del rinforzo, mediante la formula

$$F_1 = B \cdot L_0 / S$$

- rottura per superamento della resistenza a trazione del rinforzo, attraverso la formula

$$F_2 = T / S$$

- rottura per stripping del terreno, mediante la formula

$$F_3 = (P + B \cdot L_i) / S$$

Dove:

- B = Resistenza unitaria allo sfilamento dell'ancoraggio;
- T = Resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- P = "Plate capacity" (azione massima esplicabile dall'eventuale piastra di ancoraggio);
- S = Spaziatura degli elementi di ancoraggio;
- L_0 = Lunghezza di ancoraggio ricadente in "zona resistente" (ovvero esternamente alla superficie di scorrimento considerata);
- L_i = Lunghezza di ancoraggio ricadente in "zona attiva" (ovvero internamente alla superficie di scorrimento considerata);
- S = Spaziatura tra gli elementi di ancoraggio.

L'azione considerata nella definizione del fattore di sicurezza sarà dunque la minima tra quelle sopra indicate (Applied Force = $\min(F_1, F_2, F_3)$).

In accordo con quanto esplicito all'interno del paragrafo 4.4.1 per le analisi si assumono i seguenti valori di resistenza:

Chiodature in barre in acciaio Y950/1050 tipo "Dywidiag"

- Resistenza a trazione della barra: $T = N_{Rd}$ = 217,0 kN
- resistenza a sfilamento: $B = n_{Rd}$ = 20,9 kN/m
- "plate capacity": P = 20,0 kN

4.5.5 Sezioni di verifica

Per le analisi di stabilità si è deciso di fare riferimento alle sezioni 10 e 15 di progetto, per i motivi già citati all'interno del paragrafo 4, ritenute maggiormente rappresentative delle possibili condizioni riscontrabili lungo lo sviluppo dell'intera opera.

Di seguito vengo riportate nelle figure da 4.8 a 4.18 le analisi di stabilità condotte, prima sulla sezione 10 e successivamente sulla sezione 15, per ogni fase di scavo dalle condizioni odierne a quelle a lungo termine attraverso il software slide.

Il livello della falda considerato per le verifiche è stato valutato a partire da quello desunto dalle osservazioni sul terreno e dalle misure sulla strumentazione installata, considerando l'effetto degli interventi di drenaggio previsti in progetto (microdreni).

I parametri geotecnici adottati nelle analisi sono riportati nelle tabelle 4.9 e 4.10:

Tabella 4.9: Proprietà dei materiali adottati nella modellazione della sezione 10.

Materiale	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
UG I	18	34	5	30	0,30
UG II	23	25	80	60	0,28
UG III*	26	34	130	90	0,28
UG II (LT)	23	25	35	60	0,28
UG III* (LT)	26	34	40	90	0,28

Tabella 4.10: Proprietà dei materiali adottati nella modellazione della sezione 15.

Materiale	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
UG I	18	34	5	30	0,30
UG II	23	25	80	60	0,28
UG III	26	34	180	200	0,26
UG II (LT)	23	25	35	60	0,28
UG III (LT)	26	34	55	200	0,26

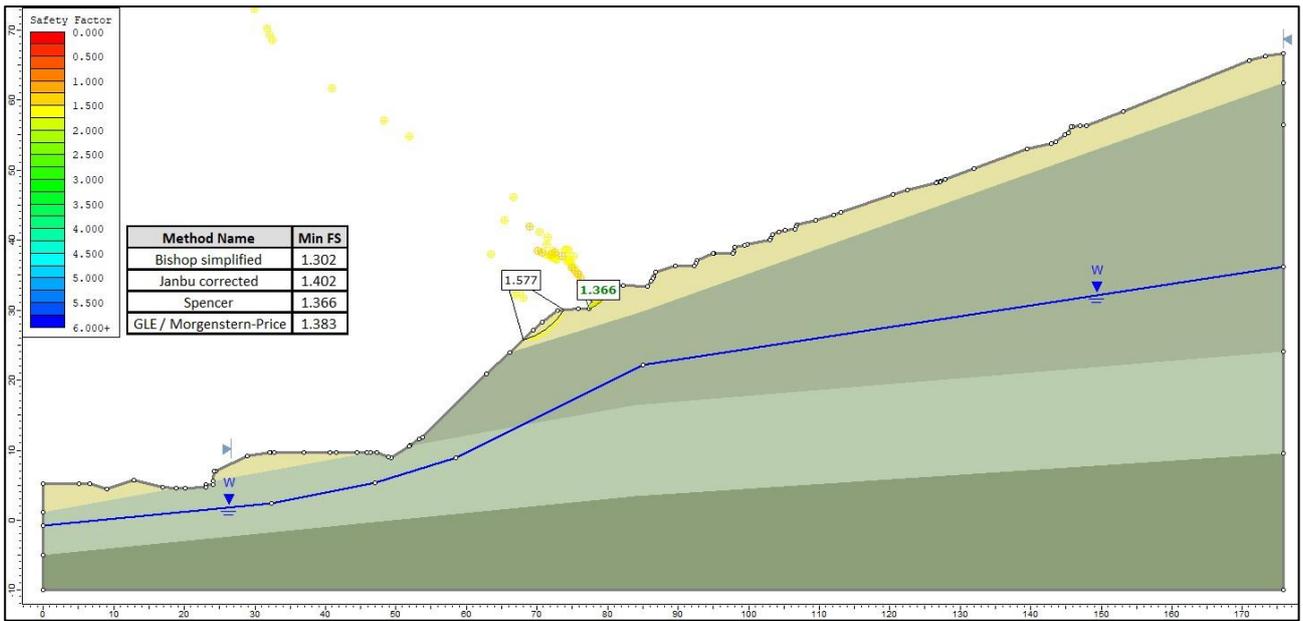


Figura 4.8: Sezione 10 – Condizione del versante antecedente alle fasi di scavo.

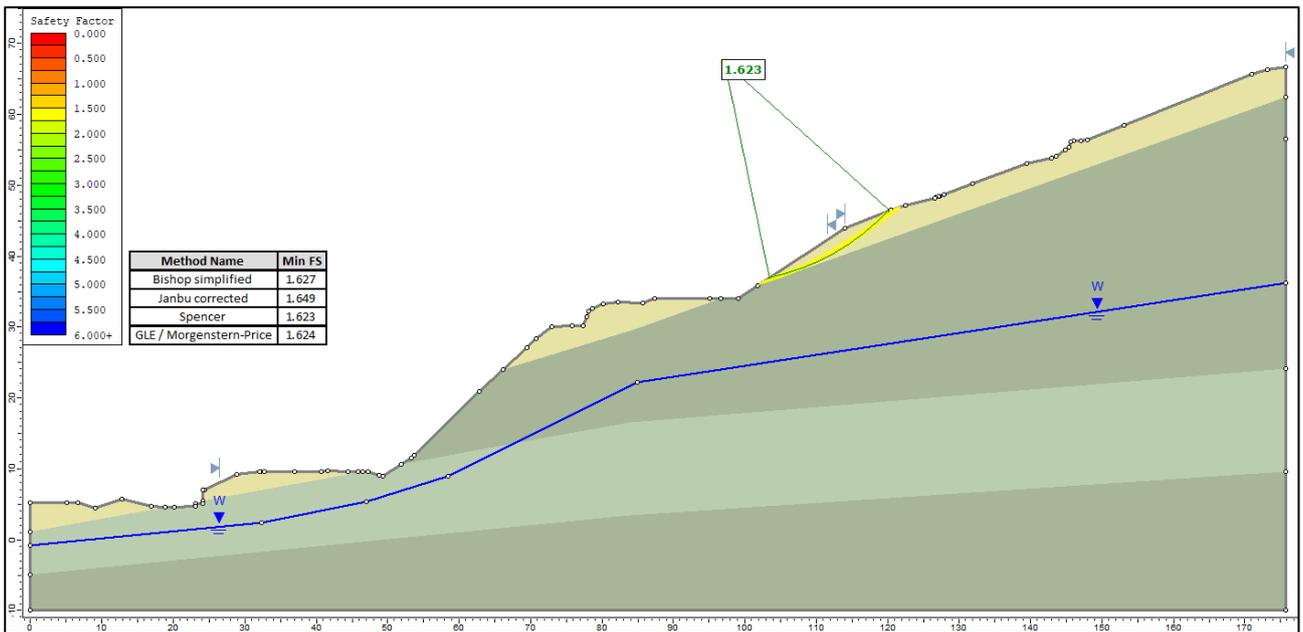


Figura 4.9: Sezione 10 – Fase di scavo 1.

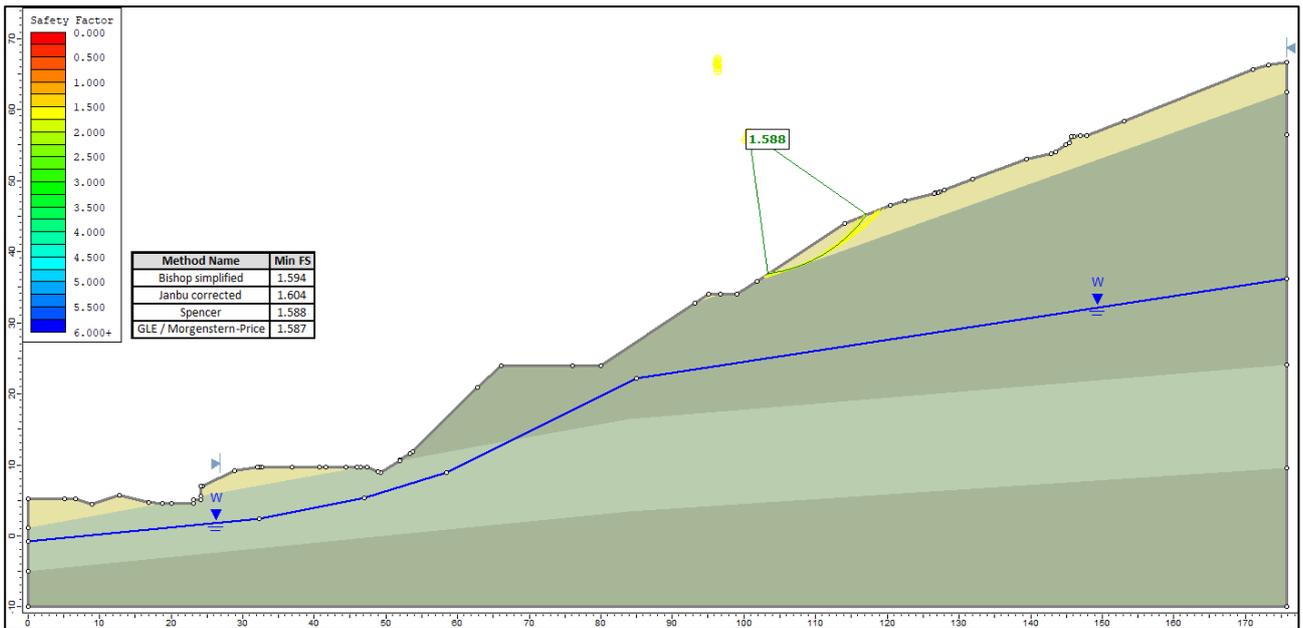


Figura 4.10: Sezione 10 – Fase di scavo 2.

Viene ora riportata la simulazione della fase di scavo 2 con l'applicazione degli eurocodici Approccio 1 Combinazione 2, ciò verrà fatto anche per la fase di scavo 4 e per le condizioni a lungo termine.

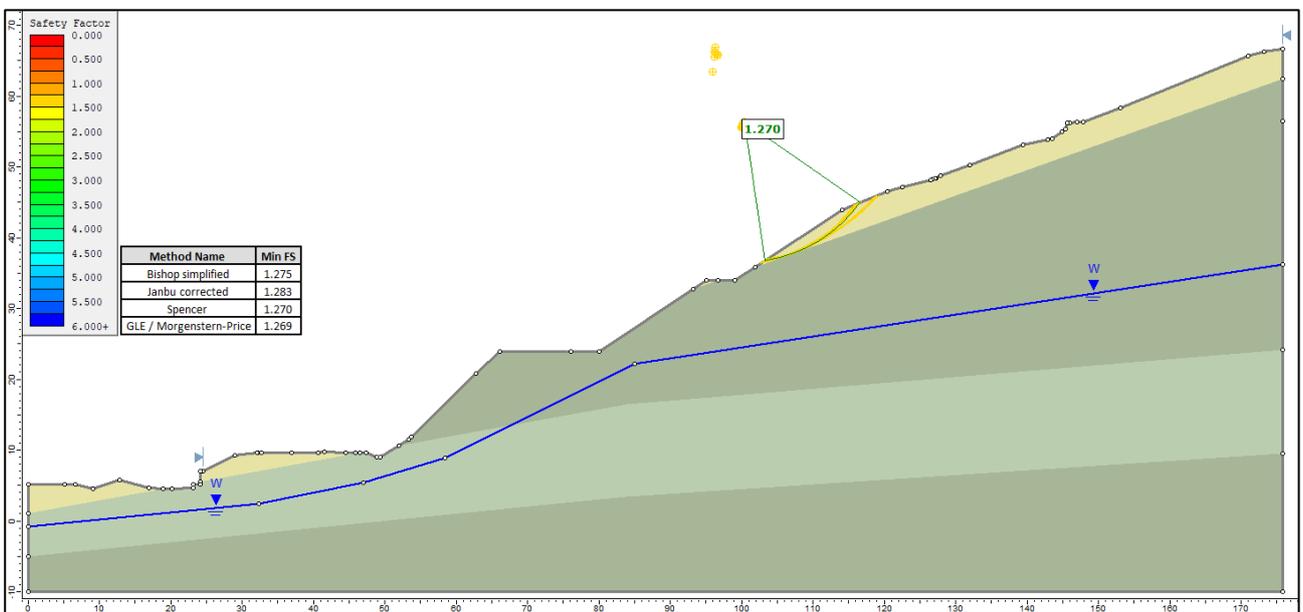


Figura 4.11: Sezione 10 – Fase di scavo 2 con applicazione dei FS parziali.

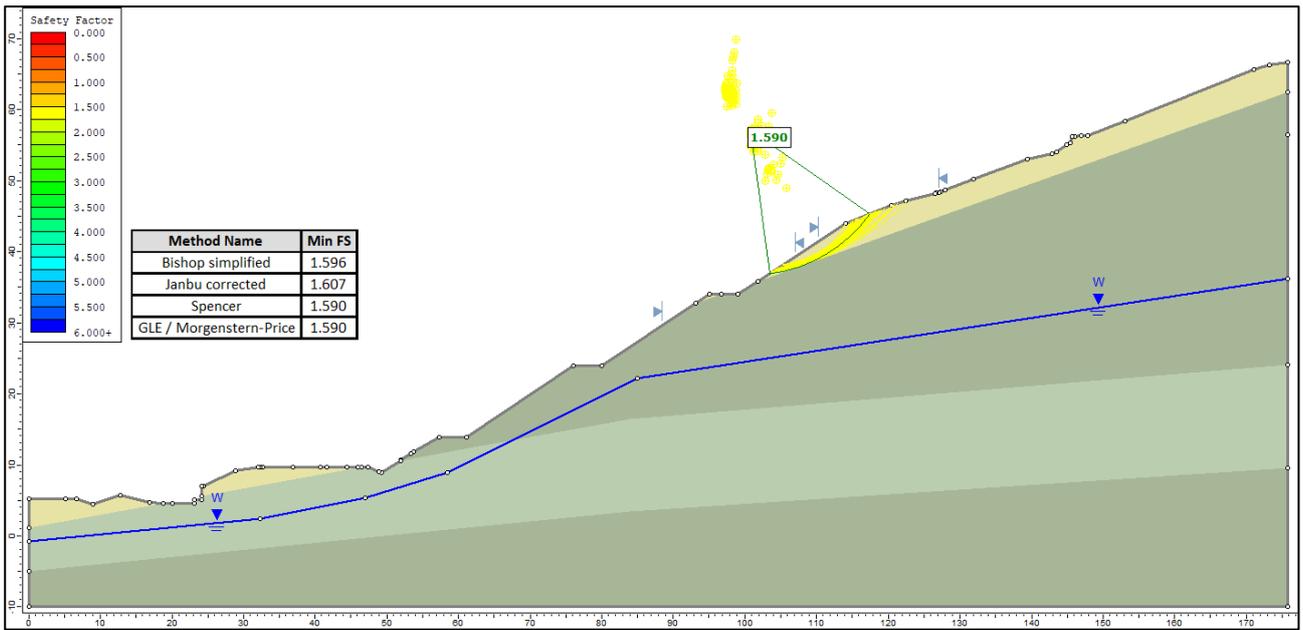


Figura 4.12: Sezione 10 – Fase di scavo 3.

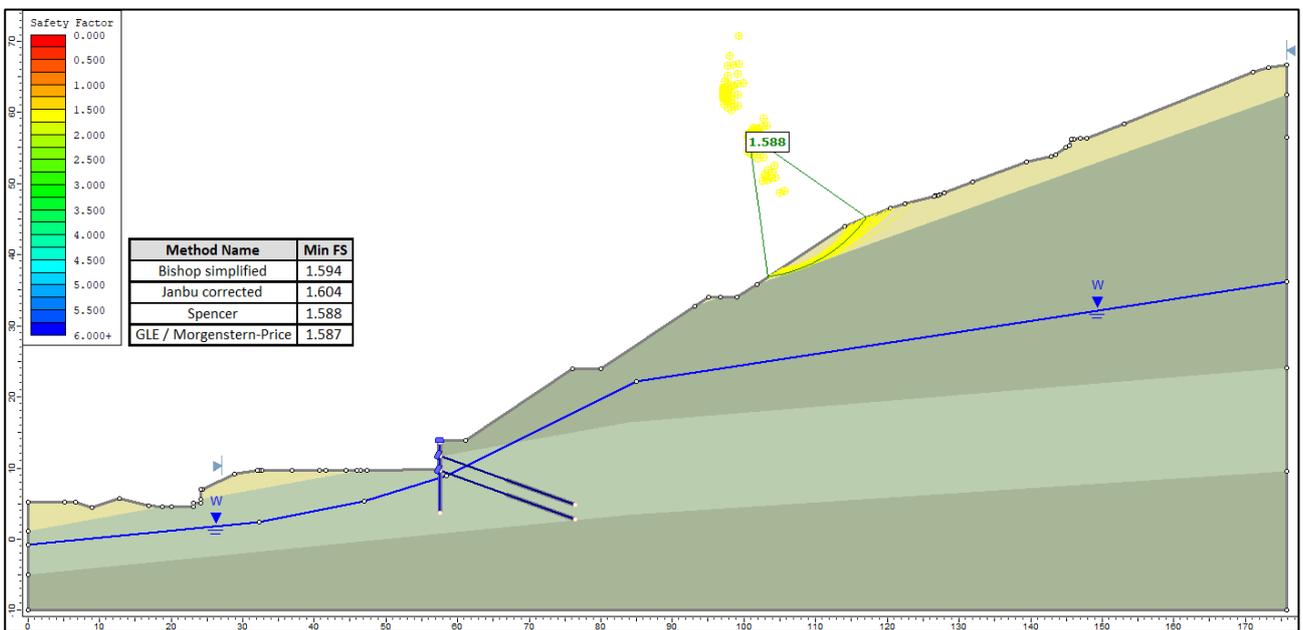


Figura 4.13: Sezione 10 – Fase di scavo 4.

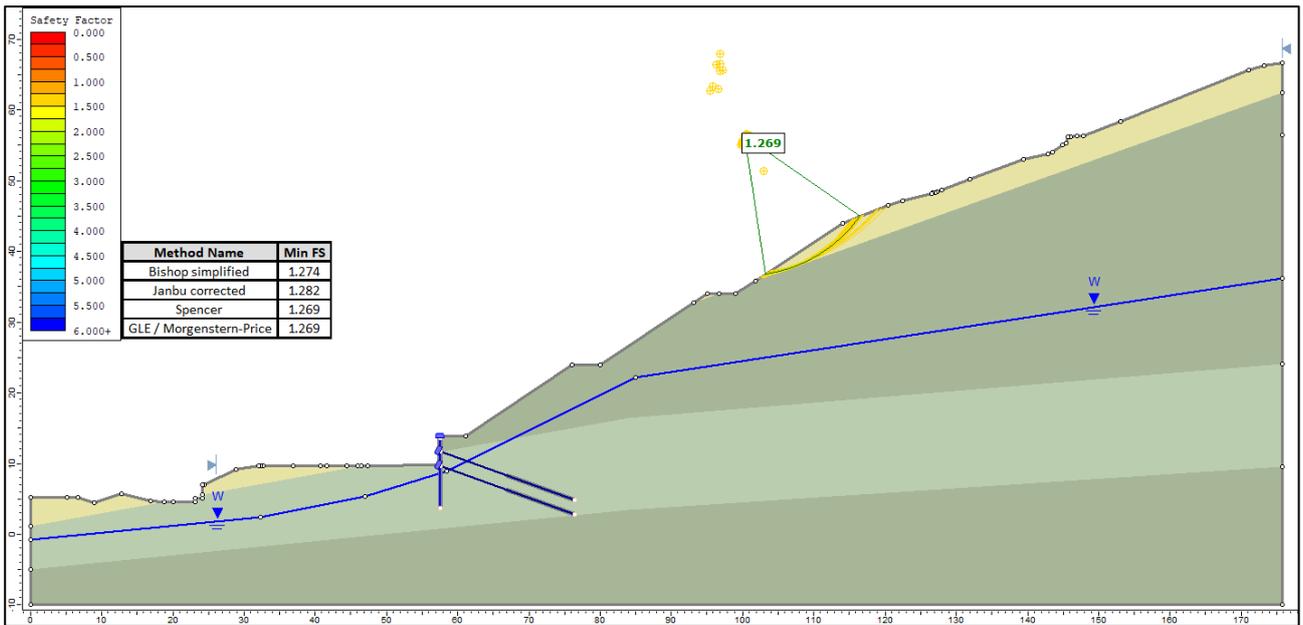


Figura 4.14: Sezione 10 – Fase di scavo 4 con applicazione dei FS parziali.

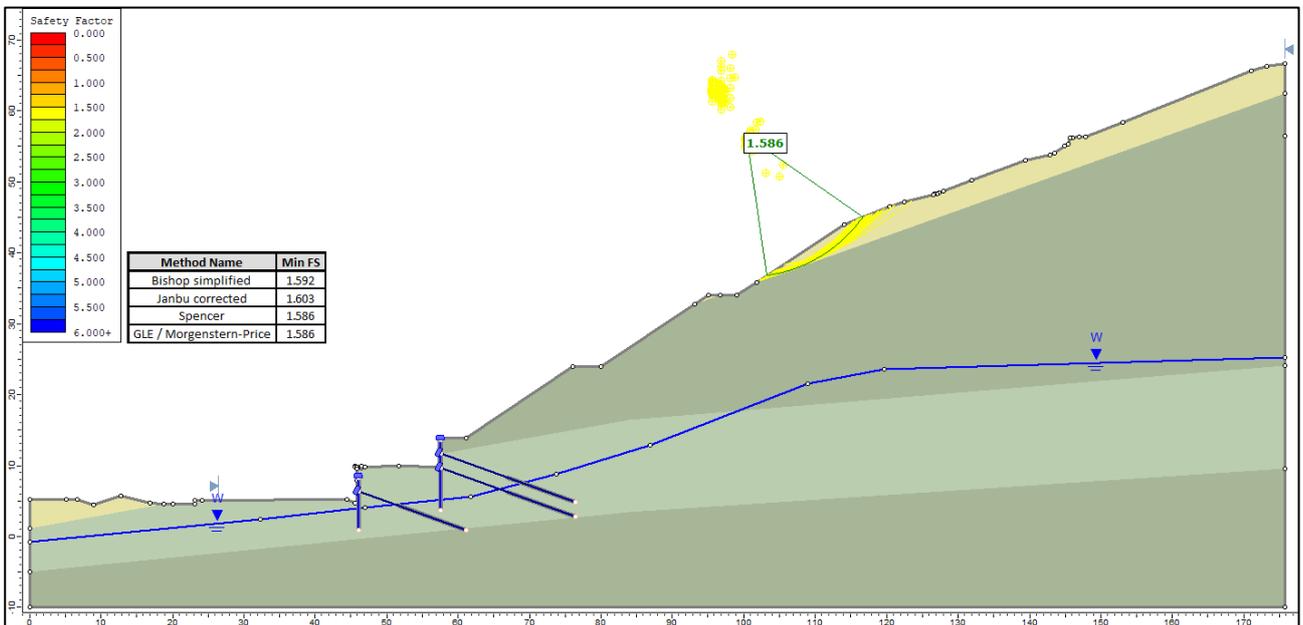


Figura 4.15: Sezione 10 – Fase di scavo 5.

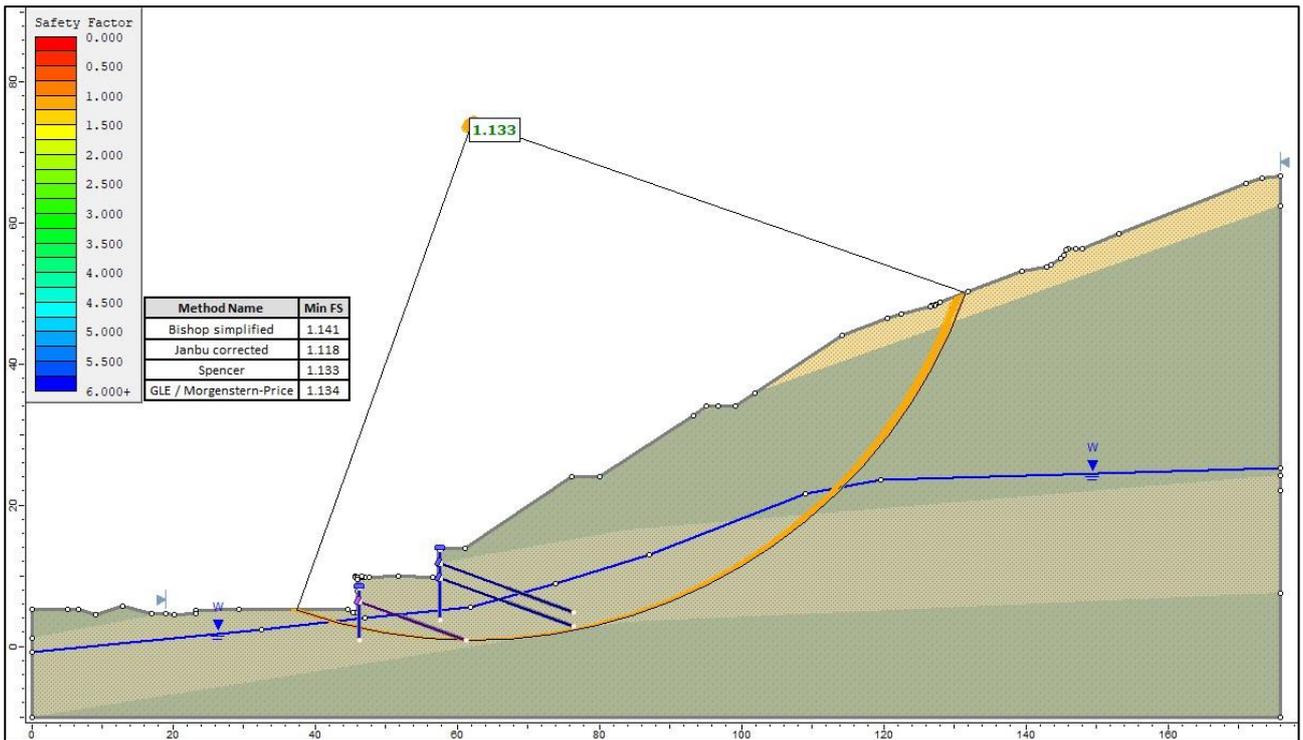


Figura 4.16: Sezione 10 – Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.

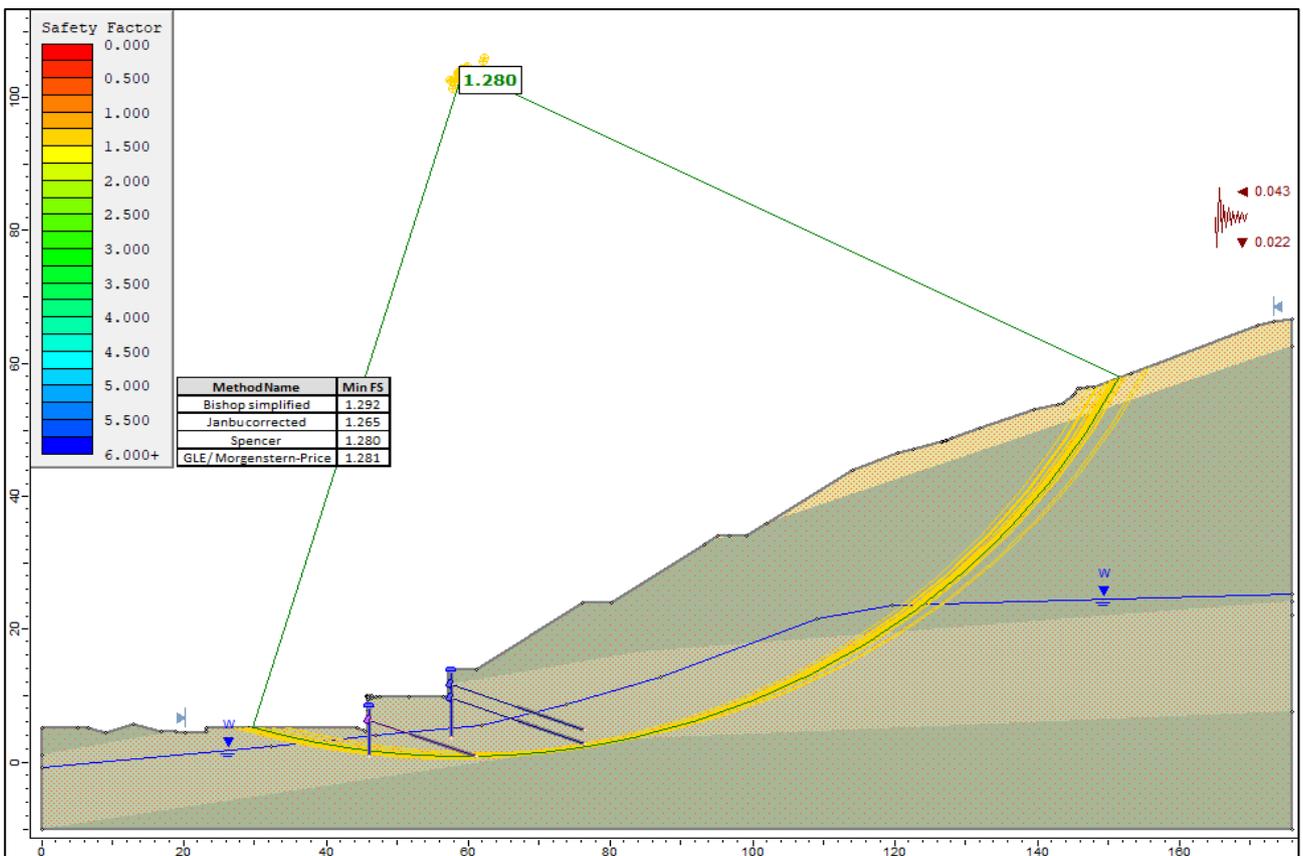


Figura 4.17: Sezione 10 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^+ .

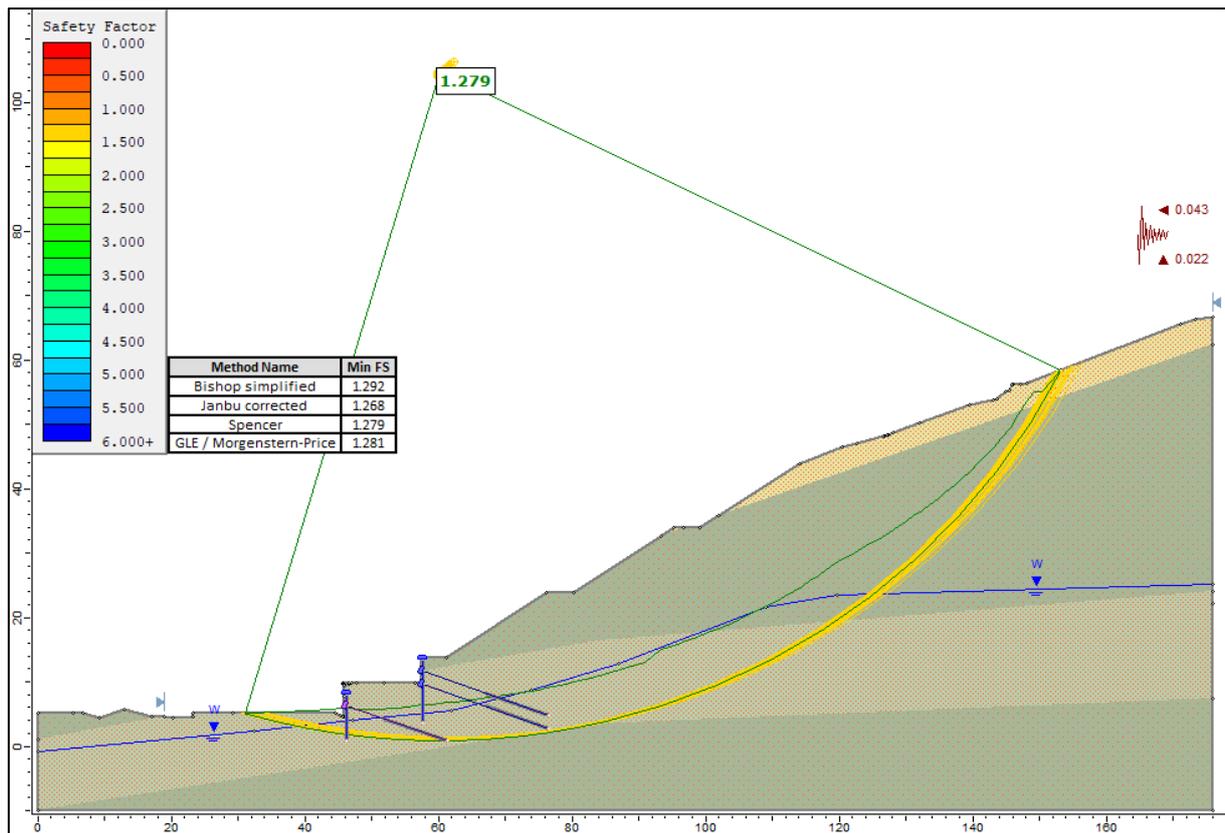


Figura 4.18: Sezione 10 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^- .

Dalle simulazioni sopra riportate per la sezione 10 si evidenzia che il fattore di sicurezza durante tutte le fasi di scavo è superiore all'1,5, pertanto si può desumere che non vi dovrebbero essere problemi di stabilità. Inoltre, anche nelle simulazioni con applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali il fattore di sicurezza rimane sopra 1,2 il che rispetta il valore minimo ricercato di 1,10.

Nelle simulazioni a lungo termine si evidenzia che una diminuzione della coesione è il fattore che più incide sulla stabilità del versante, tuttavia, i fattori di sicurezza anche in condizioni sismiche sono superiori all'1,10 il che garantisce la stabilità a lungo termine del versante.

Vengono ora riportate, nelle figure da 4.19 a 4.32, le simulazioni effettuate per la sezione 15, anche in questo caso saranno riportate sia le condizioni precedenti gli scavi, quelle durante e quelle a lungo termine.

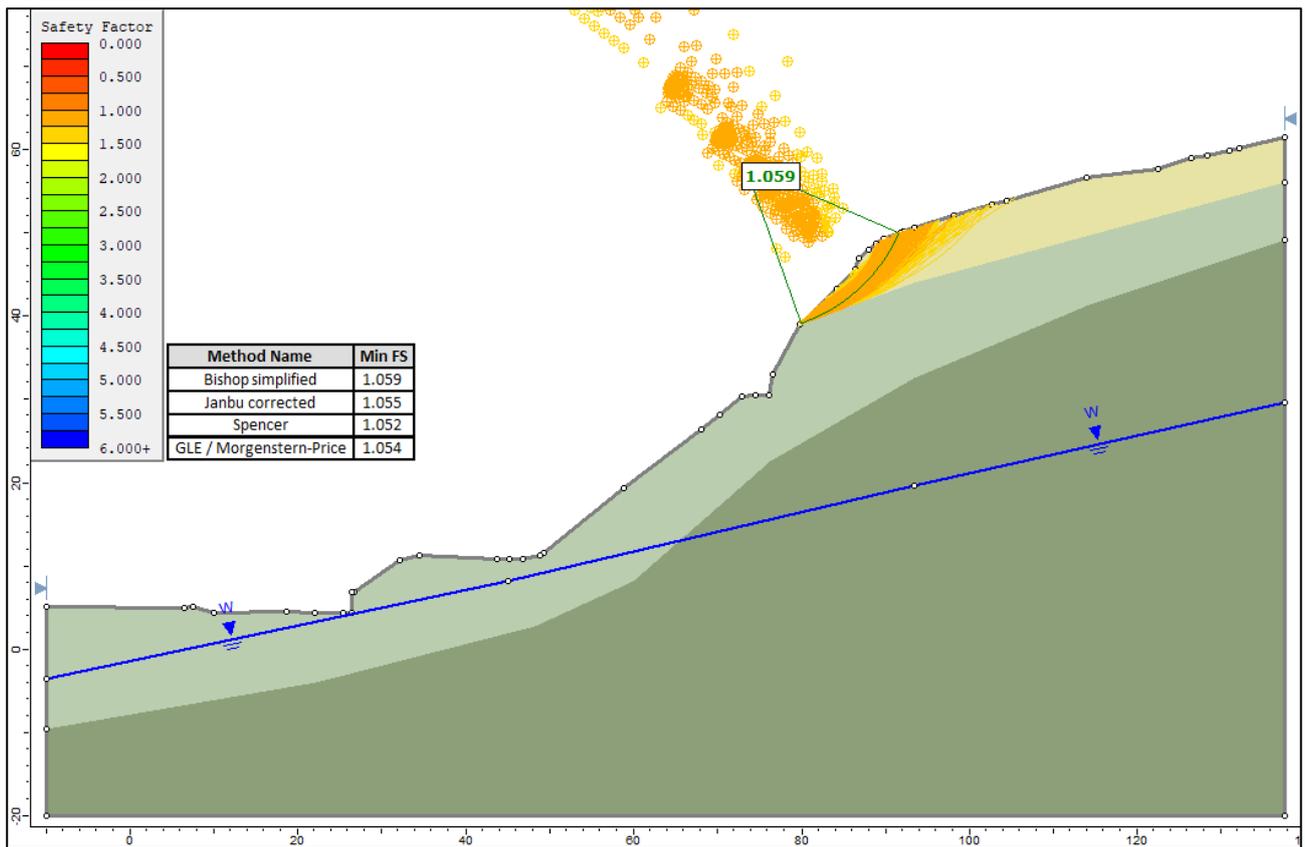


Figura 4.19: Sezione 15 – Condizione del versante antecedente alle fasi di scavo.

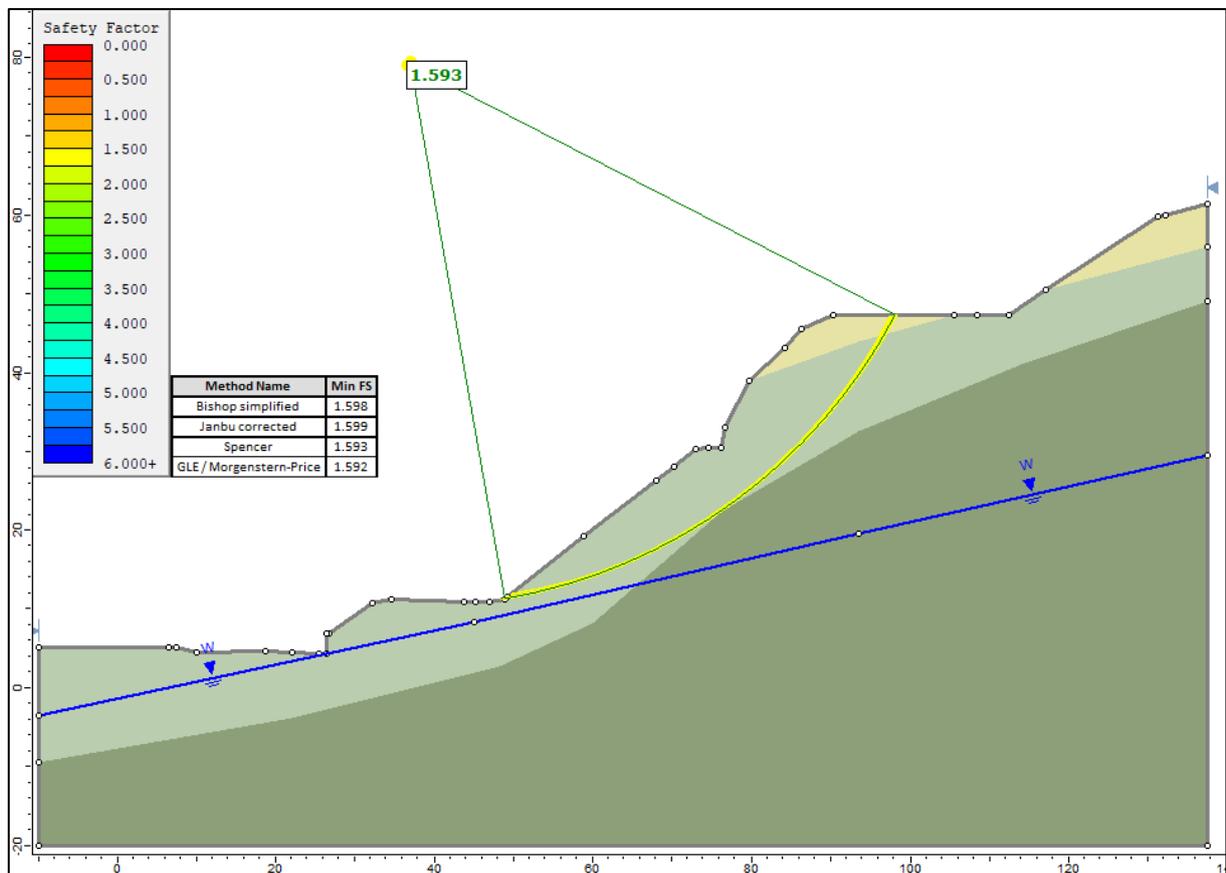


Figura 4.20: Sezione 15 – Fase di scavo 1.

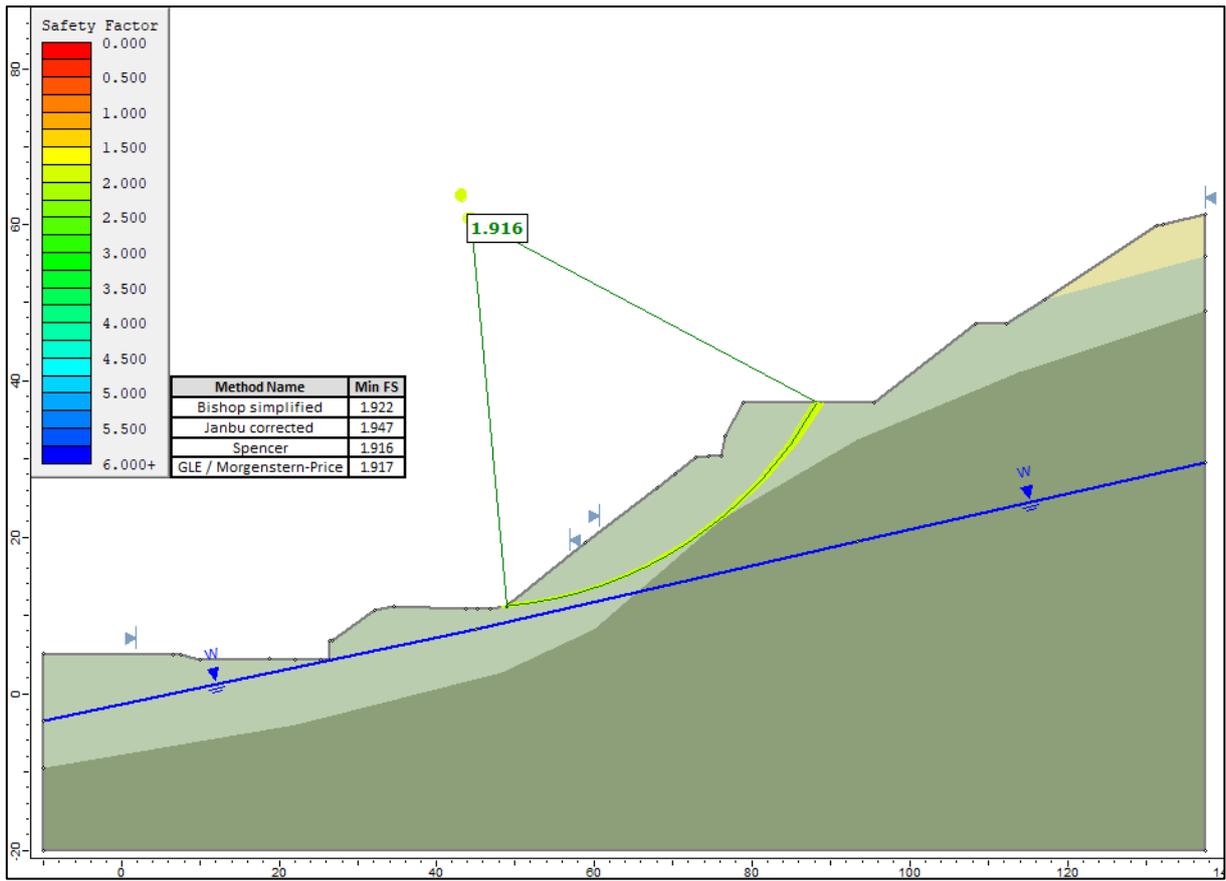


Figura 4.21: Sezione 15 – Fase di scavo 2.

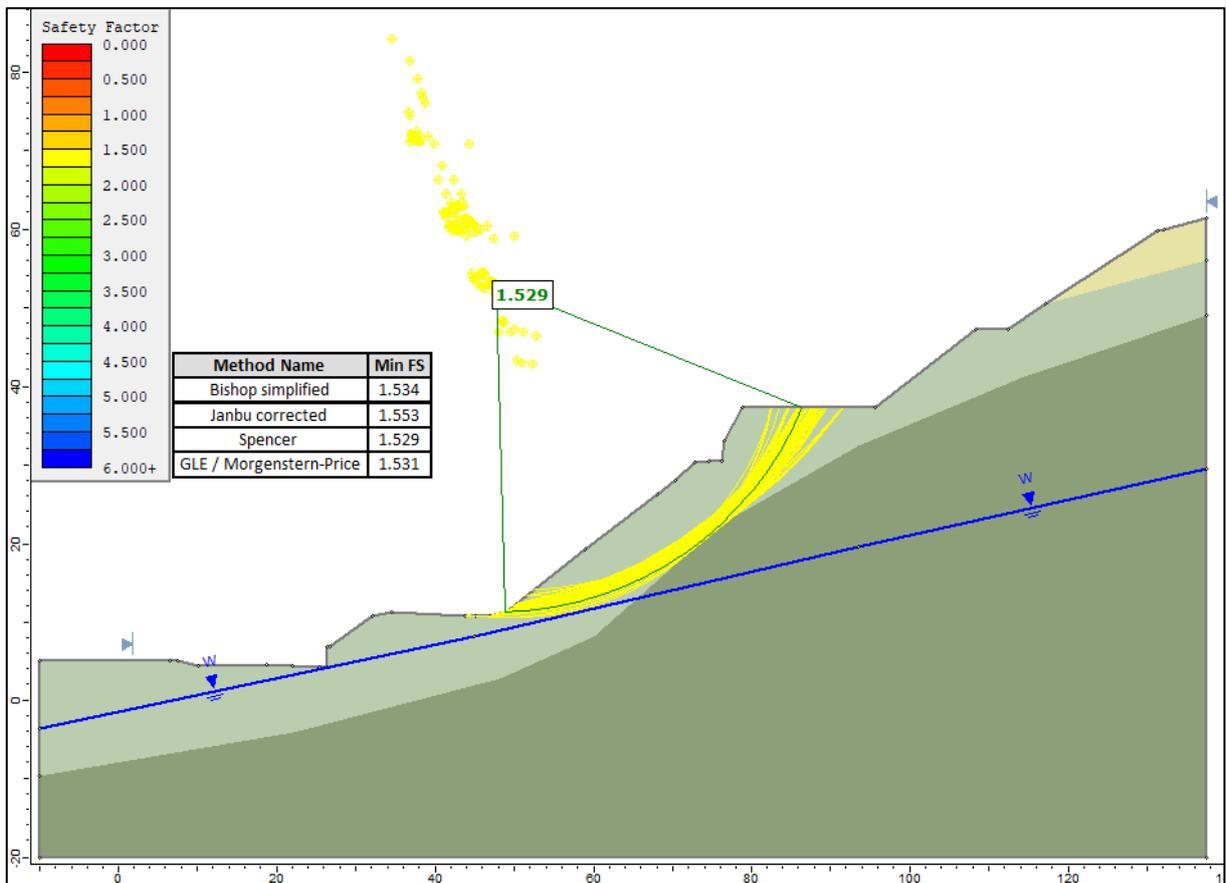


Figura 4.22: Sezione 15 – Fase di scavo 2 con applicazione dei FS parziali.

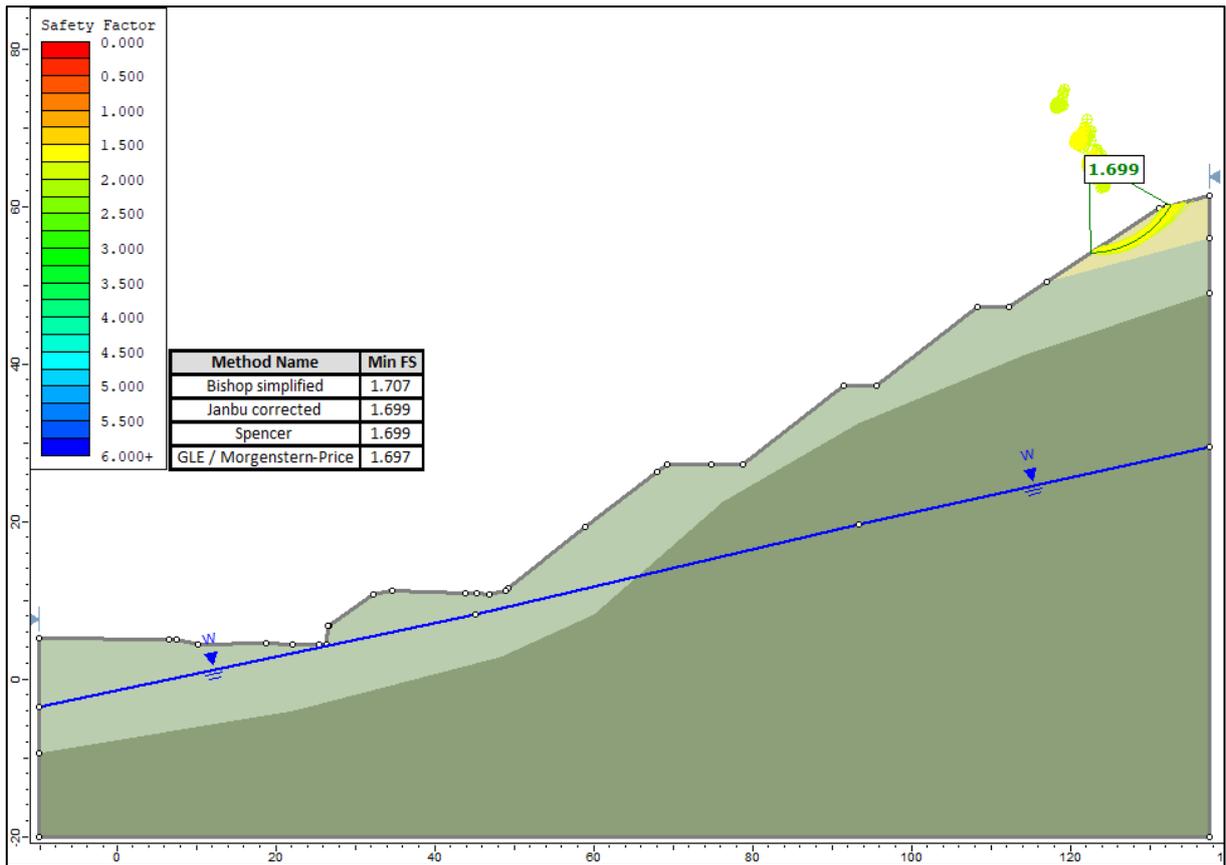


Figura 4.23: Sezione 15 – Fase di scavo 3.

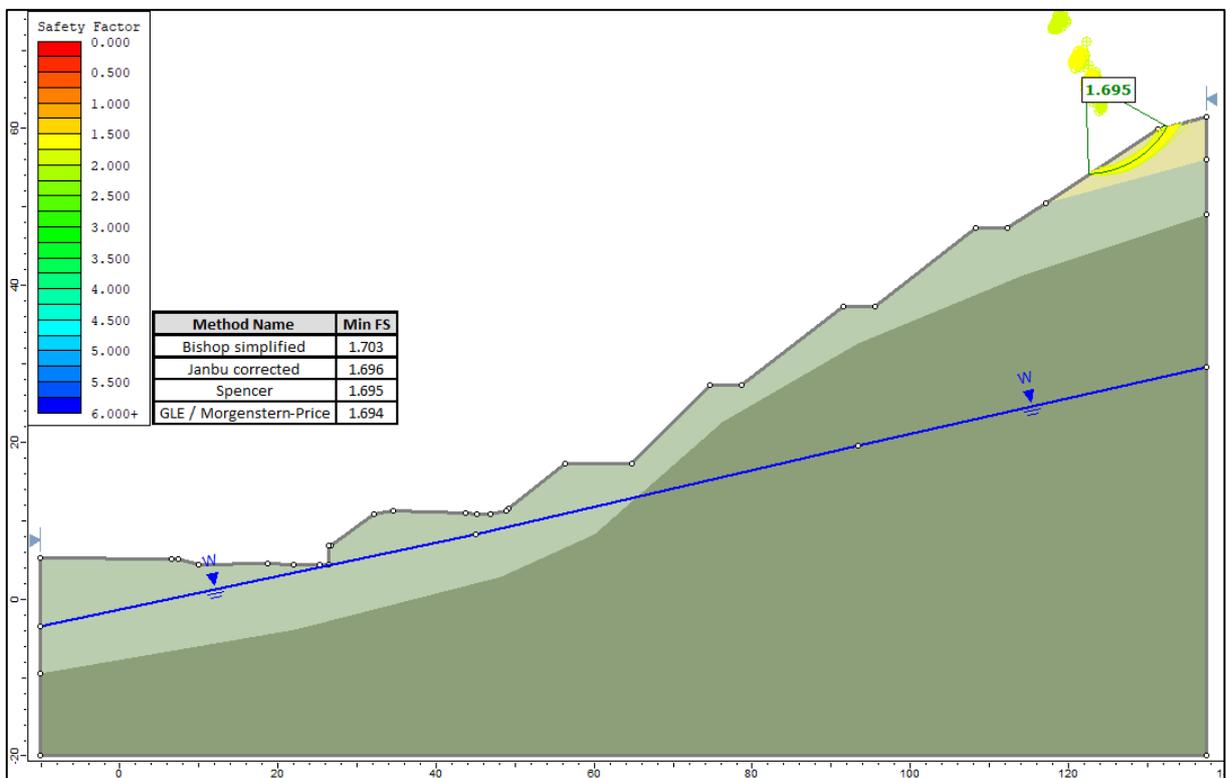


Figura 4.24: Sezione 15 – Fase di scavo 4.

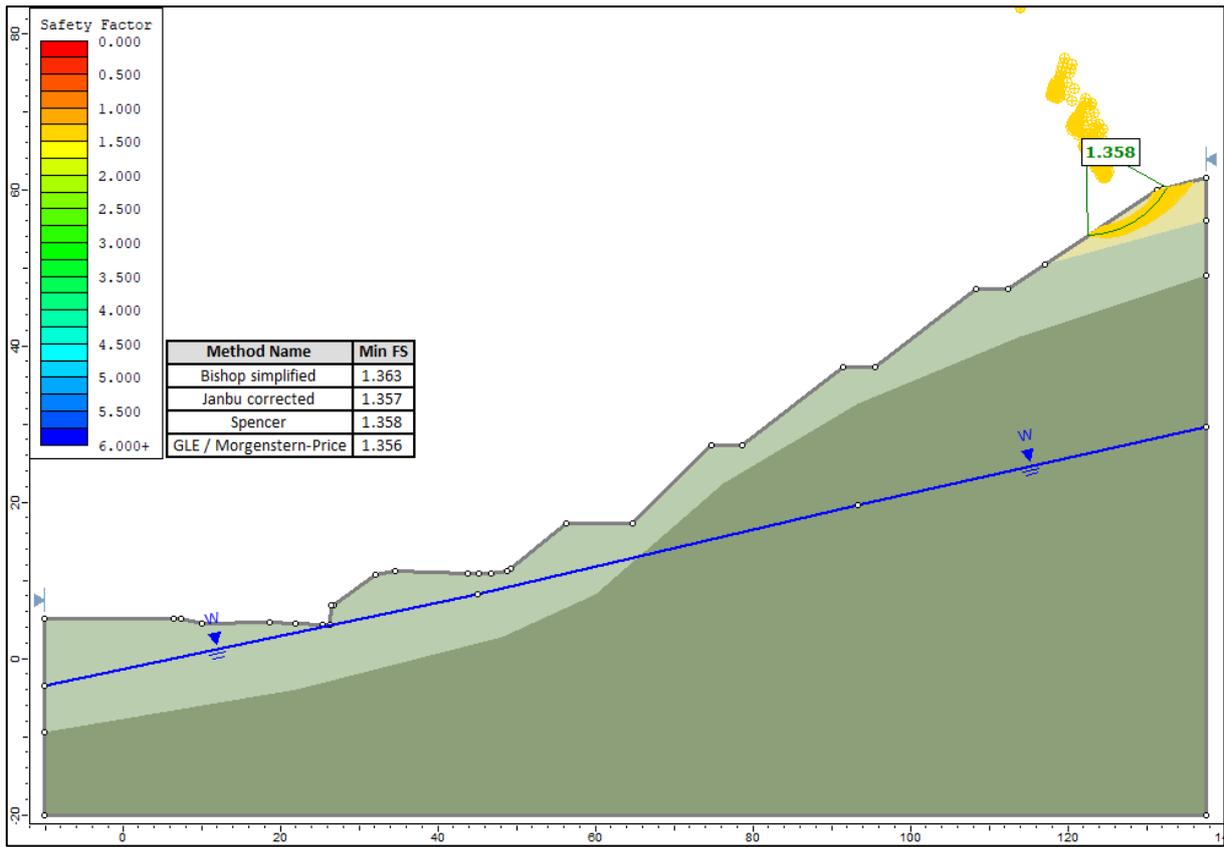


Figura 4.25: Sezione 15 – Fase di scavo 4 con applicazione dei FS parziali.

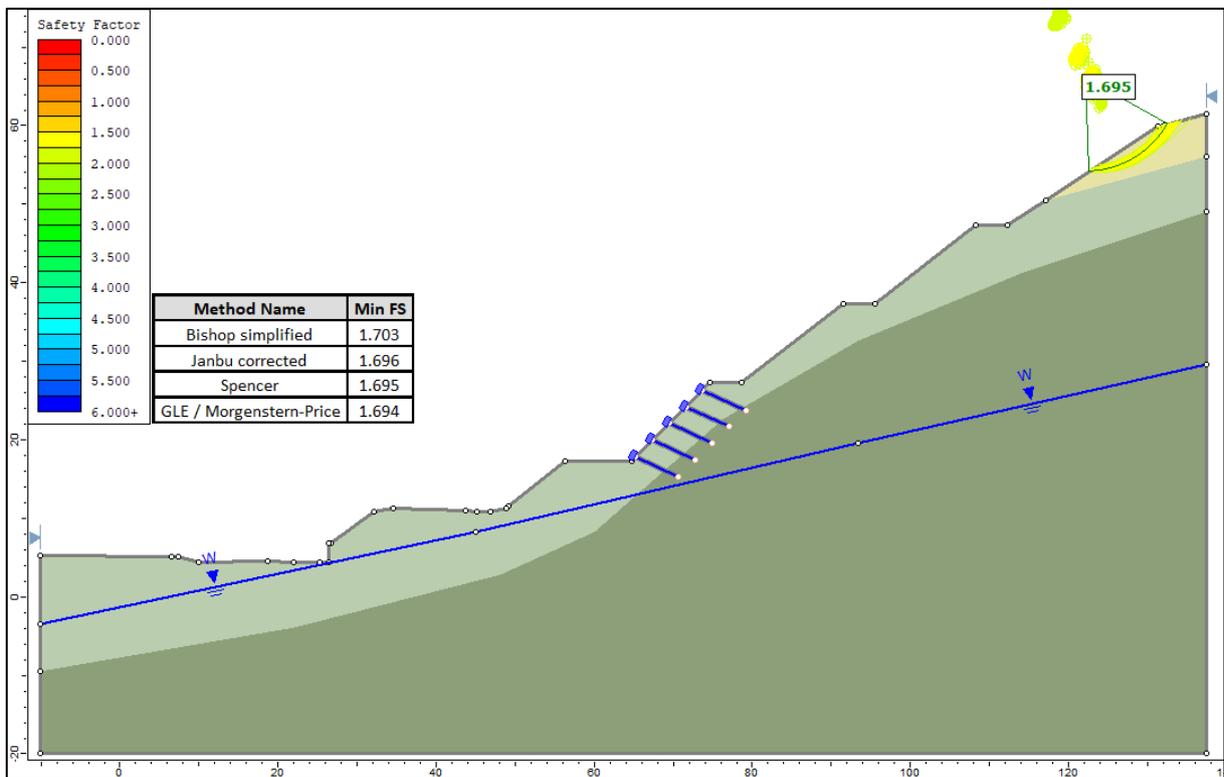


Figura 4.26: Sezione 15 – Fase di scavo 5.

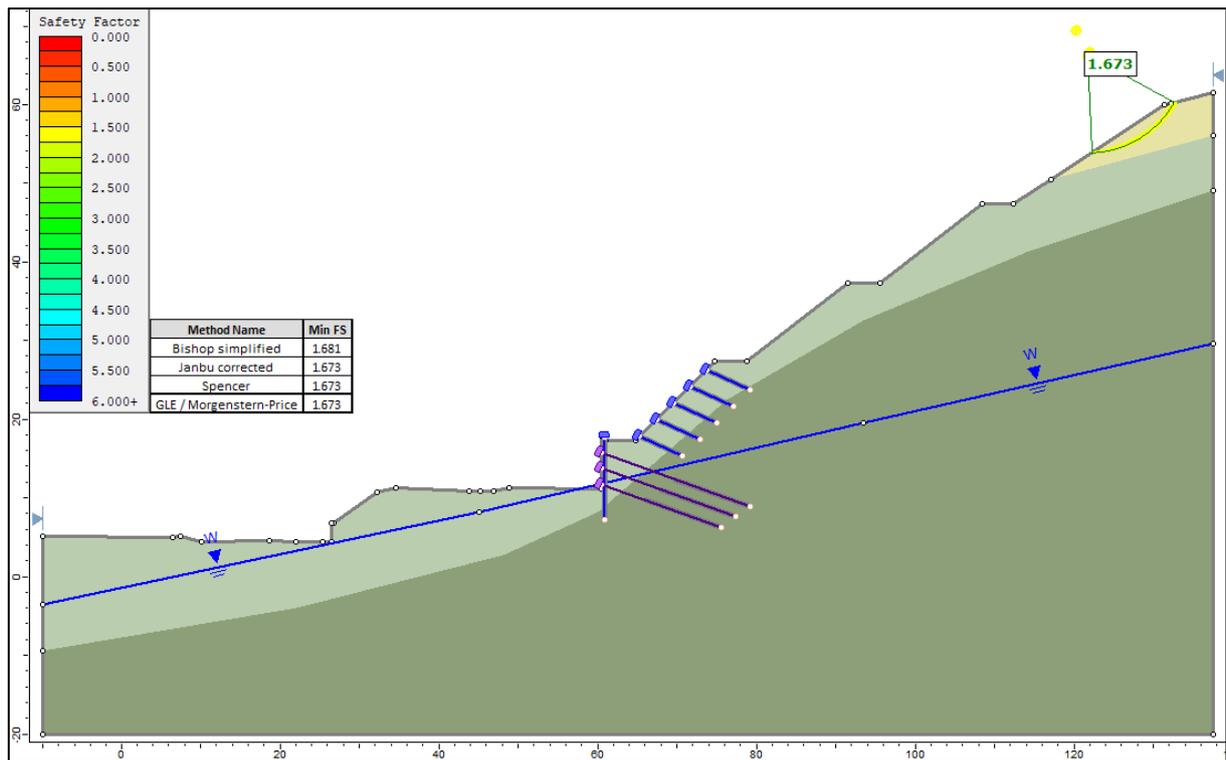


Figura 4.27: Sezione 15 – Fase di scavo 6.

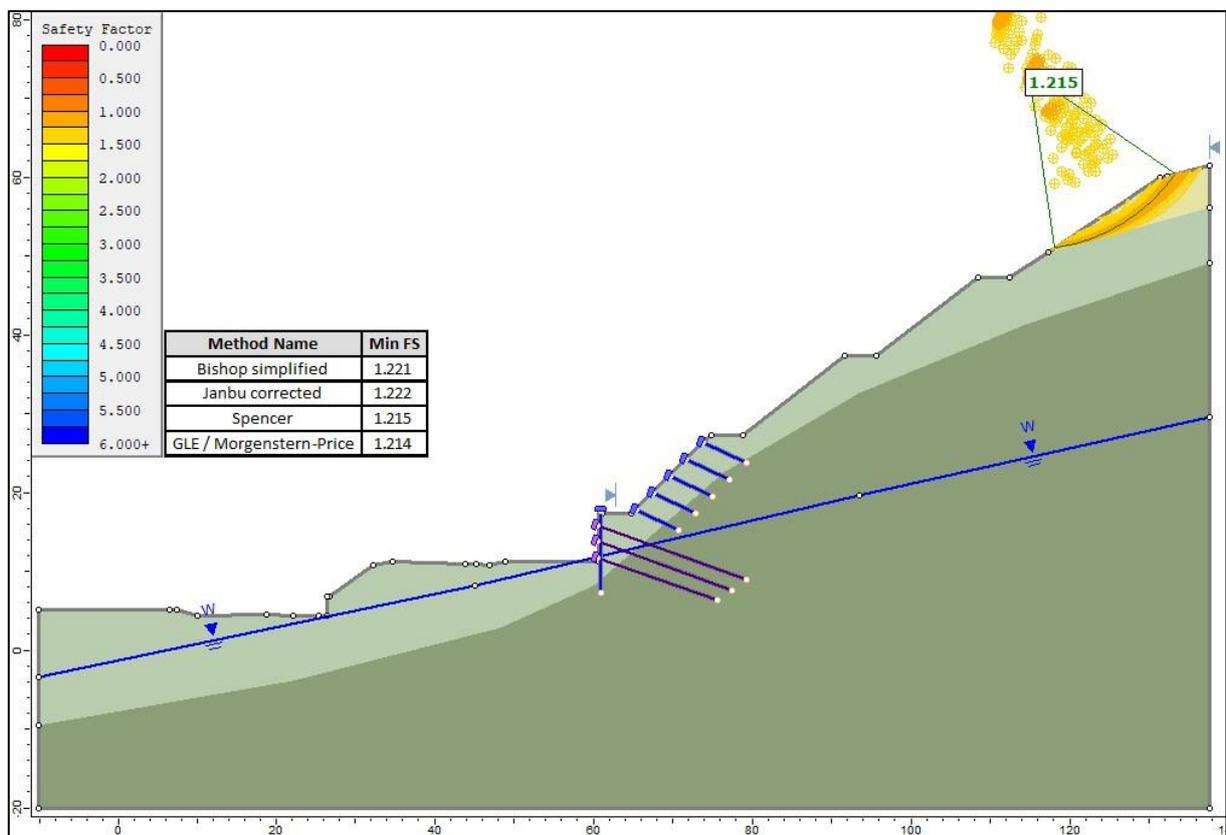


Figura 4.28: Sezione 15 – Fase di scavo 6 con applicazione dei FS parziali.

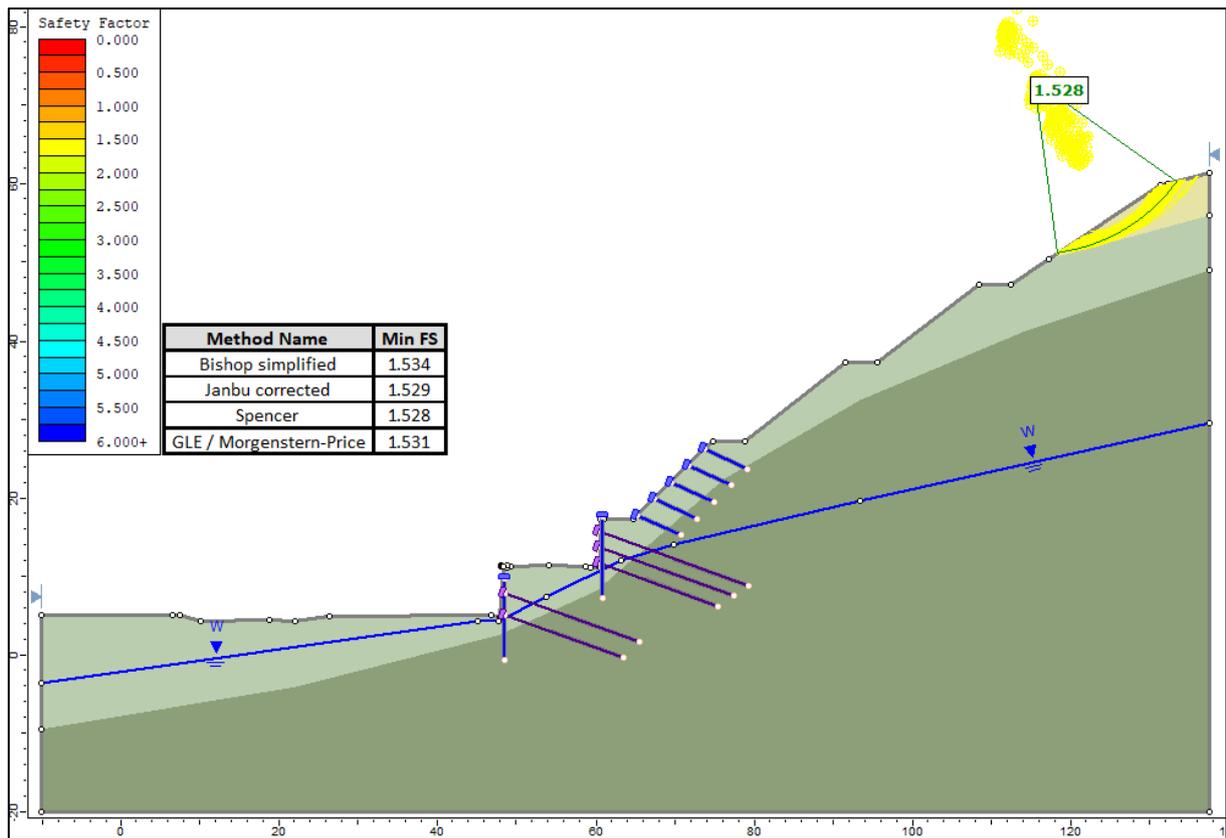


Figura 4.29: Sezione 15– Fase di scavo 7.

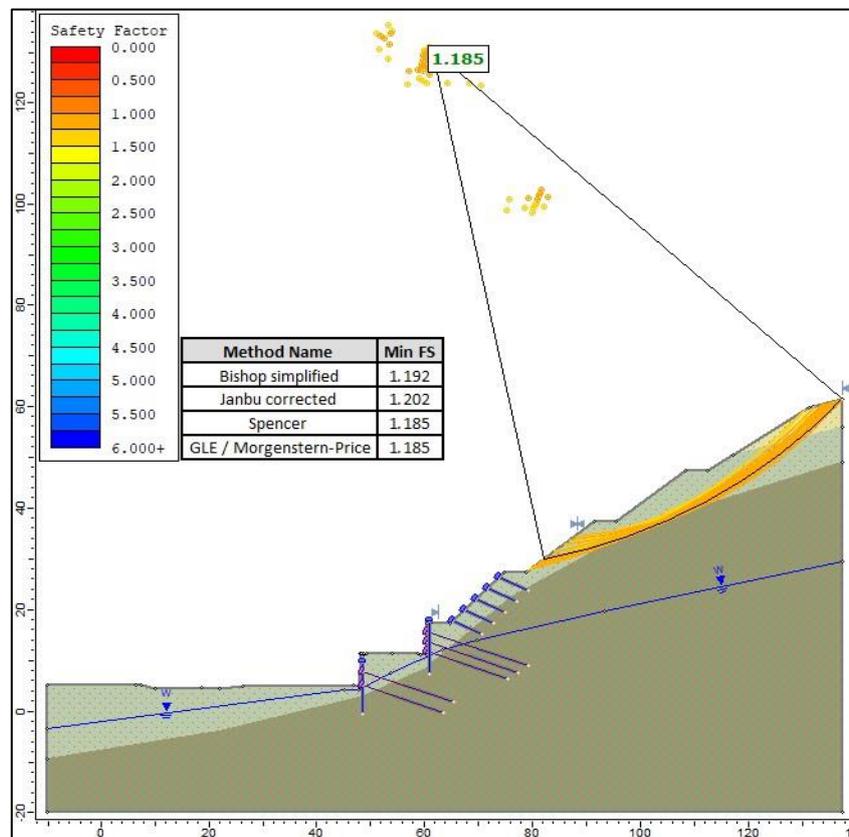


Figura 4.30: Sezione 15 – Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.

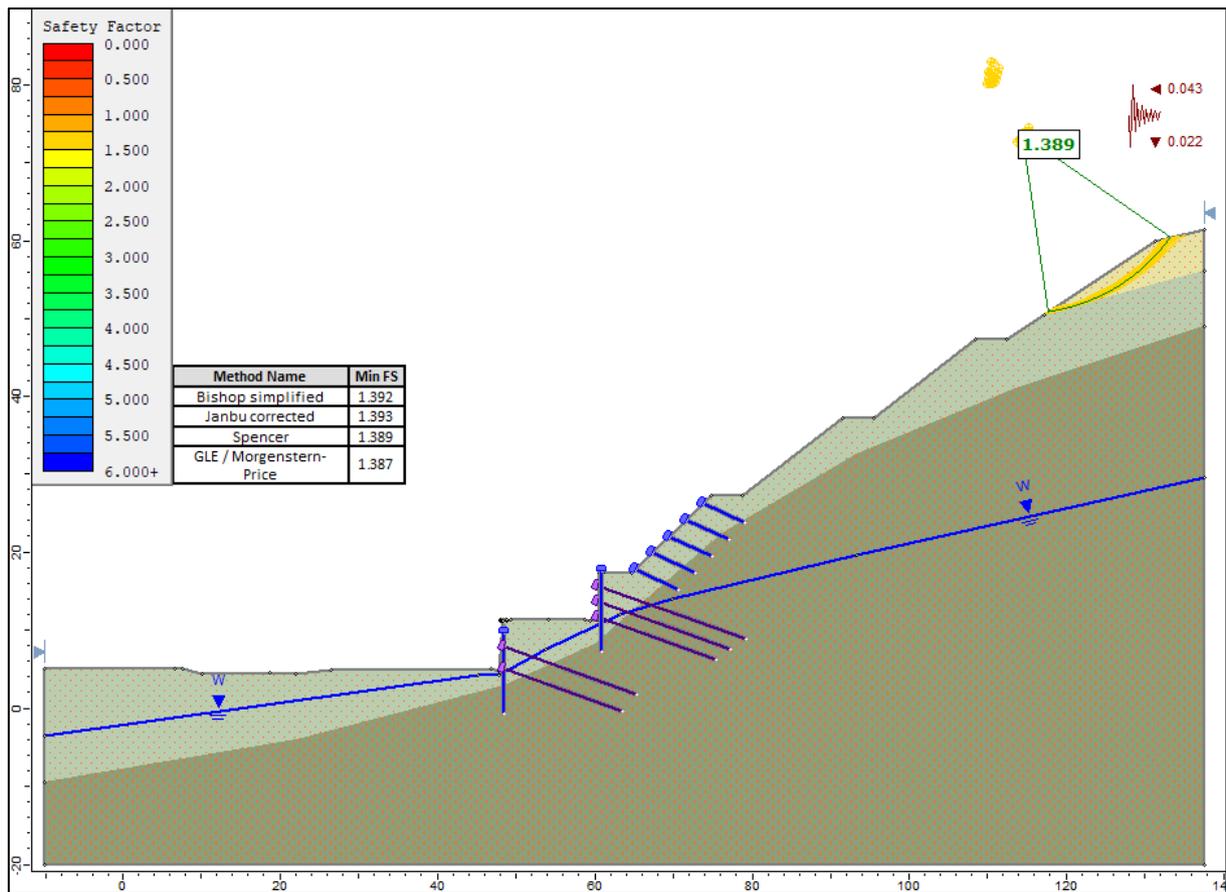


Figura 4.31: Sezione 15 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici kv^+ .

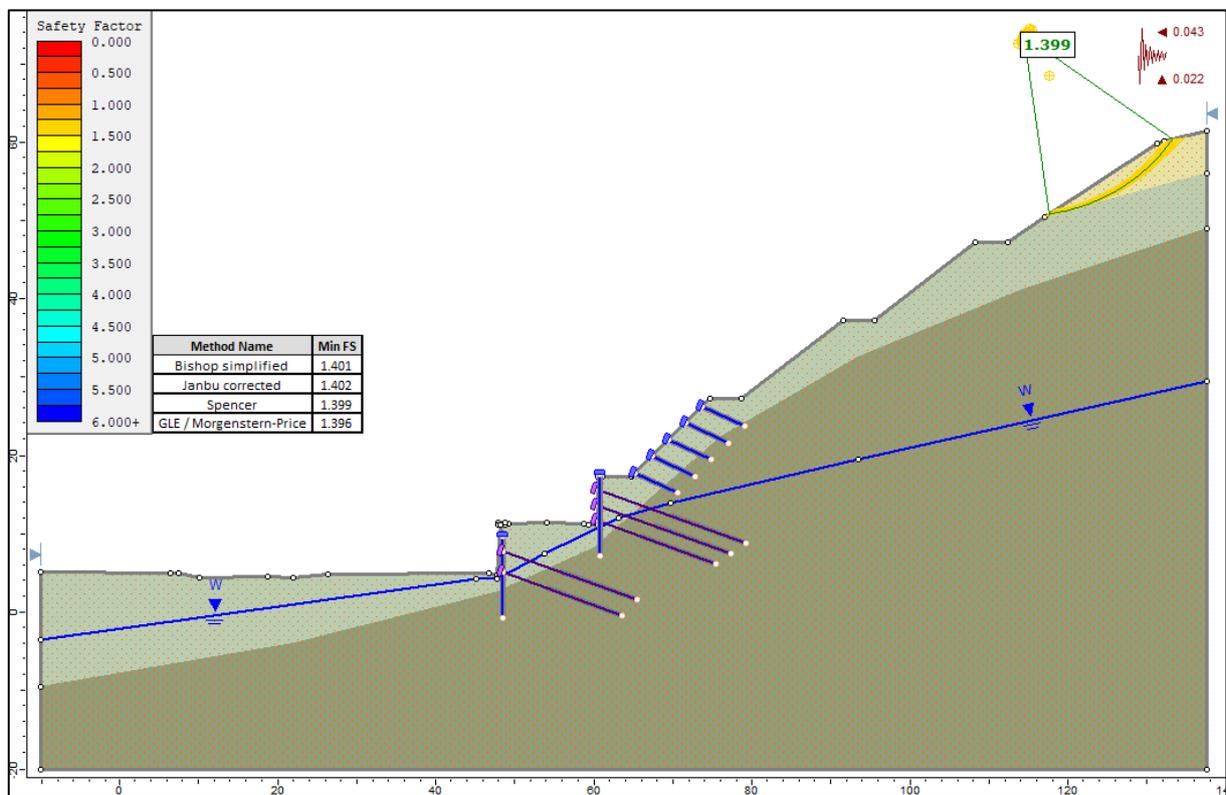


Figura 4.32: Sezione 15 – Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici kv^- .

Dalle simulazioni sopra riportate si può osservare come nelle condizioni antecedenti i lavori, figura 4.19, il fattore di sicurezza fosse prossimo all'unità, ciò sta ad indicare una possibile instabilità delle coperture con conseguenti nuovi fenomeni franosi come quelli già avvenuti nel 2019 e 2020 e riportati all'interno del paragrafo 3.4. Il fatto che i precedenti fenomeni fossero avvenuti dopo forti precipitazioni unita alle simulazioni effettuate è indicativo del fatto che tutta l'area fosse a forte rischio frane e giustifica i lavori di messa in sicurezza effettuati. Si sottolinea che tali lavori sebbene sia stati previsti in funzione di un ampliamento del terminal intermodale del porto di Vado Ligure fossero in realtà necessari anche solo per garantire la sicurezza della strada di accesso alle banchine che corre ai piedi del pendio.

Durante le fasi di scavo il fattore di sicurezza è aumentato e ciò ha garantito la sicurezza delle operazioni di cantiere, si evidenzia che i fattori di sicurezza più bassi sono stati riscontrati quasi sempre all'interno delle coperture sovrastanti il pendio.

Le simulazioni effettuate a lungo termine riportano fattori di sicurezza superiori a quelli ricercati ed anche nelle condizioni sismiche il fattore di sicurezza non scende sotto 1,3 valore di molto superiore all'1,10 ricercato.

4.6 Evento franoso del Luglio 2023

4.6.1 Descrizione dell'evento

Nel luglio del 2023 si è registrato un intenso fenomeno piovoso locale a carattere eccezionale, questo ha prodotto un evento gravitativo che ha interessato una porzione della scarpata oggetto delle riprofilature.

Il franamento è avvenuto in corrispondenza della porzione basale vicino alla sezione 15 di progetto dove la scarpata riprofilata presenta una inclinazione di 45° . Prima del franamento le operazioni di gradonatura nell'area interessata risultavano completate presentando un'altezza di circa 10 m e un'inclinazione di 45° , a tergo della prima gradonatura era presente la banca orizzontale, avente 4 m di larghezza, che la separava dalla seconda gradonatura. Alla base della gradonatura di 45° era presente la prima banca di larghezza di circa 4 m che divideva la gradonatura dalla paratia di sostegno dello scavo di approfondimento. Quando il fenomeno franoso è accorso i micropali costituenti la paratia erano stati completati e lo scavo a valle di questi era approfondito di circa 3 m , dei tiranti in progetto era stata completata la costruzione del primo ordine. Tuttavia, questi non erano ancora in esercizio in quanto la trave di ripartizione non risultava ancora completata.

È possibile definire il fenomeno come roto-traslazionale e inquadrarlo quindi come frana complessa secondo la classificazione di Varnes (1978), questo ha interessato la prima scarpata per la sua interezza e coinvolgendo quindi anche la bancata orizzontale in testa fino ad arrivare ai piedi della scarpata della seconda gradonatura.

In corrispondenza del coronamento lo sviluppo complessivo trasversale risulta essere tra i 20 e i 25 m e di circa $30 - 35\text{ m}$ in corrispondenza della prima banca basale presente a monte della berlinese di micropali.

La frana ha causato la dislocazione pluridecimetrica della porzione del versante roccioso interessata, inoltre, il sistema di regimazione delle acque, un fosso rivestito in cls, costruito lungo il margine superiore della seconda banca è stato danneggiato e spostato dalla sua sede. Il coronamento della frana è stato individuato nella porzione più arretrata della seconda banca dove si è generata una scarpata con rigetto fino ad un metro a causa del movimento di materiale verso valle. A causa del detensionamento del terreno si sono generate delle fratturazioni a monte del coronamento della frana e inserite all'interno della scarpata della seconda gradonatura.

Dalle evidenze morfologiche quali zona di accumulo del materiale franato nonché area interessata dal franamento, si ritiene che il fenomeno gravitativo non abbia interessato la paratia di sostegno posta a valle ma solo gradonatura.

Dai dati raccolti attraverso rilievi di superficie e dalle analisi numeriche, che verranno successivamente esposte, si può assumere che la porzione di terreno franato abbia uno spessore di circa 3 m e che quindi abbia interessato la sola porzione corticale dell'ammasso roccioso.

La geologia dell'area, precedentemente esposta all'interno del paragrafo 3.3, può dare una risposta al fenomeno accorso, in quanto, la combinazione di un substrato milonitico risultato della presenza di una shear zone ad ampia scala e di un substrato fratturato unite alla giacitura localmente più sfavorevole abbiano generato una zona di debolezza locale. Questi fattori potrebbero aver originato dei canali di infiltrazioni preferenziali che sono stati riempiti dalle piogge a carattere eccezionale abbattutesi nel luglio del 2023 causando il collasso della porzione del versante.

Di seguito, nelle figure da 4.33 a 4.36, vengono riportate delle immagini del fenomeno franoso. Per meglio comprenderne l'estensione areale la zona interessata è stata evidenziata in rosso poiché la presenza delle geostuoie, poste a protezione del versante con lo scopo di prevenirne l'erosione, non permettono l'osservazione diretta del fenomeno.



Figura 4.33: Vista frontale del versante dove si è imposto il fenomeno gravitativo.

Nella figura 4.33 si possono osservare i micropali ultimati e il primo ordine di tiranti.



Figura 4.34: Vista laterale lato sud del versante dove è avvenuto il fenomeno gravitativo.



Figura 4.35: Vista del coronamento della frana impostosi nella seconda banca lato nord.

In figura 4.35 è possibile apprezzare anche la disarticolazione della canaletta di scolo delle acque.



Figura 4.36: Vista del fenomeno franoso lato sud dalla seconda banca, ben visibile il rigetto metrico della frana.

Una volta rimosse le geostuoie si è potuto meglio apprezzare l'entità del fenomeno, a tale scopo vengono ora riportate delle fotografie all'interno nelle figure da 4.37 a 4. scattate dopo la loro rimozione.



Figura 4.37: Vista laterale lato sud del fenomeno gravitativo dopo la rimozione delle geostuoie.



Figura 4.38: Vista laterale lato nord del fenomeno gravitativo dopo la rimozione delle geostuoie.

Nelle figure 4.37 e 4.38 è evidenziata la superficie di scorrimento del materiale mobilitato.



Figura 4.39: Particolare del dissesto visto da valle.

In figura 4.39 le frecce rosse indicano la superficie di scorrimento impostasi in corrispondenza del materiale milonitizzato.

4.6.2 Back analysis

Al fine di comprendere le caratteristiche litologiche locali, che insieme alle piogge hanno portato alla frana del luglio del 2023, è stata condotta una back analysis andando ad analizzare la sezione del pedio corrispondente.

L'analisi effettuata è stata svolta secondo il modello precedentemente descritto all'interno del paragrafo 4.4.2 utilizzando il metodo dell'equilibrio limite (LEM) per ricercare le condizioni di incipiente movimento. A differenza dell'analisi precedentemente svolta, nelle simulazioni effettuate con il software Slide si è andati a ricercare quali parametri portassero ad avere un fattore di sicurezza appena inferiore all'unità. Tale scelta è stata effettuata poiché mentre prima si è andati ad indagare quali fossero le caratteristiche che avrebbero potuto portare il versante vicino ad una condizione di collasso, questa volta il crollo è avvenuto e pertanto si sono ricercate le condizioni che più fedelmente rispecchiassero quanto accaduto.

Le analisi sono state condotte con riferimento all'assetto litostratigrafico delineato dalle prove geotecniche e geognostiche condotte in sito. Nelle simulazioni sono stati utilizzati l'UG II che costituisce il basamento roccioso milonizzato più superficiale e l'UG III raffigurante l'ammasso roccioso fratturato è stato inserito al di sotto dell'UG II.

All'interno delle simulazioni è stata introdotta una falda freatica a pelo libero, in analogia con quanto fatto nelle precedenti analisi, il livello di quest'ultima è stato valutato sulla base dei dati piezometrici registrati. Si ritiene che sebbene il fenomeno gravitativo sia da accreditarsi alle forti piogge, unite alla difficile situazione geologica, queste non abbiano causato un innalzamento della falda tale da andare a destabilizzare la porzione franata; più verosimilmente si ipotizza che la circolazione di acqua dentro canali preferenziali abbia aumentato le spinte idrauliche contribuendo al tempo stesso ad un progressivo decadimento della capacità resistente.

4.6.3 Parametri geotecnici impiegati nella back analysis

Per i parametri utilizzati nella back analysis si è partiti dai quelli adottati per le condizioni a lungo, riportati all'interno della tabella 4.10, e si è andati a ridurre progressivamente il contributo coesivo fino a giungere ad un fattore di sicurezza appena inferiore all'unità. In particolare, si è andati ad agire sulla coesione dell'unità UG II poiché questa è quella in cui si è impostato il fenomeno gravitativo.

Si sottolinea che i parametri adottati, riportati qui di seguito, non sono intesi come caratteristici di tutto l'ammasso roccioso ma soltanto di una ristretta fascia corrispondente alla superficie di scorrimento, tale fascia è da ricondursi ad una condizione locale nella quale il disturbo geologico è stato più intenso e portato a giorno dagli scavi precedentemente effettuati.

UG II (LT) – Basamento litoide – fascia milonitizzata

- peso di volume $\gamma' = 23,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 8 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 25^\circ$

UG III (LT) – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 50 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34^\circ$

I dati sopra riportati sono stati utilizzati per le simulazioni effettuate attraverso il software Slide, nel quale sono stati utilizzati gli stessi metodi di analisi adottati nelle simulazioni precedentemente riportate.

Tutti i metodi utilizzati all'interno delle simulazioni hanno restituito un FS di circa 0,98.

Inoltre, andando a confrontare le evidenze geologiche del sito, figura 4.36, con la superficie di rottura avente il fattore di sicurezza minore prodotta dal software, figura 4.40, si nota che la loro posizione è comparabile. In particolare, si può osservare come il coronamento della frana si sia impostato al termine della seconda banca e come la fine della superficie di rottura si arresti al termine della gradonatura in prossimità della prima banca.

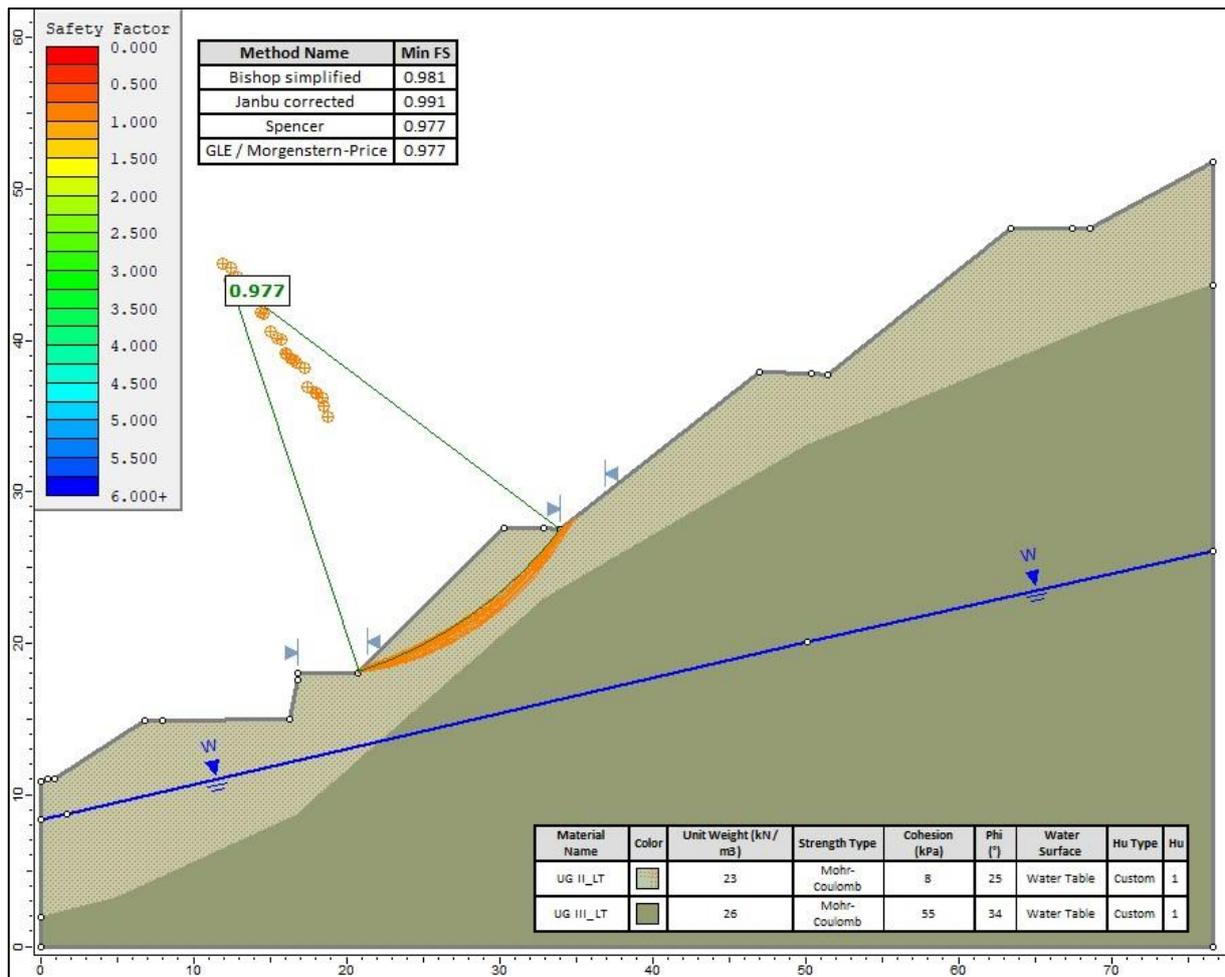


Figura 4.40: Back analysis del franamento avvenuto nel luglio del 2023.

4.6.4 Interventi in progetto

Per far fronte al fenomeno gravitativo si è deciso di agire utilizzando diversi interventi con l'obiettivo di stabilizzare il corpo frana ed evitare eventuali eventi futuri.

Nell'ambito del completamento della gradonatura inizialmente preventivata si è deciso di applicare una ulteriore risagomatura del versante, la cui inclinazione sarà minore di quella originariamente proposta di 45 °. Il profilo del versante riprofilato avrà una inclinazione di 34 ° andando quindi ad avere la stessa inclinazione della gradonatura superiore.

Al fine di garantire la stabilità dell'opera sarà realizzato un muro in cemento armato che sarà collocato al piede della scarpata interessata dalla frana ad una distanza di circa 4 m dalla paratia di micropali già realizzata. Il muro sarà fondato da un reticolo di micropali disposti su due file e raggruppati in gruppi di 5 elementi, ogni micropalo avrà diametro 200 ÷ 220 mm, lunghezza di 8 m armati con profilati tubolari in acciaio S255 con diametro nominale di 139,7 mm con spessore di 10 mm e completati attraverso iniezione di boiaccia cementizia a gravità.

L'opera sarà completata da un ordine di tiranti di ancoraggio permanenti a trefoli di acciaio armonico disposti con un interasse di 3 m solidarizzati all'interno di perfori aventi diametro compreso tra i 140 ÷ e i 160 mm attraverso l'iniezione di boiaccia cementizia. Ogni tirante avrà una fondazione di circa 8 m ed un tratto libero di 10 m per uno sviluppo totale di 18 m ed una inclinazione di 15 ° sull'orizzontale.

Una volta ultimata la realizzazione del manufatto ai tiranti si andrà ad applicare un pretiro iniziale pari a 280 kN.

Come precedentemente anticipato, si provvederà ad una risagomatura della scarpata conferendo alla medesima una inclinazione di circa 34 ° con un'altezza variabile compresa tra i 6,5 e gli 8 m che andrà a raccordarsi lateralmente con le scarpate precedentemente ultimate.

Per una maggiore sicurezza sarà effettuata una chiodatura diffusa del terreno e la stesura di una rete di consolidamento corticale del tipo pannelli di fune abbinata ad un geocomposito antierosivo. Le chiodature saranno realizzate seguendo una maglia rettangolare di 3 x 1,5 m, ogni chiodo sarà costituito da una barra in acciaio autoperforante con diametro nominale di 38 mm ed area di 800 mm² e una lunghezza di 8 m. Infine, ogni barra sarà equipaggiata con una punta di perforazione avente diametro nominale minimo di 76 mm.

In corrispondenza della porzione basale della scarpata superiore, la quale verrà estesa fino alla nuova sommità della prima scarpata, il rafforzamento corticale seguirà quello previsto originariamente, ovvero, una maglia più rada di 3 x 3 m ed una lunghezza pari a 9 m con rete di consolidamento corticale del tipo pannelli di fune abbinata a un geocomposito antierosivo. Gli elementi costituenti l'armatura in questo caso saranno costituiti da barre in acciaio Y950/1050 di tipo "Dywidag" con diametro nominale di 26,5 mm.

In figura 4.41 è riportata una sezione degli interventi appena descritti mentre qui di seguito saranno riportate le geometrie del muro in c.a.

- Lunghezza totale muro	33,00 [m]
Paramento:	
- Materiale	C32/40
- Altezza paramento	3,10 [m]
- Altezza paramento libero	3,10 [m]
- Spessore in sommità	0,50 [m]
- Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
- Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
- Inclinazione paramento interno	0,00 [°]

Fondazione:

- Materiale	C32/40
- Lunghezza mensola di valle	1,20 [m]
- Lunghezza mensola di monte	0,10 [m]
- Lunghezza totale	1,80 [m]
- Inclinazione piano di posa	0,00 [°]
- Spessore	0,60 [m]
- Spessore magrone	0,10 [m]

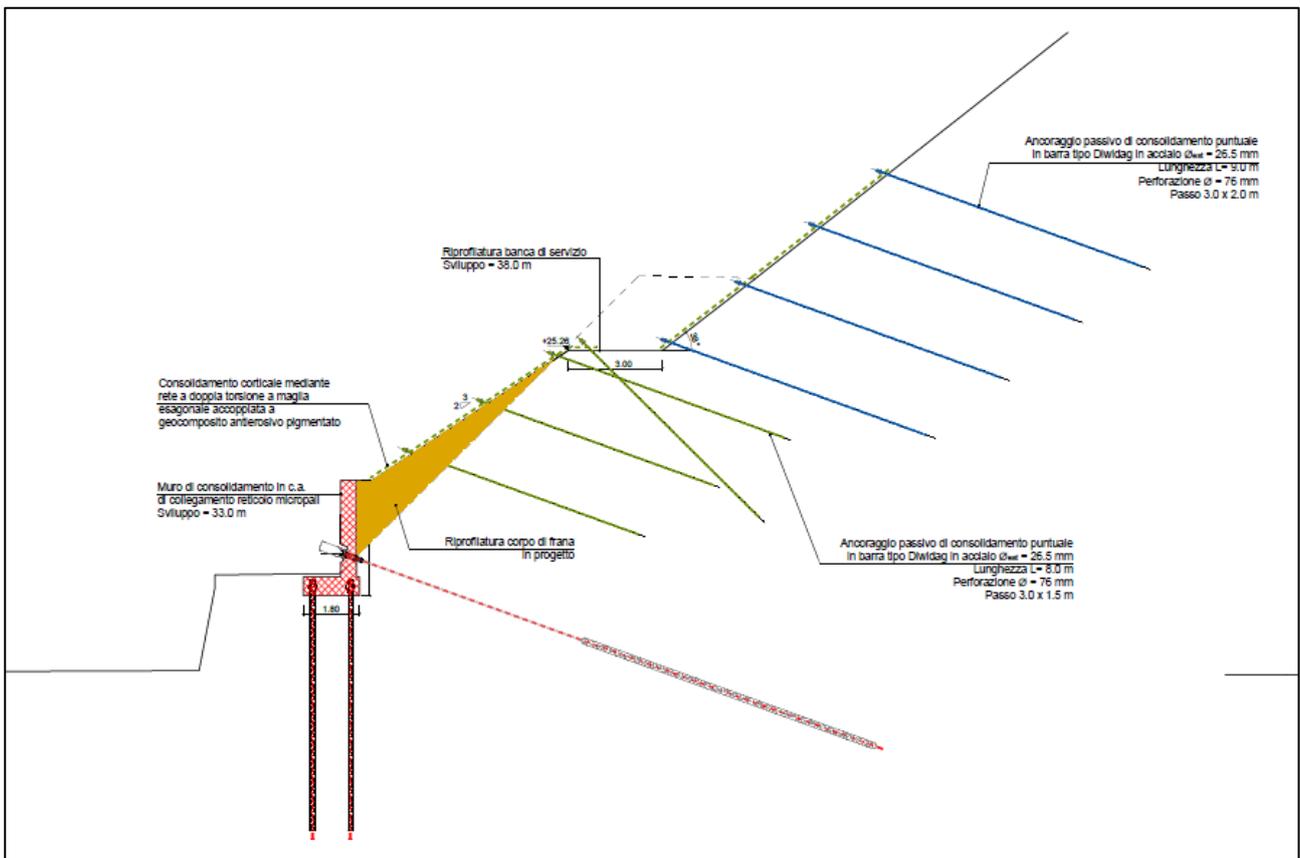


Figura 4.41: Sezione degli interventi in progetto per la stabilizzazione del fenomeno gravitativo del luglio del 2023.

4.6.5 Approccio progettuale

Relativamente alle verifiche delle condizioni di stabilità della scarpata interessata dagli interventi di rinforzo quali le chiodature e i tiranti attivi si è seguito lo stesso approccio riportato nel paragrafo 4.2.1 andando ad utilizzare la medesima combinazione di fattori di sicurezza Approccio 1 Combinazione 2. Per quanto concerne invece il muro di sostegno in accordo con quanto previsto dalle norme NTC – 2018 per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) si segue l'Approccio 2 il quale prevede un'unica combinazione di fattori di sicurezza, A1 + M1 + R3, con riferimento alle tabelle delle NTC 2018 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. Lo stesso vale per il dimensionamento geotecnico degli ancoraggi e dei pali di fondazione con specifico riferimento agli SLU di tipo geotecnico, ovvero, collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali e trasversali, collasso per sfilamento della fondazione di ancoraggio. Tuttavia, per queste ultime si fa riferimento alle tabelle 6.4.II, 6.4.VI e 6.6.I.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche vengono condotte adottando coefficienti parziali unitari per le azioni e per i parametri geotecnici ed i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III delle NTC 2018. Relativamente alla stabilità della scarpata le verifiche vengono condotte impiegando per le resistenze di progetto un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$.

Nel seguito verranno riportati i parametri e le azioni di progetto relative alle chiodature e ai tiranti, per quanto riguarda le verifiche e il dimensionamento del muro in c.a. la loro trattazione non è prevista all'interno del presente elaborato.

4.7 Parametri di progetto

4.7.1 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto secondo quanto già riportato all'interno del paragrafo 4.3.1 è definita al punto 2.4.1 del DM 17.1.2018 va intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga determinati livelli prestazionali.

In questo caso l'opera è rappresentata dalla scarpata di scavo e dalle opere strutturali che ne garantiscono la stabilità in analogia con quanto già riportato in precedenza si considera una vita nominale V_N pari a 50 anni, secondo quanto riportato in tabella 4.7.

4.7.2 Coefficiente d'uso

Seguendo quanto riportato nel paragrafo 4.3.2, anche quest'opera si andrà a collocare nell'ambito dell'ampliamento del terminal intermodale del porto di Vado Ligure in particolare nel settore che ospita il parco ferroviario e la viabilità di accesso al porto. Con riferimento a quanto già detto nei precedenti paragrafi si ritiene che le opere in progetto rientrino nelle *Classe II*, pertanto, nella definizione del periodo di riferimento per l'azione sismica si assumerà una classe d'uso II a cui corrisponde, secondo quanto riportato in tabella 4.8, un coefficiente d'uso $C_U = 1,0$.

4.7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per quanto concerne il periodo di riferimento dell'azione sismica vale quanto già detto nel paragrafo 4.3.3. Per tanto per non rendere ridondante l'elaborato si riporta il valore di V_R a seguito del calcolo riportato di seguito.

$$V_R = V_N * C_U$$

Per le opere in progetto si assume quindi:

- | | |
|--------------------------|-------------------------|
| - Vita Nominale | $V_N = 50 \text{ anni}$ |
| - Classe d'uso | $C_U = 1,0$ |
| - Periodo di riferimento | $V_R = 50 \text{ anni}$ |

4.7.4 Parametri geotecnici di progetto

Per le analisi si è deciso di andare ad utilizzare i parametri geotecnici presenti nelle condizioni che sono state definite “a lungo termine”.

Per quanto concerne i materiali costituenti il corpo frana si è osservato come le porzioni in prossimità del coronamento della frana siano costituite da uno scheletro di frammenti rocciosi le cui dimensioni variano da pluricentriche a decimetriche, questi sono inglobati all'interno di una matrice ghiaiosa sabbiosa derivante dalla frammentazione dell'ammasso stesso. Quanto appena descritto è da accreditarsi all'intenso disturbo meccanico conseguente alla dislocazione e disarticolazione subita dall'ammasso. Per tanto si ritiene che il comportamento di questi depositi possa essere assimilabile a quello di un mezzo granulare per il quale il comportamento a rottura può essere assimilabile a quello di un mezzo puramente attritivo e perciò nelle analisi effettuate il termine coesivo sarà posto uguale a zero.

Vengono ora riportati i parametri geotecnici che sono stati usati nelle analisi di stabilità condotte con il software slide.

UG II (LT) – Basamento litoide – fascia milonitizzata

- peso di volume $\gamma' = 23,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 30 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 25^\circ$

UG III (LT) – Basamento litoide

- peso di volume $\gamma' = 26,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 50 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 34^\circ$

UG II* – Termini costituenti il corpo di frana

- peso di volume $\gamma' = 21,0 \text{ kN/m}$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco $\phi' = 38^\circ$

4.8 Caratteristiche degli elementi di rinforzo

In accordo con quanto descritto nei precedenti paragrafi, al fine di risagomare la parte di pendio sulla quale si è impostato il fenomeno gravitativo verrà realizzato un muro in c.a. fondato su micropali il quale verrà tirantato in corrispondenza del paramento in elevazione, associato a questo intervento è prevista la chiodatura diffusa abbinata ad una rete di consolidamento corticale.

Nelle analisi volte a verificare le condizioni di stabilità della scarpata a seguito della realizzazione degli interventi l'azione stabilizzante viene introdotta attraverso la modellazione dei tiranti di ancoraggio previsti per la stabilizzazione del muro di contenimento, unitamente agli elementi di chiodatura

Di seguito vengono riportate le caratteristiche dei tiranti e delle chiodature passive nonché i risultati delle verifiche effettuate. Le verifiche complete saranno riportate all'interno dell'allegato 5.

4.8.1 Chiodatura passiva in barre in acciaio autoperforanti

Per la chiodatura della scarpata è previsto l'uso di barre in acciaio S460J0 autoperforanti, queste verranno successivamente sodalizzate in foro attraverso l'iniezione di boiaccia cementizia.

Le barre avranno le seguenti caratteristiche:

- Barra autoperforante in acciaio S460J0
- Diametro esterno nominale: $D_e = 38 \text{ mm}$
- Sezione d'acciaio nominale: $A_s = 800 \text{ mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 560 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 460 \text{ MPa}$

Per le iniezioni si prevede l'impiego di malta cementizia classe $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ per la quale può assumersi una resistenza a compressione cilindrica pari a $f_{ck} = 24,9 \text{ Mpa}$.

Con riferimento alle caratteristiche degli elementi di ancoraggio previsti in progetto si avrà: resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 320 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta pari a 152 kN .

Resistenza allo sfilamento di progetto pari a $R_{a,d} / L_c = 20,9 \text{ kN/m}$.

4.8.2 Chiodature passive in barre in acciaio Y950/1050 tipo “Dywidag”

Per la seconda scarpata che verrà prolungata fino alla seconda banca, è prevista una chiodatura in linea con quella precedentemente descritta all'interno del paragrafo 4.4.1. Tale scelta progettuale è stata fatta in quanto il terreno venuto a giorno dopo la frana presenta caratteristiche in linea con quello presente nella zona non franata, pertanto si è optato per una chiodatura più “leggera” con una maglia corticale di rinforzo più ampia.

“

Le barre avranno le seguenti caratteristiche.

- Barra Dywidag $\varnothing 26,5 \text{ mm}$
- Diametro nominale: $D_e = 26,5 \text{ mm}$
- Sezione d'acciaio nominale: $A_s = 552 \text{ mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1050 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 950 \text{ MPa}$

Per le iniezioni si prevede l'impiego di malta cementizia classe $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ per la quale può assumersi una resistenza a compressione cilindrica pari a

$$f_{ck} = 24,9 \text{ Mpa.}$$

Resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 456 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta pari a 217 kN.

Resistenza allo sfilamento di progetto pari a

$$R_{a,d} / L_c = 20,9 \text{ kN/m.}$$

.....”

4.8.3 Ancoraggi attivi

Gli ancoraggi attivi previsti in progetto sono uguali a quelli precedentemente riportati nel paragrafo 4.4.2 da cui differiscono per la lunghezza del bulbo di ancoraggio che passa da 10 a 8 m.

“

I tiranti attivi previsti in progetto sono costituiti da trefoli in acciaio armonico aventi le seguenti caratteristiche:

- Sezione nominale trefolo: $A_{trefolo} = 139 \text{ mm}^2$
- Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

La parte terminale dei medesimi sarà solidarizzata all'ammasso roccioso mediante iniezione di boiaccia cementizia a costituire il bulbo di fondazione del tirante; per le iniezioni si prevede l'impiego di malta cementizia classe $R_{ck} 30 \text{ MPa}$ per la quale può assumersi una resistenza a compressione cilindrica pari a

$$f_{ck} = 24,9 \text{ Mpa.}$$

La resistenza di progetto a trazione:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 605 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15

La resistenza allo sfilamento di progetto è pari a:

$$R_{a,d} / L_c = 44,5 \text{ kN/m.}$$

La lunghezza di calcolo del bulbo di ancoraggio, per il settore in esame, è adottata pari a 8 m; per tanto risulta una resistenza a sfilamento di progetto dei tiranti pari a:

$$R_{a,d} = 356 \text{ kN/m.}$$

.....”

4.8.4 Azione sismica

Per le azioni sismiche si può fare riferimento a quanto riportato all'interno del paragrafo 4.4.3, in quanto il progetto si andrà ad impostare nella medesima area.

4.9 Analisi LEM (Limit Equilibrium Method)

Nel presente paragrafo verranno illustrate le analisi di stabilità relative al settore della scarpata che è stata interessata dal fenomeno franoso accorso nel luglio del 2023.

4.9.1 Metodologia di analisi e verifica

La metodologia applicata per le analisi e le verifiche è la stessa utilizzata ed illustrata nel capitolo 4.5, per tanto non si ritiene opportuno al fine di non rendere ridondante l'elaborato illustrare nuovamente quanto detto in precedenza.

Si riporteranno quindi i valori delle resistenze adottate nelle analisi, i risultati delle verifiche effettuate e le sezioni di verifica ottenute tramite il software Slide.

4.9.2 Azione stabilizzante degli elementi di rinforzo

Nelle analisi condotte l'azione stabilizzante viene esplicitata dagli elementi di chiodatura previsti per il rinforzo della scarpata e dai tiranti di ancoraggio. Quest'ultimi sono stati previsti per la stabilizzazione dell'opera di sostegno, ovvero il muro in c.a., al contrario, viene trascurata l'azione stabilizzante esplicitata dai micropali costituenti gli elementi di fondazione dell'opera di sostegno sopra citata.

4.9.3 Tiranti di ancoraggio

Per il caso in esame, la resistenza a trazione del rinforzo adottata nell'analisi è assunta pari alla resistenza a trazione di progetto dei trefoli in acciaio che ne costituiscono l'elemento di armatura; nello specifico, in accordo a quanto esplicitato ai paragrafi precedenti, si assume

$$T = N_{tRd} = 605,0 \text{ kN.}$$

Per la determinazione della resistenza allo sfilamento si è fatto riferimento ai valori di aderenza limite definiti ai paragrafi precedenti.

Il valore di "plate capacity" è stato assunto pari alla resistenza a trazione di progetto dell'ancoraggio, le caratteristiche di resistenza adottate nell'analisi risultano per i tiranti a 3 trefoli pari a:

- resistenza a trazione del tirante: $T = N_{tRd}' = 605,0 \text{ kN}$
- resistenza a sfilamento: $B = n_{Rd} = 44,5 \text{ kN/m}$
- "plate capacity": $P = 605,0 \text{ kN}$

4.9.4 Chiodatura di rinforzo

In accordo con quanto riportato nei paragrafi 4.8.1 e 4.8.2 si riportano i dati delle resistenze utilizzati all'interno del software Slide per le verifiche di stabilità.

Chiodature in barre autoperforanti in acciaio S460J0

- resistenza a trazione della barra: $T = N_{tRd}' = 152,0 \text{ kN}$
- resistenza a sfilamento: $B = n_{Rd} = 20,9 \text{ kN/m}$
- "plate capacity": $P = 20,0 \text{ kN}$

Chiodature in barre in acciaio Y950/1050 tipo "Dywidag"

- resistenza a trazione della barra: $T = N_{tRd}' = 217,0 \text{ kN}$
- resistenza a sfilamento: $B = n_{Rd} = 20,9 \text{ kN/m}$
- "plate capacity": $P = 20,0 \text{ kN}$

4.9.5 Sezioni di verifica

Per l'esecuzione delle verifiche si è utilizzata una sezione che si è ritenuta la più rappresentativa della situazione in analisi. Si è deciso di effettuare le simulazioni su di una sola sezione in quanto l'estensione del franamento è di circa 30 m all'interno dei quali le caratteristiche morfologiche rimangono pressoché invariate e perciò si è ritenuto superflua la creazione di nuovi profili di indagine.

All'interno delle immagini riportate vengono indagate le condizioni di stabilità del versante in condizioni statiche, figura 4.42. e poi in condizioni sismiche, figure 4.43 e 4.44. Si precisa che in tutte le simulazioni sono stati applicati i coefficienti di sicurezza parziali derivanti dalle NTC 2018.

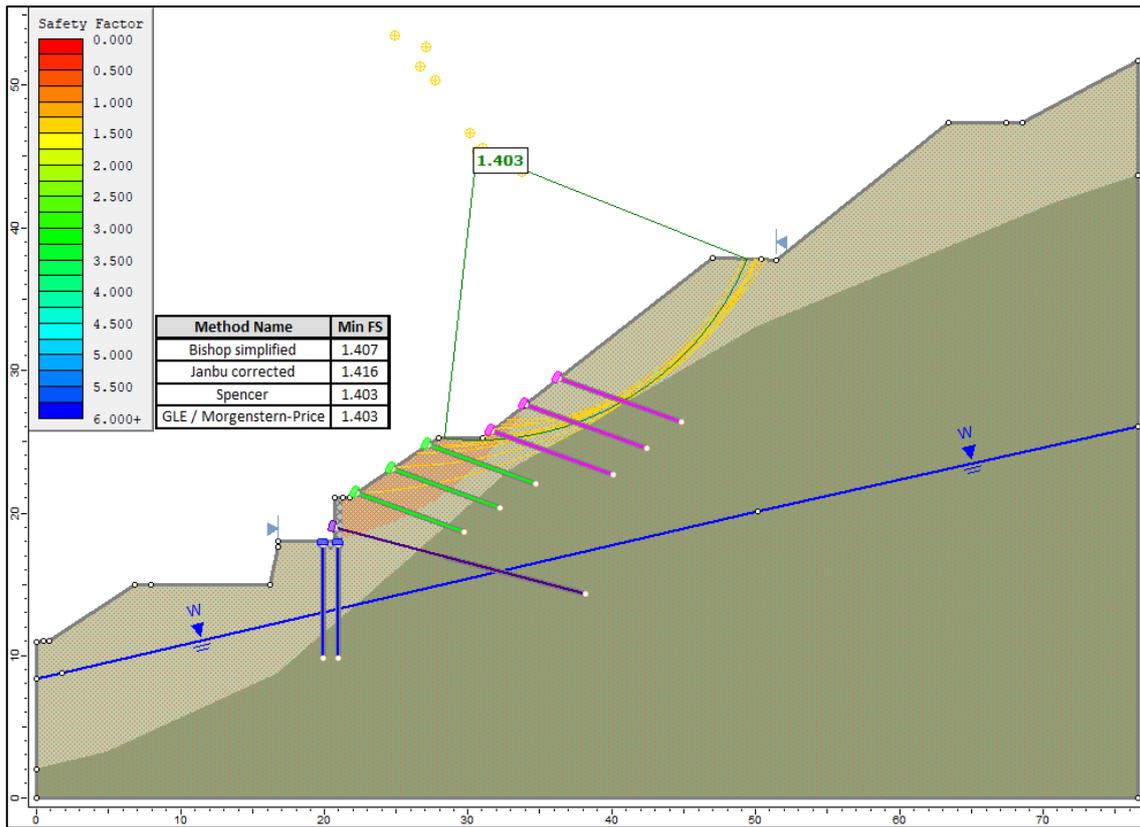


Figura 4.42: Condizioni statiche a lungo termine con applicazione dei FS parziali.

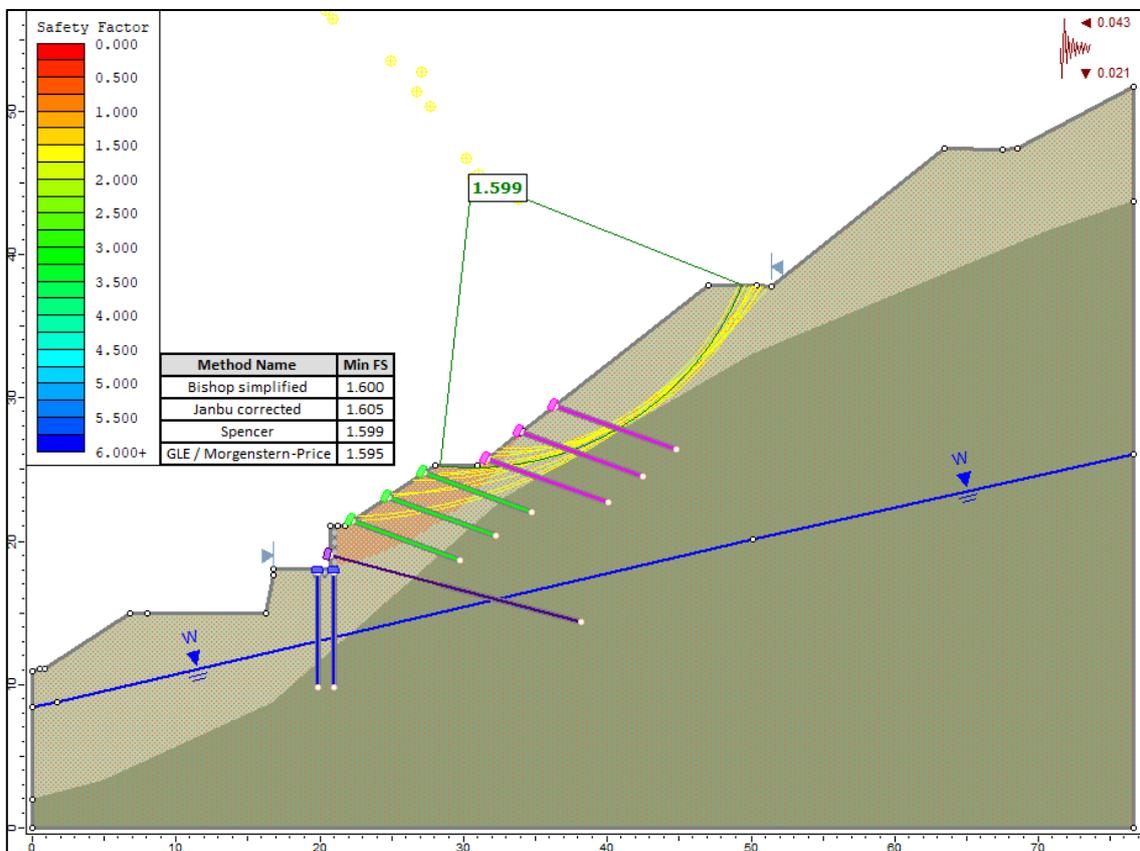


Figura 4.43: Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v^+ .

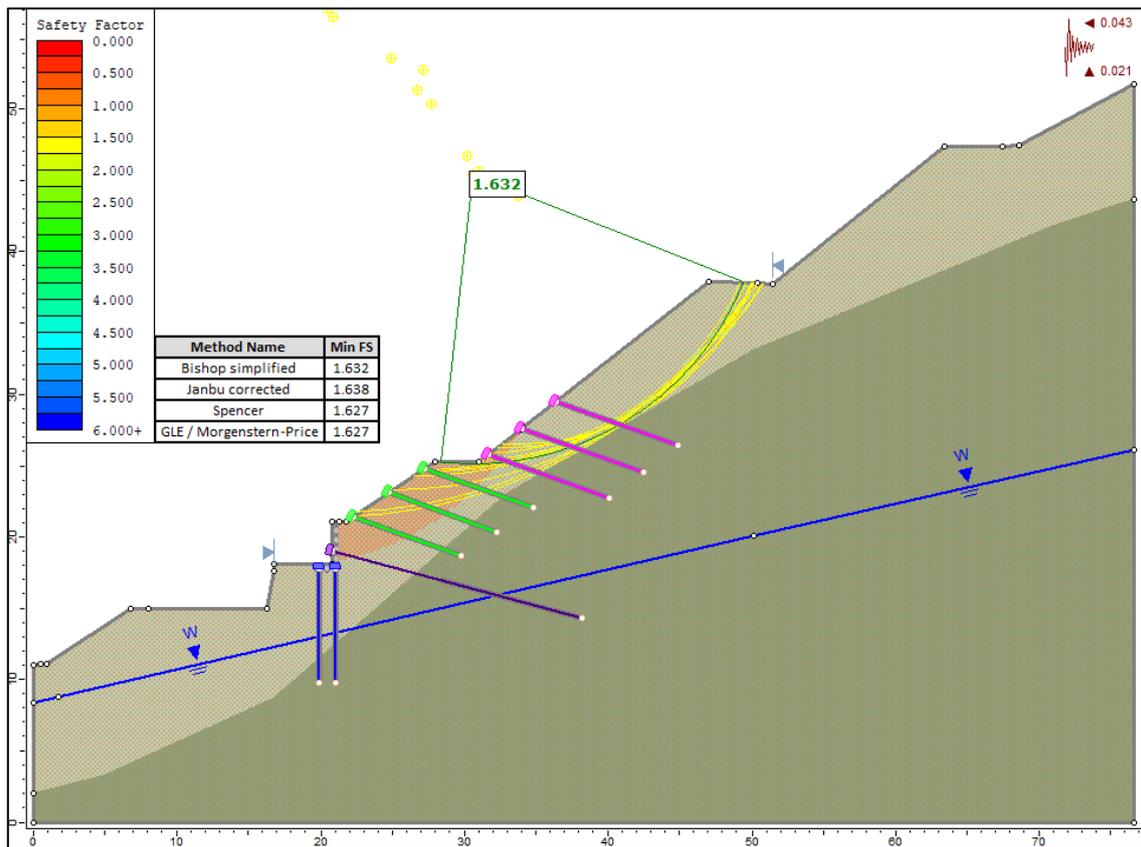


Figura 4.44: Condizioni a lungo termine con applicazione dei coefficienti sismici k_v .

Con queste simulazioni si voleva indagare la stabilità del versante a seguito degli interventi previsti e precedentemente descritti, nello specifico si ricercava un fattore di sicurezza FS che fosse maggiore o uguale a 1,10. Dalle simulazioni effettuate, e sopra riportate, si può osservare come il valore del fattore di sicurezza sia di molto superiore a quello ricercato, per tanto le verifiche di stabilità condotte con il metodo LEM si ritengono soddisfatte sia per quanto riguarda la stabilità statica che quella sismica.

5. Monitoraggi e Prove sui tiranti

In questo capitolo verranno riportati i dati inclinometrici ottenuti dai monitoraggi effettuati, al fine di rendere più fruibile l'elaborato verranno riportati i dati elaborati ed inseriti all'interno degli opportuni grafici.

Susseguentemente vi sarà un paragrafo con all'interno i risultati delle prove effettuate sui tiranti di prova.

5.1 Monitoraggi

Al fine di controllare la stabilità delle opere in progetto sia durante che dopo l'esecuzione dei lavori si è deciso di realizzare una rete di monitoraggio che comprende piezometri, inclinometri e celle di carico sui tiranti. Per ragioni esterne ci sono stati forniti solamente i dati relativi ai dati inclinometrici.

In figura 5.1 viene riportata la posizione in pianta degli strumenti di misura installati.

Per una migliore comprensione dei diagrammi polari che verranno inseriti nel seguito è stata inserita all'interno della figura 5.1 una freccia rossa indicante il Nord.

Le misurazioni inclinometriche vengono effettuate, unitamente ad altre prove geotecniche, per valutare e monitorare l'evoluzione nel tempo di scavi o dissesti che potrebbero ad esempio coinvolgere versanti instabili. L'installazione viene effettuata attraverso la realizzazione di un foro verticale dentro a quale viene collocato il tubo inclinometrico, questo è dotato di due serie di guide perpendicolari tra loro che permettono il passaggio della sonda inclinometrica.

La sonda è costituita da un corpo in acciaio inox munito di rotelle di guida, queste rotelle scorrono all'interno delle guide poste all'interno del tubo inclinometrico. I sensori registrano in questo modo eventuali variazioni all'interno del tubo.

In figura 5.2 viene riportata un'immagine di un tubo inclinometrico presente all'interno del cantiere di Vado Ligure, in particolare questo è posizionato all'interno della paratia di micropali che andranno a costituire il paramento di valle delle opere in progetto.

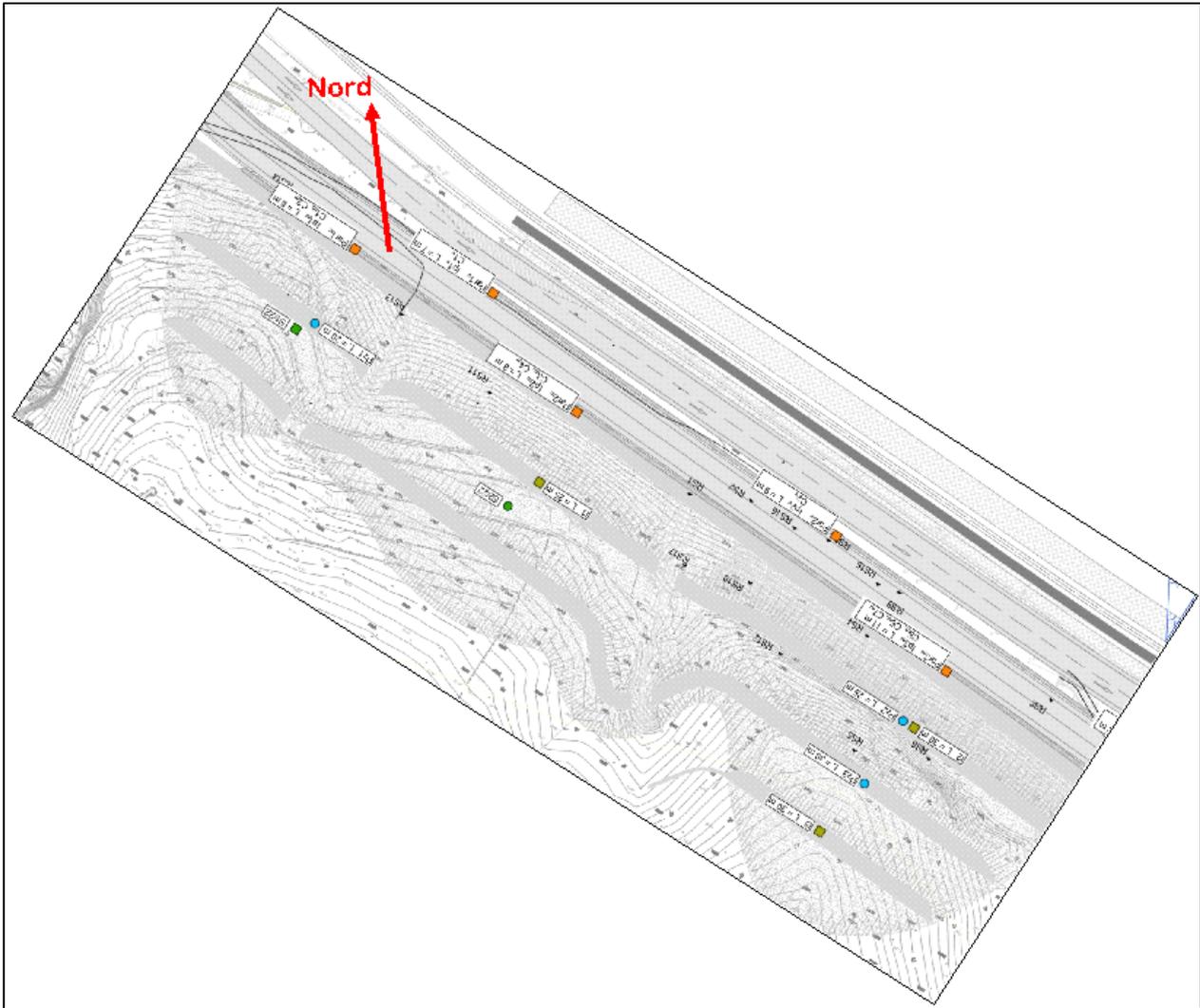


Figura 5.1: Planimetria con riportata la posizione dei punti di monitoraggio.

Vengono ora riportati i grafici relativi ai vari inclinometri, poiché le prove sono state effettuate in risalita si è preso come punto di riferimento in cui collocare lo zero il fondo foro. Per ogni inclinometro sarà riportato:

- un diagramma polare, che mostra l'ampiezza e la direzione del movimento rispetto al punto di riferimento usato come zero. Poiché le prove sono state realizzate in risalita lo zero è stato posto a fondo foro;
- un diagramma in cui è mostrata la cumulata dei movimenti;
- un diagramma di movimento per punti in cui lo spostamento è visto su di un piano X – Y



Figura 5.2: Inclinometro realizzato all'interno delle paratie di micropali in costruzione a Vado Ligure.

5.1.1 Inclinometro II

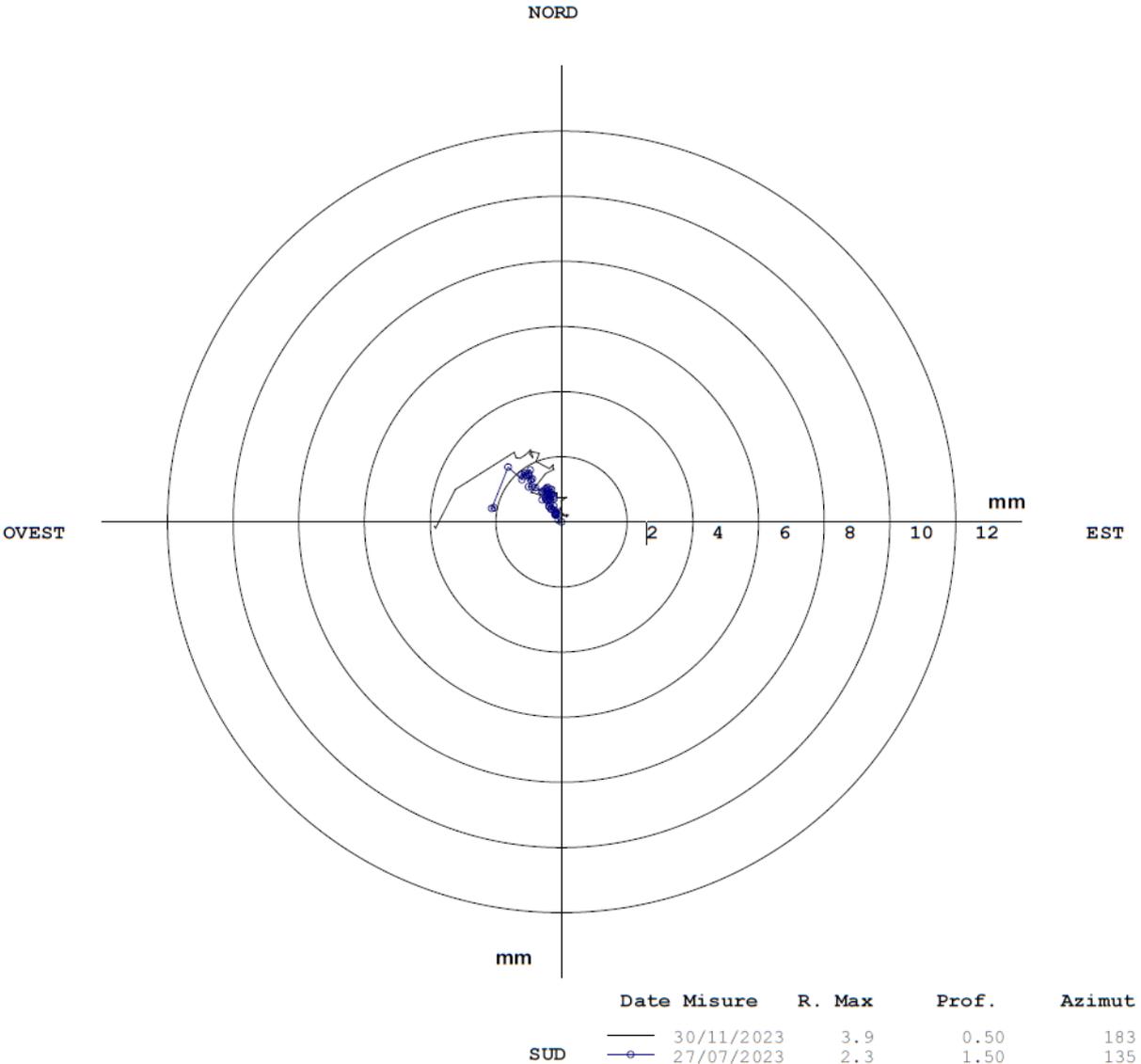


Figura 5.3: Inclinometro II – Diagramma polare.

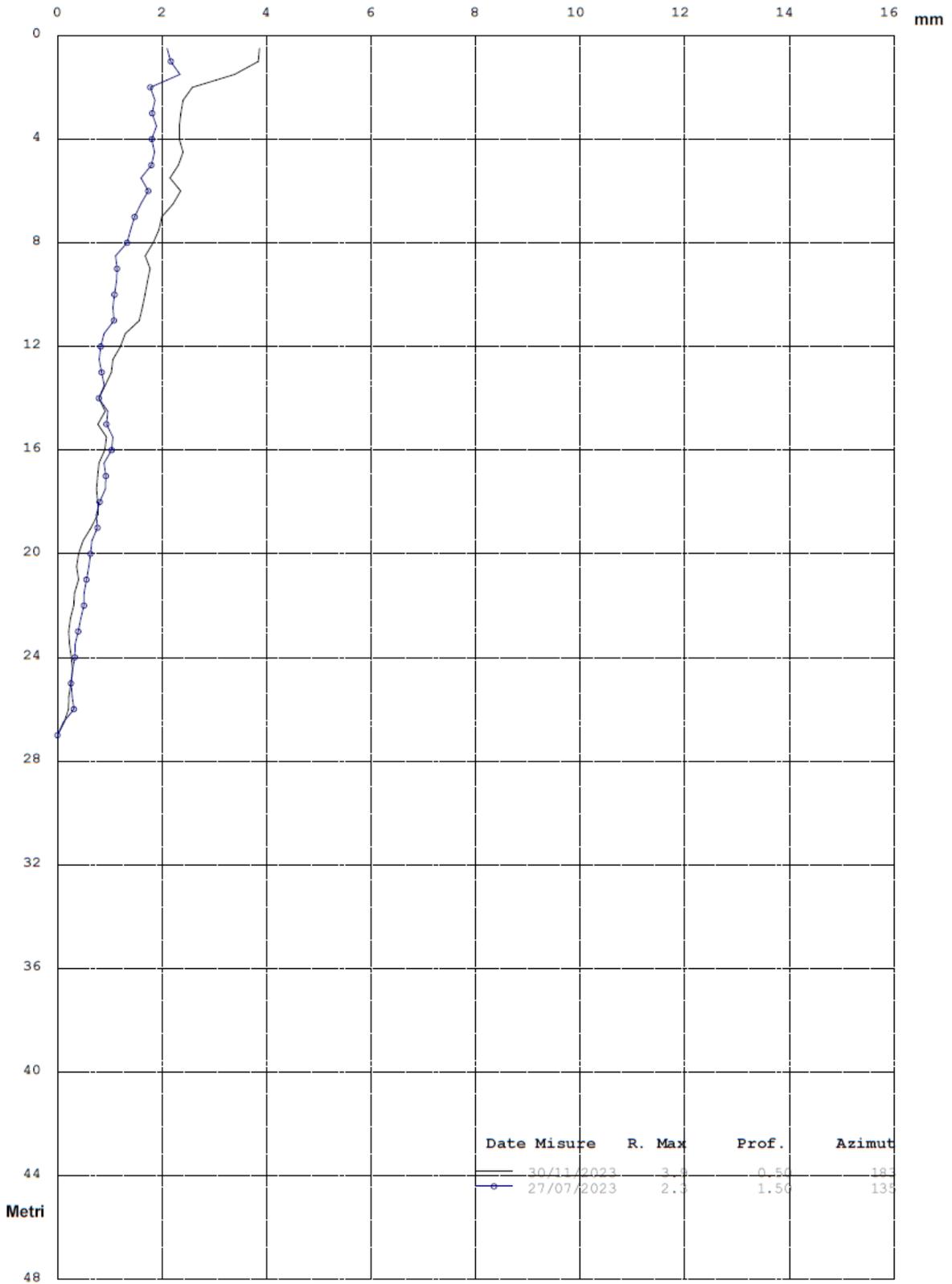


Figura 5.4: Inclinometro II – Diagramma cumulato degli spostamenti.

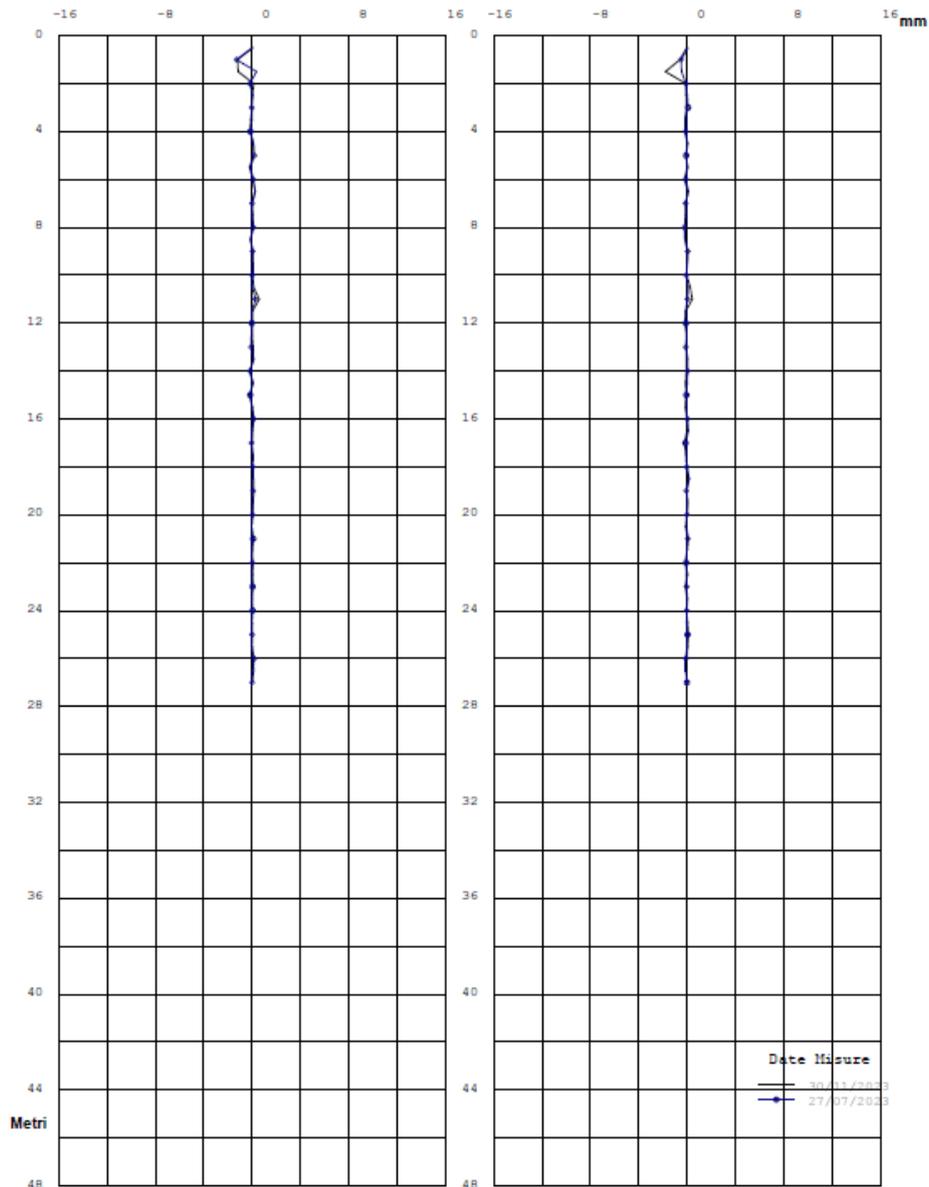


Figura 5.5: Inclinometro I1 – Diagramma per punti su piano X – Y.

Dai dati registrati dall'inclinometro I1 si può notare come ci sia stato uno spostamento da bocca foro fino a circa 2 m di profondità verso ovest di circa 4 mm. Questo spostamento stante la difficile situazione geologica si ritiene rientri all'interno di un range di accettabilità stante la possibilità di disturbo nei primi metri. Più interessante è il movimento registrato ad una profondità di circa 11 m in questa zona si è registrato uno spostamento verso ovest di circa 2 mm. La serie di dati riportata fa riferimento a due diverse misurazioni, nelle quali è possibile osservare come i dati registrati si mantengano costanti e pertanto si ritiene che la situazione si sia stabilizzata.

Inclinometro I2

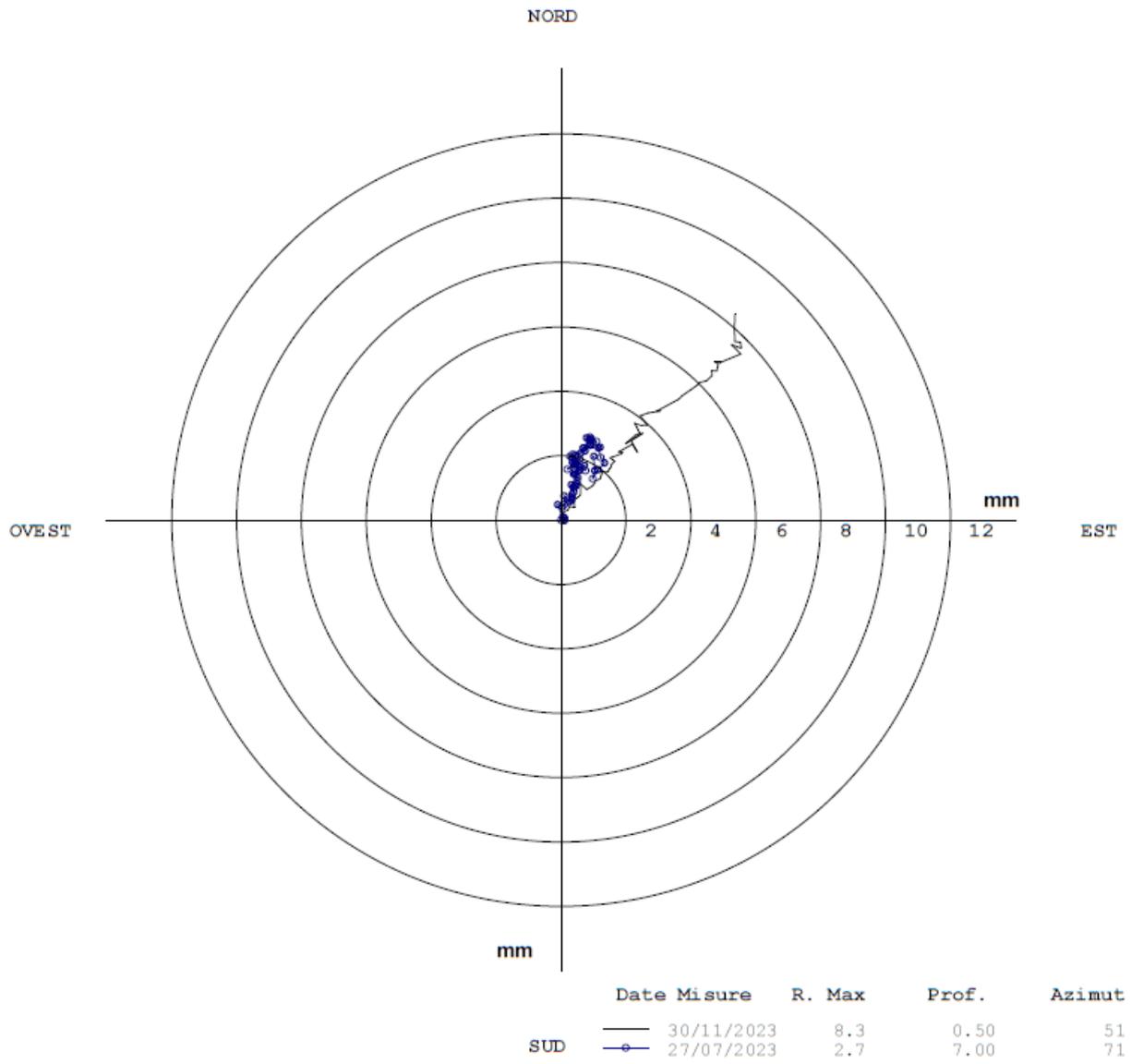


Figura 5.6: Inclinometro I2 – Diagramma polare.

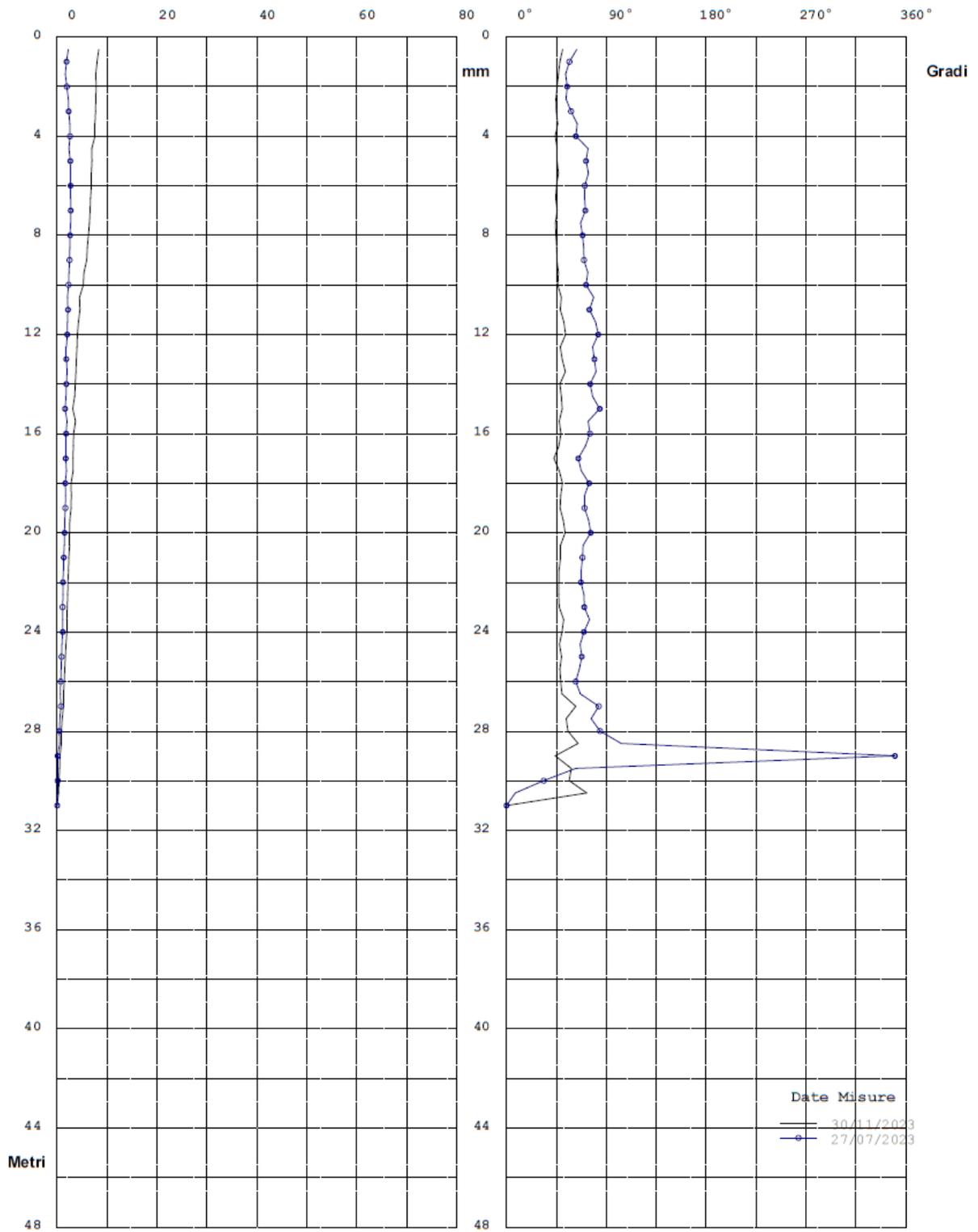


Figura 5.7: Inclinometro I2 – Diagramma cumulato degli spostamenti a sx e direzione degli spostamenti a dx.

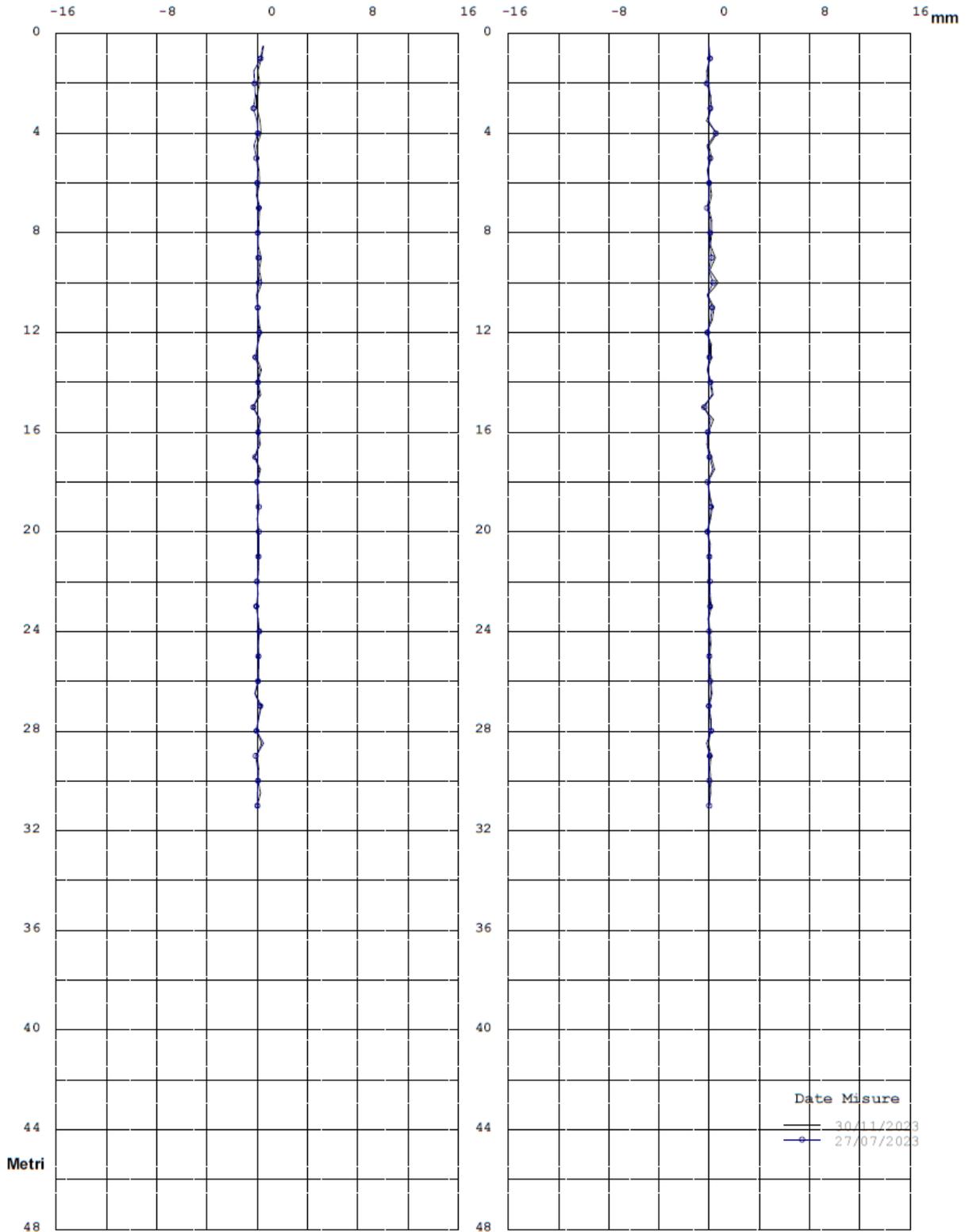


Figura 5.8: Inclinometro I2 – Diagramma per punti su piano X – Y.

Dai dati riportati per l'inclinometro I2 si può notare come ci sia stata una variazione da 3 a 8 mm nelle misurazioni effettuate il 27/7/23 e il 30/11/23, lo spostamento sembra essere costante dal fondo foro fino a bocca foro andando ad aumento dal basso verso l'alto. Questa variazione potrebbe essere sintomo di un assestamento del versante. Si ritiene necessario monitorare accuratamente la sezione

in cui l'inclinometro è situato al fine di verificare se vi possano essere dei segnali che facciano presupporre una instabilità.

Inclinometro I3

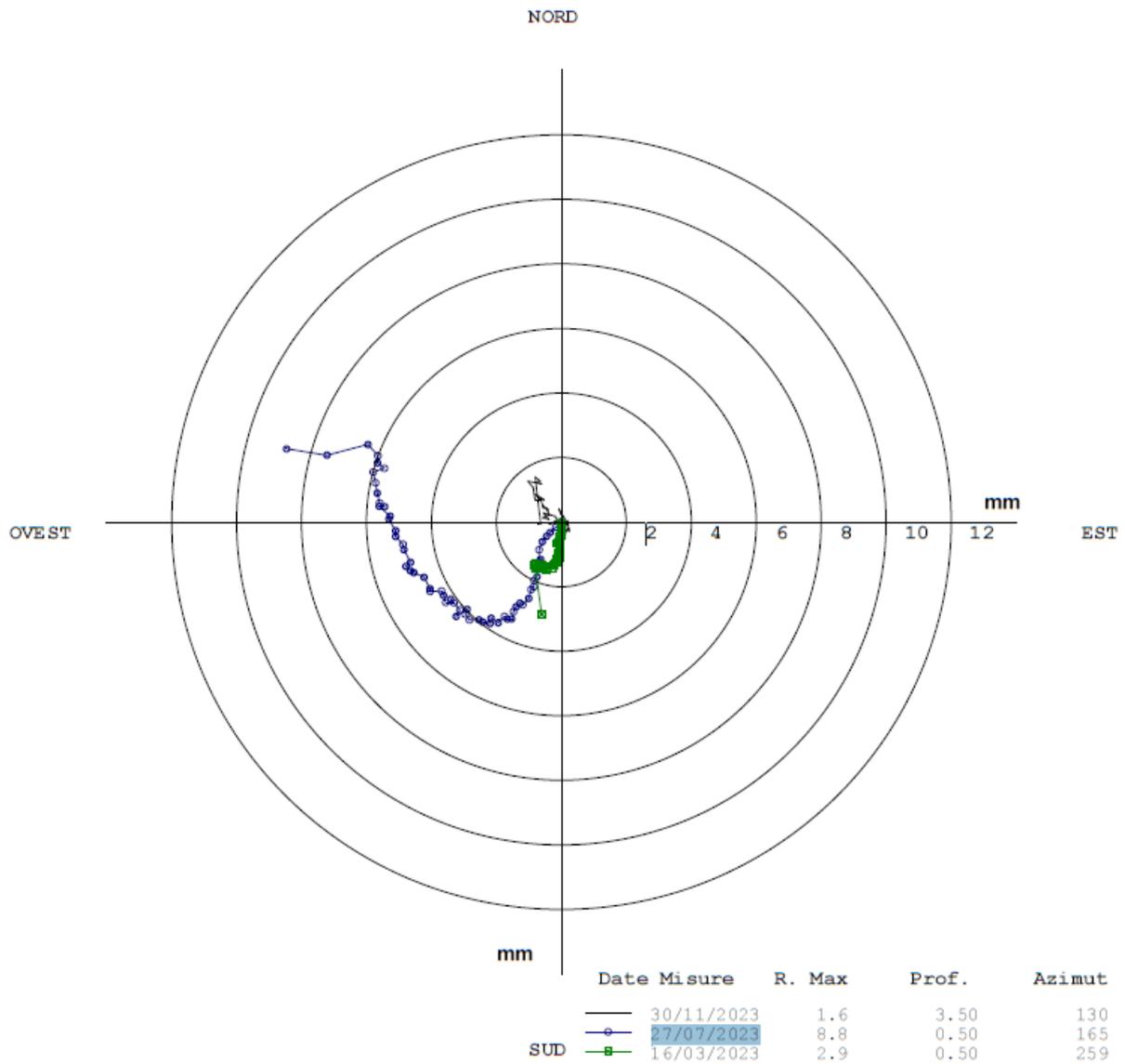


Figura 5.9: Inclinometro I3 – Diagramma polare.

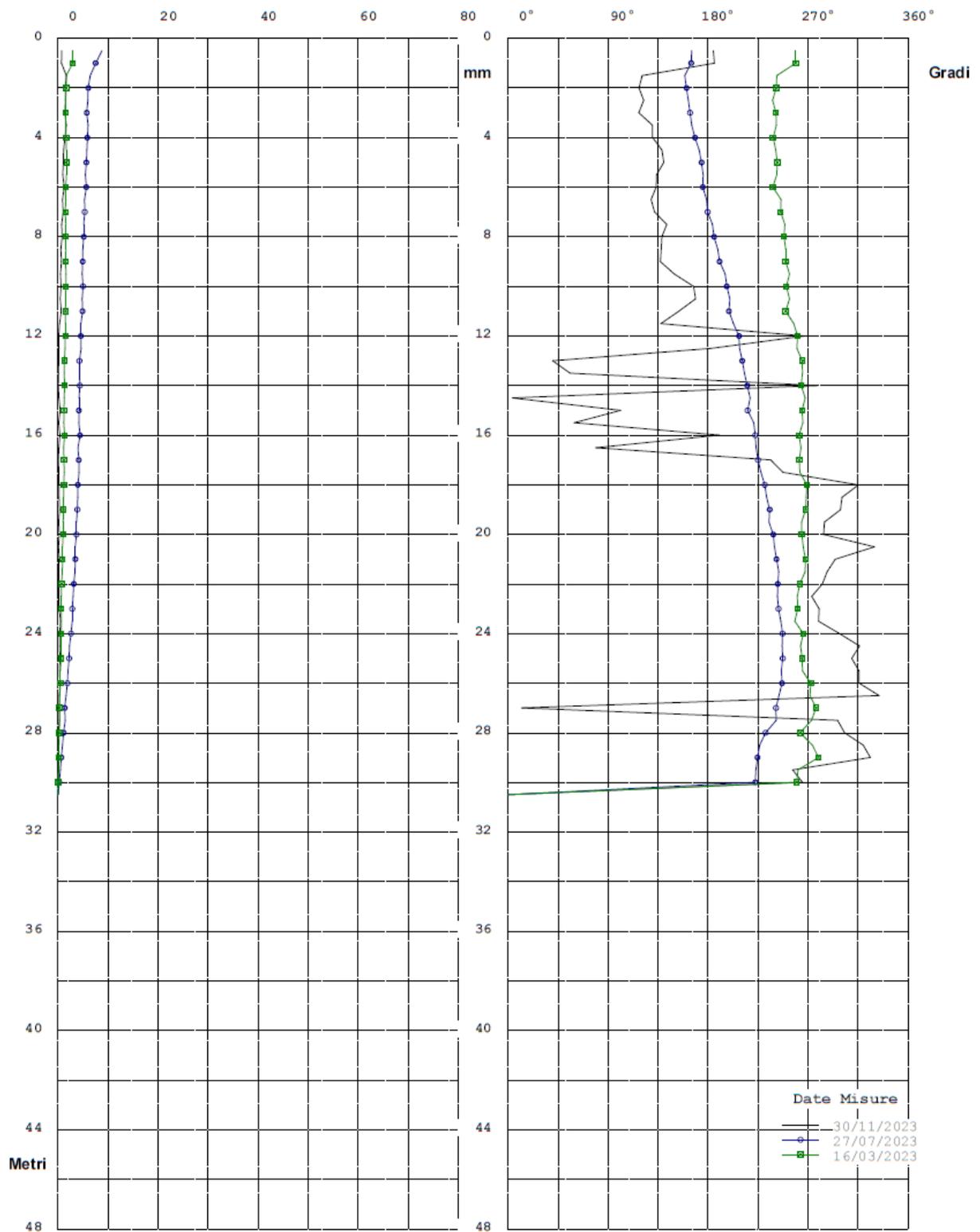


Figura 5.10: Inclinometro I3 – Diagramma cumulato degli spostamenti a sx e direzione degli spostamenti a dx.

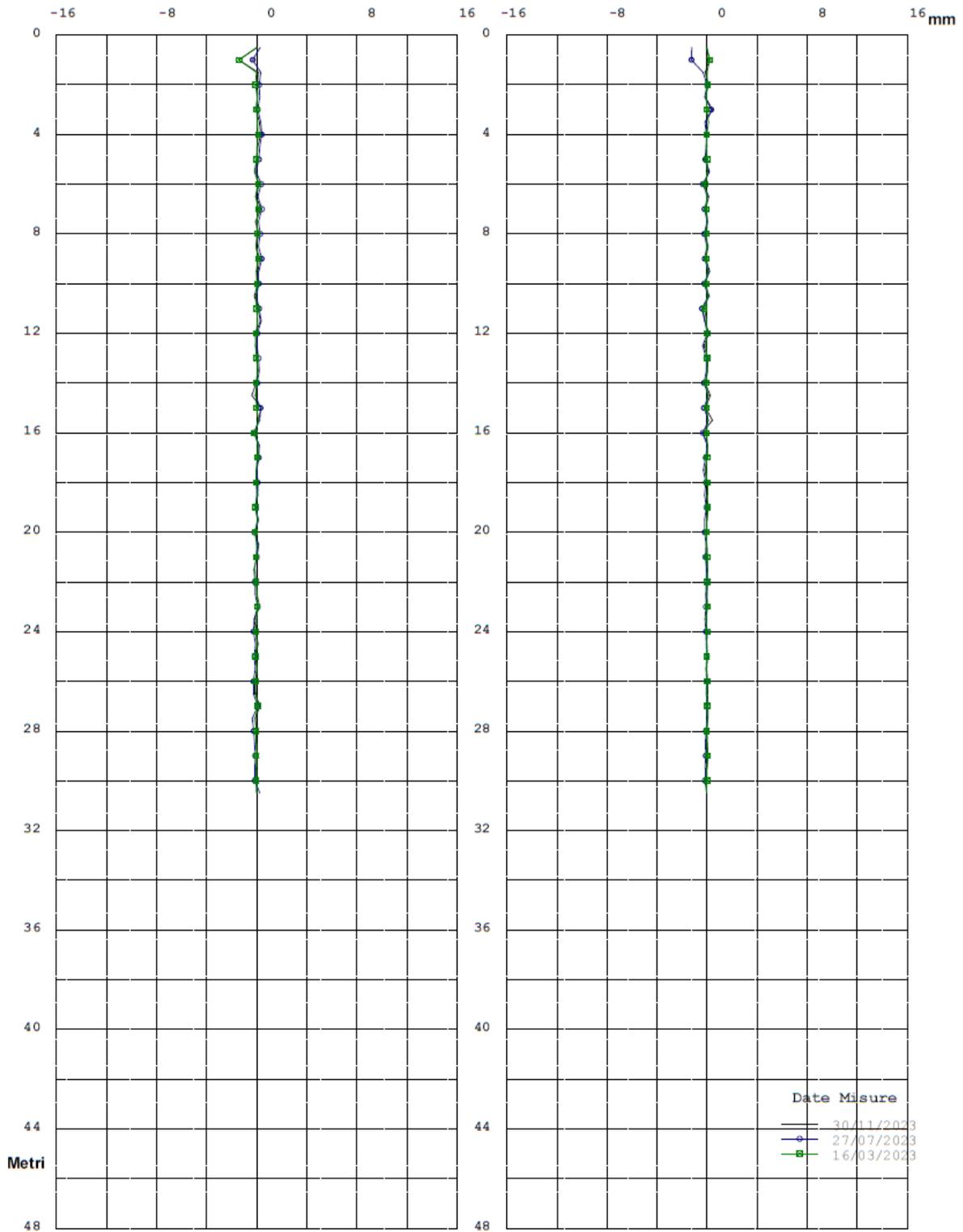


Figura 5.11: Inclinometro I3 – Diagramma per punti su piano X – Y.

Nell'inclinometro I3 si registrano come per l'I2 degli spostamenti notevoli nella serie di misurazioni effettuate il 27/7/2023, in questo caso lo spostamento massimo registrato è di 8,8 mm.

Come per l'inclinometro I2 lo spostamento è ben visibile all'interno del diagramma che mostra la cumulata, si nota anche in questo caso, come lo spostamento sia costante e vada ad aumentare dal basso verso l'alto. Il fatto che gli strumenti abbiano registrato una variazione costante dal basso verso l'alto potrebbe essere dato dal fatto che, essendo questi posizionati in un substrato milonizzato e fratturato, a seguito degli scavi il terreno abbia subito degli assestamenti dando origine alle due serie di dati. Inoltre, poiché gli spostamenti sono nell'ordine dei millimetri si ipotizza che non ci sia una correlazione diretta con il fenomeno franoso avvenuto, questa ipotesi è supportata dal fatto che non ci sia univocità dal punto di vista del movimento né della direzione del movimento.

Inclinometro Ip1m

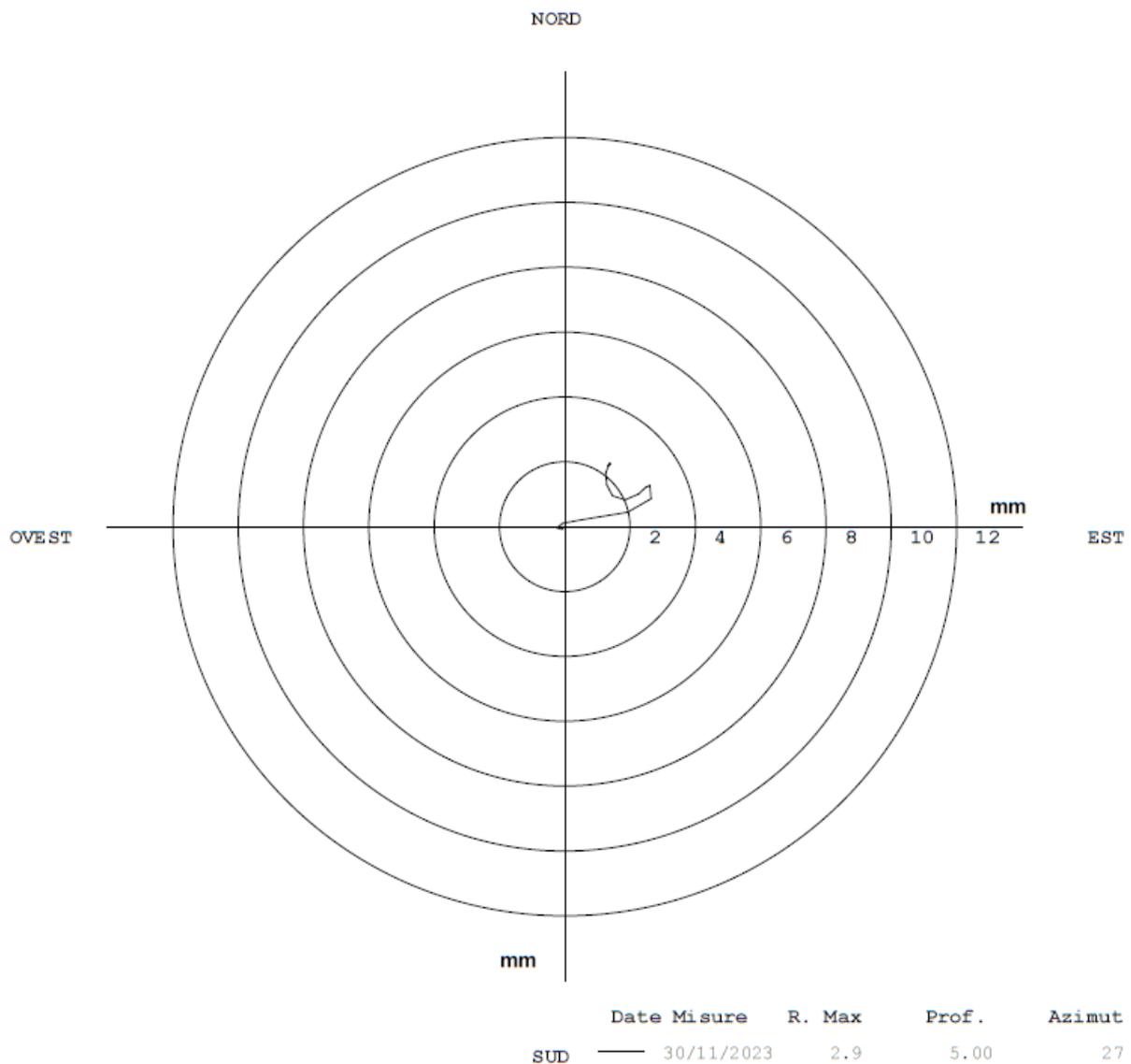


Figura 5.12: Inclinometro Ip1m – Diagramma polare.

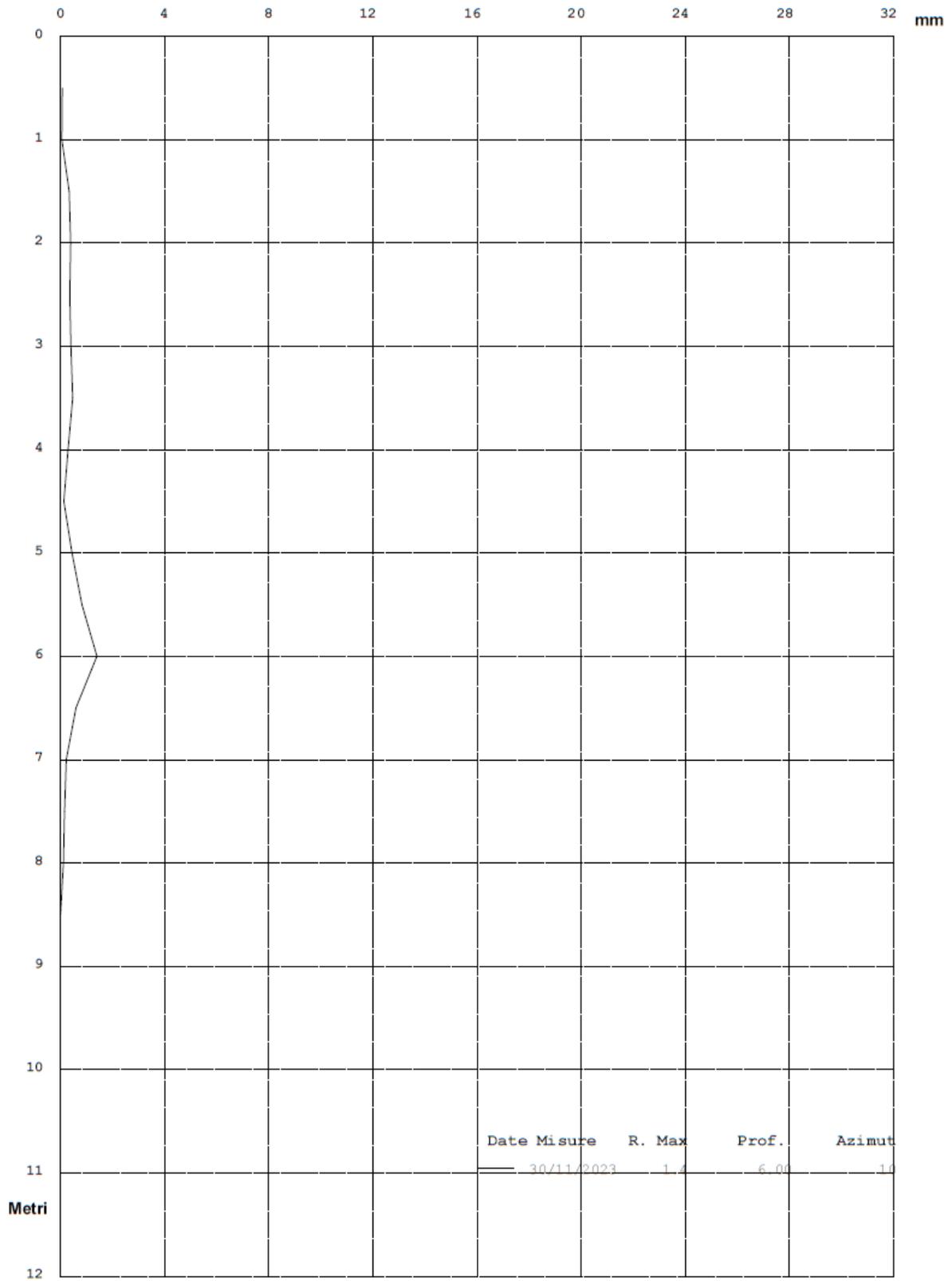


Figura 5.13: Inclinometro Ip1m – Diagramma per punti degli spostamenti.

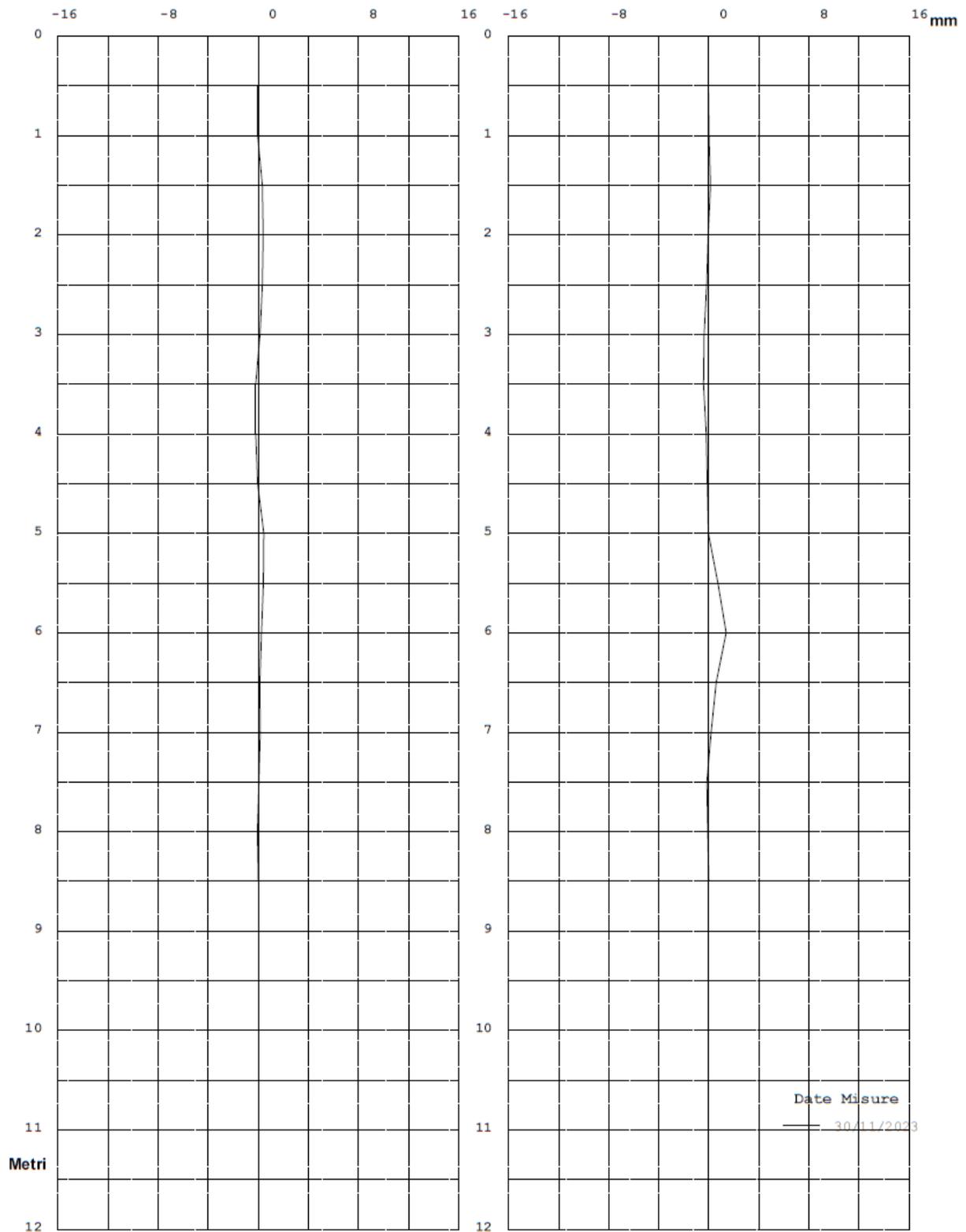


Figura 5.14: Inclinometro Ip1m – Diagramma per punti su piano X – Y.

Per l'inclinometro Ip1m si è ritenuto più utile riportare il diagramma di spostamento per punti rispetto alla cumulata, in quanto l'unico spostamento importante è avvenuto intorno ai 6 m di profondità ed ha raggiunto una ampiezza di circa 3 mm.

Si ritiene dunque che la situazione sia stabile sebbene sarà necessaria una nuova serie di acquisizioni per confrontare i nuovi dati con quelli presentati.

Inoltre, i dati registrati su tutti gli inclinometri potrebbero essere stati influenzati dalle fasi di lavorazione avvenute lungo il versante, pertanto una serie di campagne di acquisizione sarà necessaria una volta completate tutte le fasi di scavo al fine di verificare se nel tempo vi saranno o meno degli assestamenti o se vi sarà necessità di intervenire nuovamente per ulteriori fasi di consolidamento.

5.2 Prove sui tiranti

All'interno del cantiere di Vado Ligure sono state eseguite delle prove di tiro su dei tiranti di prova secondo le modalità previste dalla normativa NTC – 2018 § 6.6.4, inoltre, le norme AICAP (2012) danno ulteriori raccomandazioni in merito alle prove da effettuare sui tiranti. Poiché la normativa vigente sono le NTC – 2018 verrà riportato il capitolo corrispondente.

“

6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI PRELIMINARI

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

.....”

Sebbene il numero di tiranti in progetto sia inferiore alle 500 unità si è deciso di realizzare 10 tiranti di prova, di questi verranno riportate le prove effettuate su 6 di loro.

Le prove sono state svolte dalla ditta Cismondi S.r.l. la quale è un laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti a svolgere e certificare prove su materiali da costruzione.

5.2.1 Scopo delle prove

Sono state eseguite le verifiche di tesatura e collaudo su n° 6 tiranti attivi realizzati sul muro di sostegno della scarpata. Uno di questi, il numero 4, è stato realizzato con una lunghezza di infissione ridotta per verificarne lo sfilamento al carico massimo, mentre tre sono stati realizzati con un tiro di prova pari a 1,2 volte l'azione di progetto. Lo scopo delle prove è quello di misurare gli allungamenti per ciascun trefolo costituente il tirante di ancoraggio. Le modalità di applicazione, l'entità dei carichi ed il numero di step sono stati concordati tra il Progettista, il Direttore dei Lavori e il Collaudatore.

5.2.2 Strumentazione impiegata

Per l'applicazione del carico ai tiranti è stata utilizzata una centralina oleodinamica con apposite lance di tiro. La verifica del carico applicato al tirante è stata realizzata attraverso una cella di carico interposta tra le lance di tiro e la piastra di appoggio dei tiranti mentre le misure di allungamento sono state prese manualmente.

5.2.3 Modalità di esecuzione delle prove

I carichi sono stati applicati mediante martinetti idraulici forniti dall'impresa esecutrice dei lavori ed azionati tramite centralina oleodinamica. Le prove sono durate 123 minuti, tra la fase di applicazione del carico e quella di scarico, ogni fase di applicazione del carico è durata circa 13 minuti nei quali la forza applicata è rimasta costante ai fini di valutare gli allungamenti sui vari trefoli.

Arrivati al 100 % del carico di collaudo questo è stato mantenuto costante per 58 minuti, successivamente il tirante è stato detensionato nell'arco di 3 min. Per meglio comprendere il procedimento ed i dati ottenuti dalle prove di carico verrà riportata in figura 5.1 a scopo illustrativo la prova effettuata sul tirante n°3.

Il Laboratorio ha preliminarmente all'esecuzione delle prove ha verificato il rapporto di taratura della cella di carico e del sistema di applicazione della forza nonché le tabelle di correlazione forza-pressione della strumentazione utilizzata, le quali sono state fornite dall'impresa.

La lettura del carico è avvenuta direttamente in forza, mediante indicatore digitale collegato alla cella di carico.

Tabella 5.1: Risultati delle prove eseguite sul tirante n° 3.

Descrizione fase [Applicazione del carico di collaudo]	Tempo [min.]	Pressione [kg/cm ²]	Forza totale [kN]	Allungamento				
				Trefolo 1 [mm]	Trefolo 2 [mm]	Trefolo 3 [mm]	Trefolo 4 [mm]	Medio [mm]
Inizio prova, 10%	0	30,44	64,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Applicazione del 40%	2	121,76	258,00	17,02	16,00	16,86	15,83	16,43
Applicazione del 40%	5	121,76	258,00	16,48	16,42	16,69	16,26	16,46
Applicazione del 40%	10	121,76	258,00	17,20	16,71	16,04	16,24	16,55
Applicazione del 40%	15	121,76	258,00	17,13	15,96	16,28	16,34	16,43
Applicazione del 55%	17	167,42	354,75	24,54	23,54	24,60	23,96	24,16
Applicazione del 55%	20	167,42	354,75	24,47	23,62	24,58	23,52	24,05
Applicazione del 55%	25	167,42	354,75	24,85	24,04	24,40	23,63	24,23
Applicazione del 55%	30	167,42	354,75	24,51	23,81	24,27	23,60	24,05
Applicazione del 70%	32	213,08	451,50	32,93	32,14	32,30	31,45	32,21
Applicazione del 70%	35	213,08	451,50	32,43	31,59	31,78	30,99	31,70
Applicazione del 70%	40	213,08	451,50	32,42	31,71	32,39	31,41	31,98
Applicazione del 70%	45	213,08	451,50	32,57	31,63	31,72	31,24	31,79
Applicazione del 85%	47	258,74	548,25	41,56	40,20	39,77	39,72	40,31
Applicazione del 85%	50	258,74	548,25	41,03	40,47	40,16	39,52	40,30
Applicazione del 85%	55	258,74	548,25	41,13	40,45	40,37	39,73	40,42
Applicazione del 85%	60	258,74	548,25	41,62	40,49	40,57	39,76	40,61
Applicazione del 100%	62	304,39	645,00	50,94	49,89	49,25	49,17	49,81
Applicazione del 100%	70	304,39	645,00	50,40	49,63	49,72	48,37	49,53
Applicazione del 100%	75	304,39	645,00	50,92	50,50	50,31	49,07	50,20
Applicazione del 100%	80	304,39	645,00	52,70	50,96	50,08	49,63	50,84
Applicazione del 100%	90	304,39	645,00	52,81	51,02	50,22	49,96	51,00
Applicazione del 100%	100	304,39	645,00	51,98	50,85	51,26	50,05	51,04
Applicazione del 100%	120	304,39	645,00	51,96	51,13	51,10	49,88	51,02
Scarico al 70%	121	213,08	451,50	39,79	38,18	38,12	38,09	38,55
Scarico al 40%	122	121,76	258,00	23,64	22,60	22,13	22,28	22,66
Scarico al 10%	123	30,44	64,50	4,97	4,70	4,09	3,90	4,42

5.2.4 Caratteristiche dei tiranti

In tabella 5.2 vengono riportate le principali caratteristiche dei tiranti realizzati nella parte nord, in tabella 5.3 sono riportate le caratteristiche dei tiranti realizzati nella parte più meridionale dell'opera.

L'azione di progetto dei tiranti riportati in tabella 5.2 è di 308,31 kN per la prima fila di tiranti, il quale moltiplicato per 1,2 volte fornisce il valore di collaudo di 368,97 kN, arrotondato a 370,00 kN.

Tabella 5.2: Caratteristiche dei tiranti oggetto di collaudo collocati nella zona nord.

Codice prova	Elemento strutturale	Lunghezza ancoraggio [m]	Numero trefoli	Ø trefolo [pollici]	Carico di collaudo [kN]
TIR_79	Muro di sostegno con micropali	20	3	0,6	370
TIR_89	Muro di sostegno con micropali	20	3	0,6	370
TIR_101	Muro di sostegno con micropali	20	3	0,6	370

Tabella 5.3: Caratteristiche dei tiranti oggetto di collaudo collocati nella zona sud.

Codice prova	Elemento strutturale	Lunghezza ancoraggio [m]	Numero trefoli	Ø trefolo [pollici]	Carico di collaudo [kN]
TIR_03	Paratia di monte	22	4	0,6	645
TIR_04	Paratia di monte	12	4	0,6	645
TIR_05	Paratia di monte	22	4	0,6	645

Per una migliore fruizione dell'elaborato verranno riportati solo i grafici delle varie prove, tralasciando i dati grezzi.

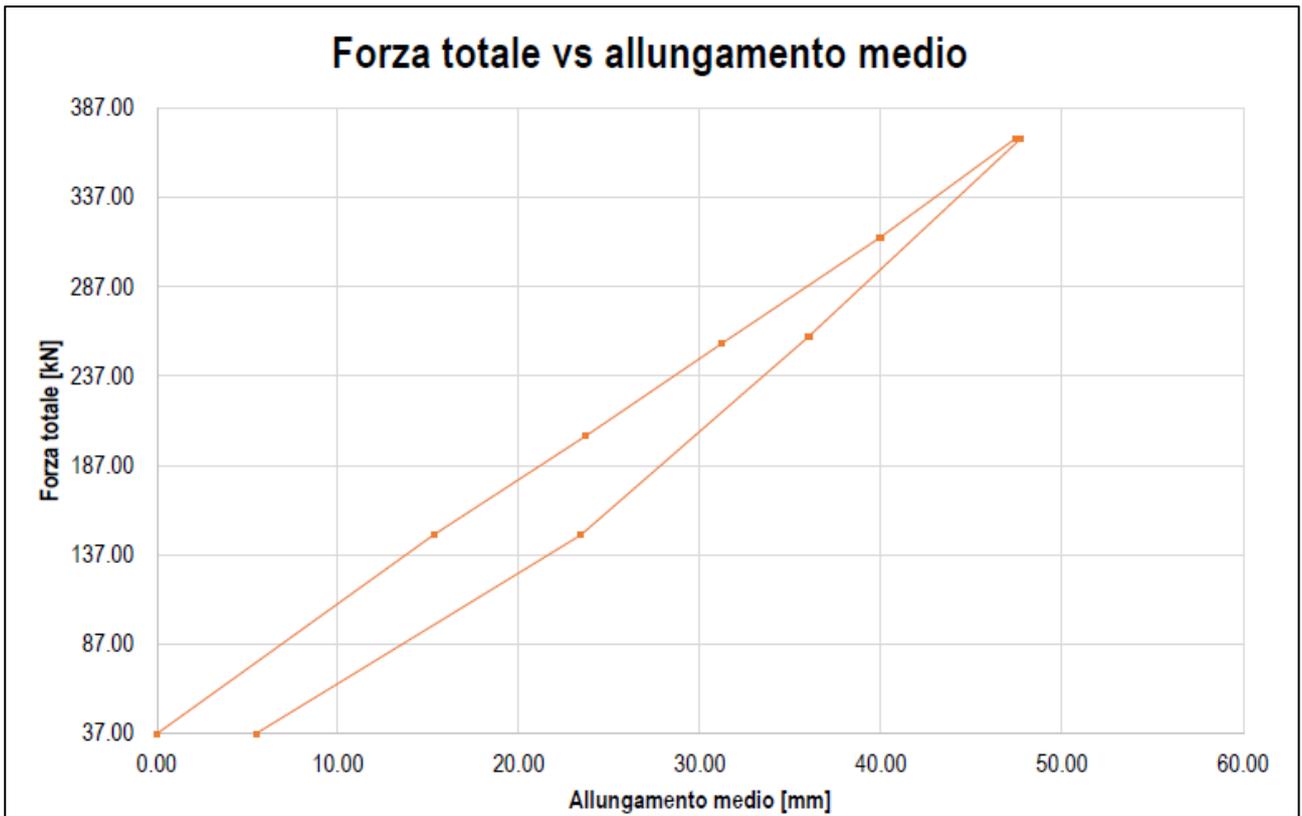


Figura 5.15: Tirante n.79 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.

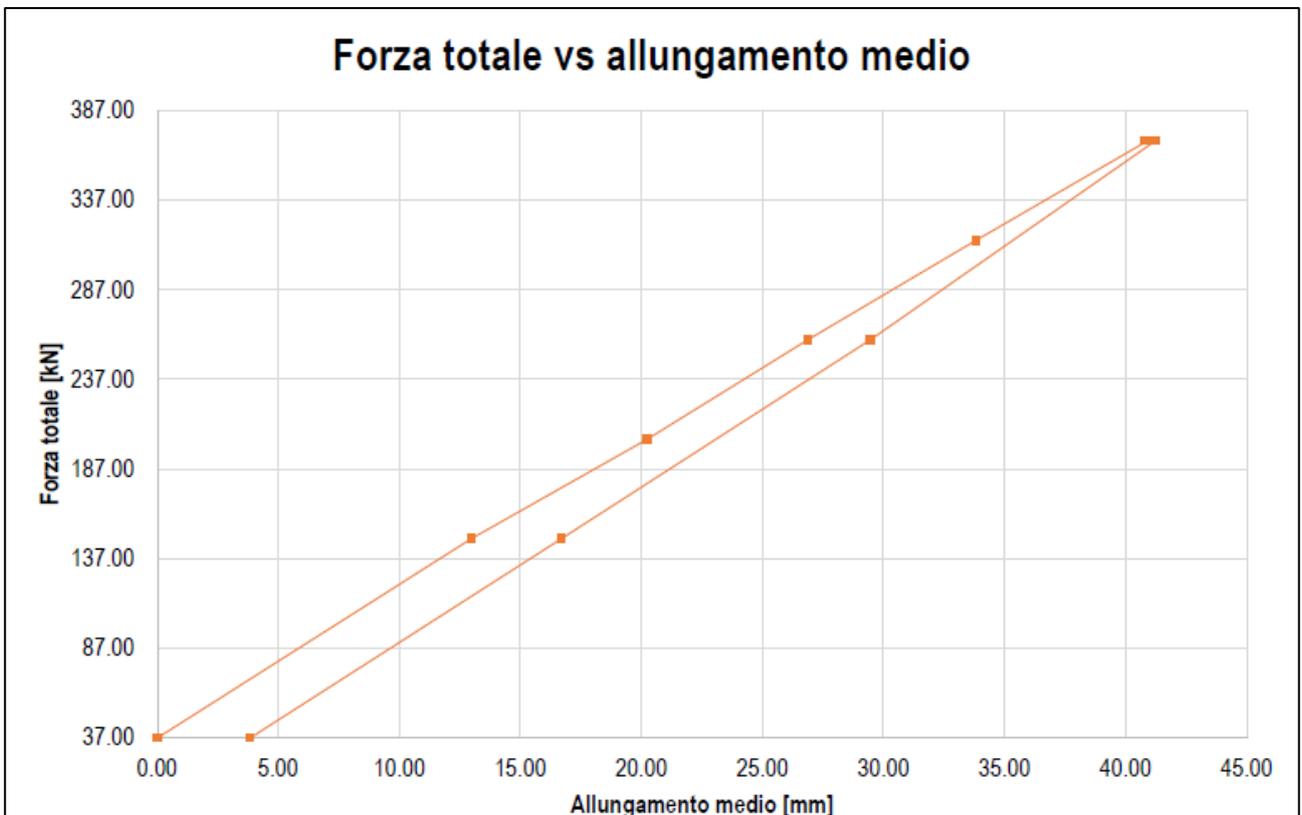


Figura 5.16: Tirante n.89 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.

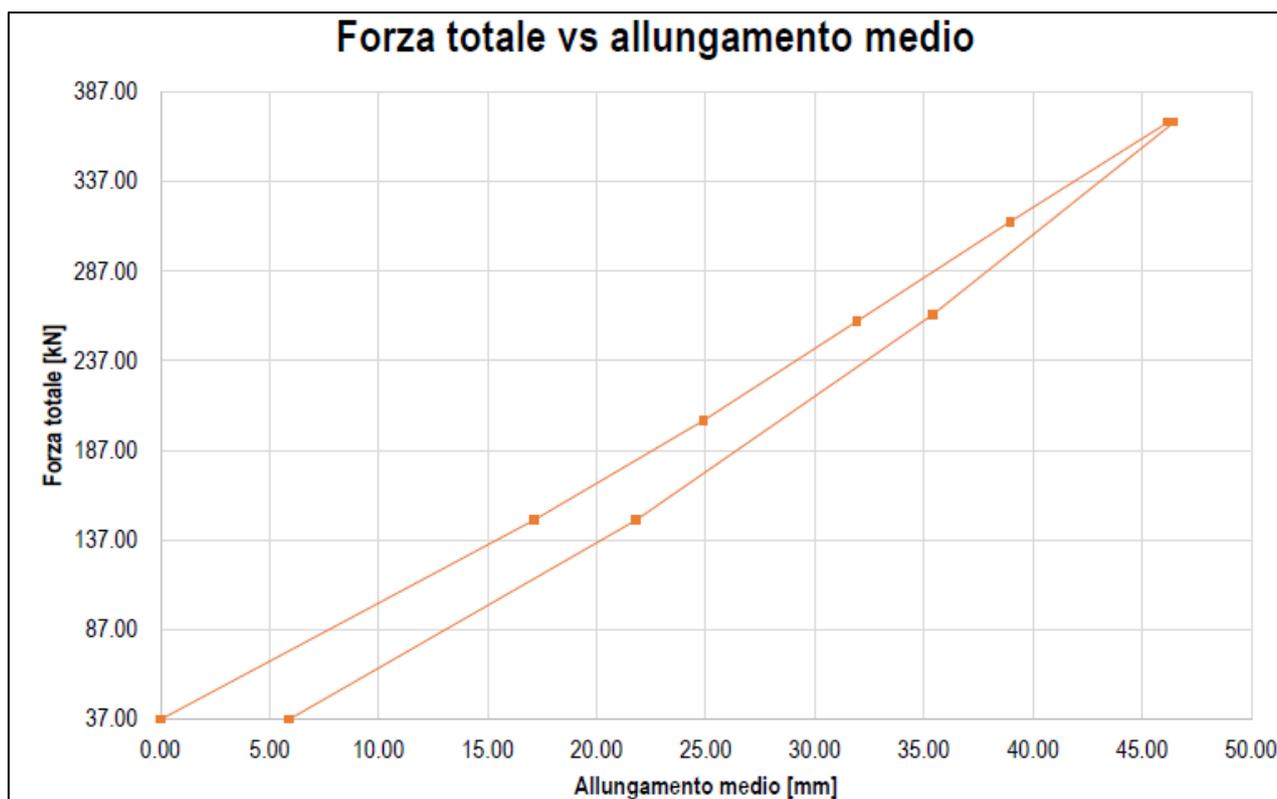


Figura 5.17: Tirante n.101 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.

Le prove effettuate sui tiranti di prova hanno dato tutte esito positivo, in nessuna prova non si sono misurati allungamenti riconducibili allo sfilamento del tirante dal bulbo di ancoraggio, di rottura dell'aderenza del tirante o dei trefoli di armatura.

Il tirante di ancoraggio n° 4 è stato realizzato con lunghezza di ancoraggio ridotta per effettuare la verifica allo sfilamento.

Per questa prova sono stati applicati degli step di carico incrementali del 10 % fino al raggiungimento del 97 %, tabella 5.3, del carico di collaudo considerato per i tiranti attivi di lunghezza standard. Su indicazione del Progettista si è raggiunto il 97 % del carico totale.

Dai dati riportati in tabella 5.3 durante la prova non si sono misurati allungamenti riconducibili alla rottura dell'aderenza del tirante.

Tabella 5.4: Risultati delle prove eseguite sul tirante n° 4.

Descrizione fase	Tempo [minuti]	Pressione [kg/cm ²]	Forza totale [kN]
Inizio prova, 10% del carico di collaudo	-	30,68	65,00
Applicazione del 20 % del carico di collaudo	1	60,88	129,00
Applicazione del 30 % del carico di collaudo	1	91,32	193,50
Applicazione del 40 % del carico di collaudo	1	121,76	258,00
Applicazione del 50 % del carico di collaudo	1	152,20	322,50
Applicazione del 60 % del carico di collaudo	1	182,64	387,00
Applicazione del 70 % del carico di collaudo	1	213,08	451,50
Applicazione del 80 % del carico di collaudo	1	243,52	516,00
Applicazione del 90 % del carico di collaudo	1	273,96	580,50
Applicazione del 97 % del carico di collaudo	1	295,26	625,65
Scarico al 70 % del carico di collaudo	1	213,08	451,50
Scarico al 31 % del carico di collaudo	1	94,36	199,95
Scarico al 10 % del carico di collaudo	1	30,44	64,50

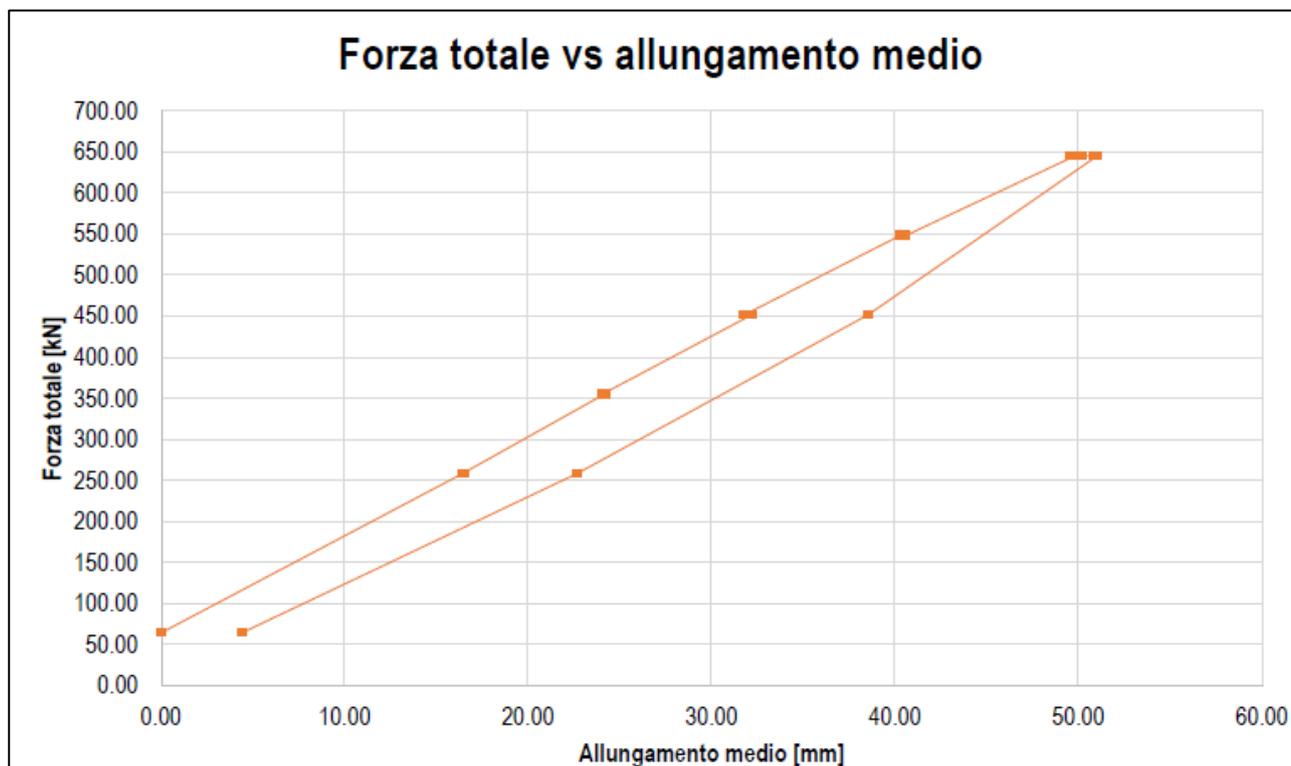


Figura 5.18: Tirante n.3 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.

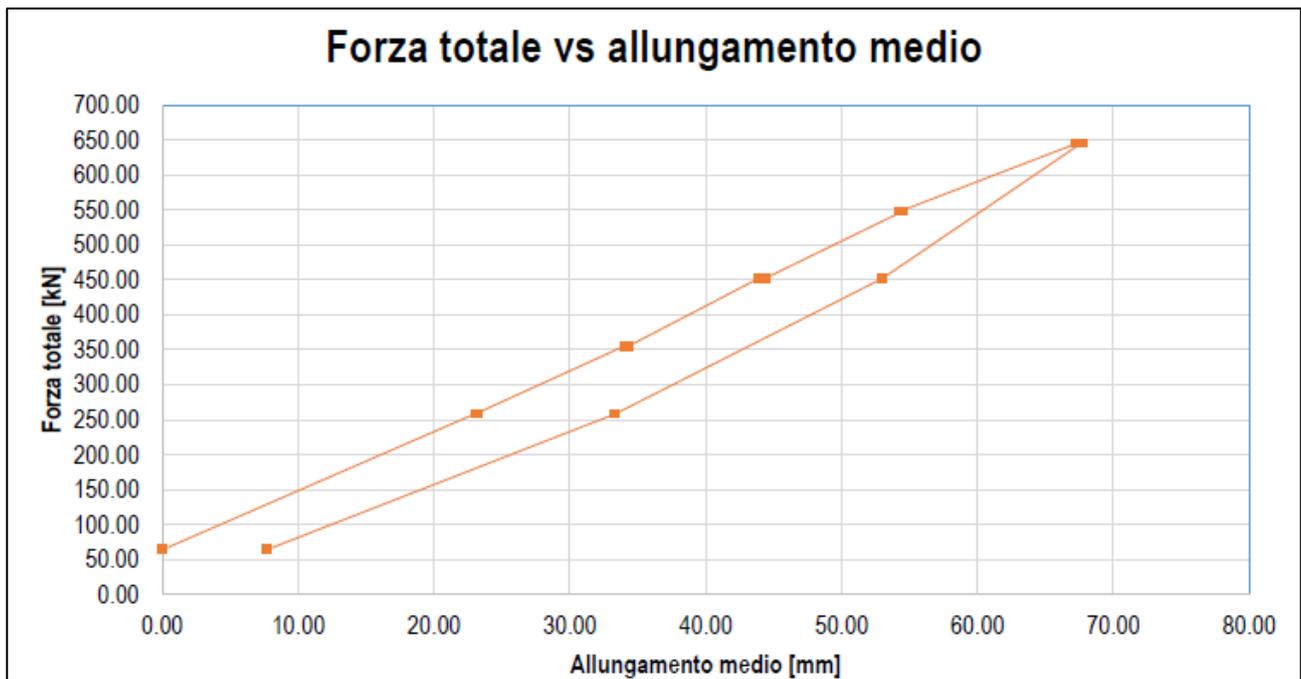


Figura 5.19: Tirante n.5 - Grafico dell'allungamento medio dei trefoli in funzione della forza applicata, per ogni step di carico.

Le prove effettuate sui tiranti di prova hanno dato esito positivo in quanto in nessuna di esse si sono misurati allungamenti riconducibili allo sfilamento del tirante dal bulbo di ancoraggio, di rottura dell'aderenza del tirante o dei trefoli di armatura.

5.2.5 Documentazione fotografica

Vengono ora riportate nelle figure che seguiranno alcune fotografie realizzate durante l'esecuzione della tesatura dei tiranti. In particolare in figura 5.20 viene riportata una immagine di un tirante a 4 trefoli, mentre, nell'immagine 5.21 un tirante a 3 trefoli.

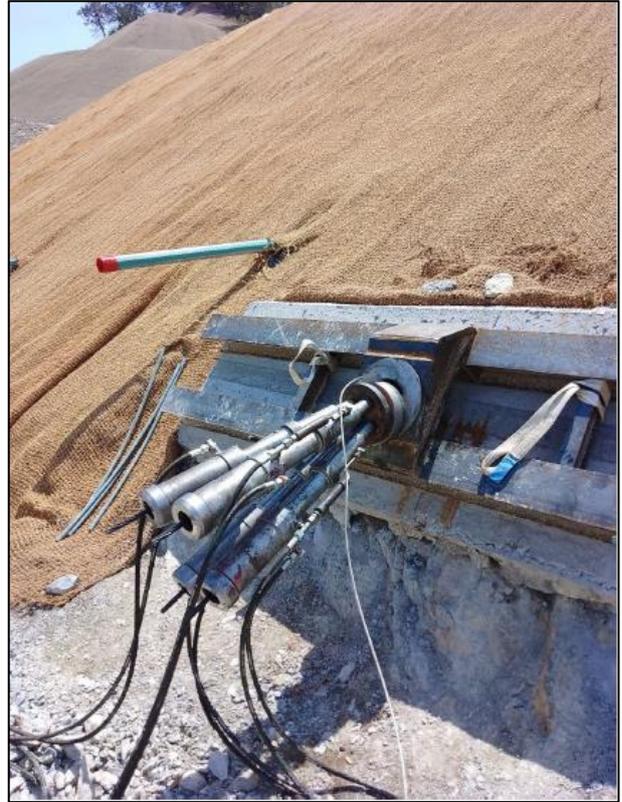


Figura 5.20: Sistema di tesatura su tirante a 4 trefoli con applicazione dei martinetti (fotografia di dx).



Figura 5.21: Sistema di tesatura su tirante a 3 trefoli con applicazione dei martinetti

6. Discussione

In questo capitolo si andrà ad analizzare quanto detto nei precedenti mettendo in risalto i pro e i contro degli interventi effettuati, della condizione geologica e dell'analisi effettuata attraverso i software.

Il fine degli interventi, come già riportato nei precedenti capitoli, è quello di andare ad ampliare il terminal intermodale del porto di Vado Ligure. Per farlo è stata prevista l'espansione del terminal ferroviario e di conseguenza anche quello del trasporto su gomma, infatti, l'obiettivo è quello di aumentare e facilitare il passaggio di merci che ogni giorno transitano attraverso il porto. Quest'ultimo, unitamente ai porti commerciali di Genova e La Spezia, è uno dei principali centri di smistamento merci presenti nel Mediterraneo per il Nord Italia nonché di tutto il Sud Europa.

L'infrastruttura si colloca quindi all'interno di un progetto più ampio che è quello di favorire lo sviluppo economico attraverso gli scambi commerciali tra l'Italia e il resto del mondo.

Per consentire questi ampliamenti è necessario arretrare la strada di accesso e uscita dal porto di 10 m verso l'entroterra e il limite del pendio sovrastante il porto di 20 m, andando a sommare i due spostamenti si ha un arretramento complessivo di 30 m. Per consentire i lavori di ampliamento si è reso necessario indagare il versante che sarebbe stato oggetto dei lavori, quest'ultimo in passato ha più volte dato segnali di instabilità in particolar modo dello strato di terreno più superficiale. Come riportato all'interno del terzo capitolo, nel 2019 e nel 2020 sono avvenuti diversi distacchi di materiale che hanno reso inagibile uno dei piazzali presenti danneggiando più volte le barriere poste a protezione della strada.

Al fine di evitare nuovi distacchi e di ampliare il terminal intermodale si è deciso di riprofilare il versante per aumentarne la stabilità e consentire l'arretramento della viabilità interna.

Con questo progetto ci si pone quindi due importanti obiettivi, il primo è quello di aumentare il commercio attraverso un aumento degli scambi marittimi mentre il secondo è quello di mettere in sicurezza sia l'attuale che la futura strada di accesso al porto. L'insieme delle operazioni vanno dunque a costituire un intervento di notevole estensione e complessità.

Per meglio comprendere l'entità degli scavi si può osservare la figura 2.6 la quale è stata scattata all'interno del cantiere oggetto del presente elaborato, la figura mostra la paratia tirantata di monte che ha una altezza fuori terra di circa 7 m ed una estensione di circa 550 m. La figura mostra anche quella che una volta ultimata sarà la nuova sede stradale, ai lavori sopra citati vanno aggiunte tutte le riprofilature del versante retrostante la paratia e il successivo approfondimento verso valle attraverso la realizzazione della seconda paratia attualmente in fase di costruzione.

I lavori in progetto si vanno a collocare in uno scenario geologico complesso, infatti, come si è analizzato approfonditamente nel terzo capitolo, i versanti retrostanti il terminal intermodale presentano in superficie molteplici trench e fessurazioni del terreno.

Dai rilievi geologici effettuati si è visto come le formazioni geologiche presenti siano pervase da numerosi set di fratture e da una fascia milonizzata. La geologia dell'area rende di difficile lettura e previsione i risultati degli interventi in progetto, ciò sta a significare che le analisi geognostiche e geotecniche condotte in una certa area del cantiere potrebbero non essere rappresentative dell'intera zona. Questo comporta che, sebbene siano stati svolti numerosi sondaggi e caratterizzazioni anche geofisiche dell'area, è possibile e probabile che vi possano essere aree le cui caratteristiche litologiche presentino un elevato livello di eterogeneità con la possibile presenza di zone di debolezza. Per zone di debolezza intendiamo aree in cui le caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso siano più scadenti di quanto riscontrato dalle varie prove.

In aggiunta a quanto appena detto bisogna considerare il fatto che lo scavo, per sua stessa natura, porta all'asportazione di materiale a cui consegue un detensionamento della zona interessata.

La frana avvenuta nel luglio del 2023 sul versante riprofilato è un esempio di quanto appena detto. L'area interessata dal fenomeno gravitativo è venuta a giorno a seguito degli scavi per cui le evidenze geologiche superficiali non erano precedentemente visibili, inoltre, data l'estensione limitata della zona interessata dal franamento non è stata oggetto di sondaggi o prospezioni geofisiche da che ne risulta la non prevedibilità dell'evento.

Al tempo stesso non è detto che delle indagini eseguite in corrispondenza della zona interessata dal fenomeno gravitativo avrebbero restituito dati diversi da quelli riscontrati nelle zone limitrofe, in quanto, la zona di debolezza, ovviamente già presente, avrebbe potuto non essere così evidente se non a seguito di un rilascio tensionale dato dall'asportazione del terreno. Un importante aspetto da considerare è il fatto che il franamento sia avvenuto conseguentemente a delle forti piogge a carattere locale avvenute sul territorio comunale di Vado Ligure nel luglio del 2023.

In un primo momento si è pensato che tali piogge fossero andate ad aumentare il livello della falda fino a che l'altezza di questa non fosse arrivata ad interessare la zona franata. Successivamente dato che la frana si è andata ad impostare su di una porzione di terreno relativamente superficiale l'ipotesi più probabile è che, dato il contesto geologico presente, l'acqua ruscellante si sia insinuata attraverso dei canali preferenziali presenti nella roccia, andando così ad aumentare il gradiente idraulico e diminuendo la coesione della roccia fino a che non è avvenuto il collasso.

Le indagini geognostiche e geotecniche svolte nell'area, riportate nei precedenti capitoli ed in maniera estesa all'interno degli allegati, sono state utilizzate per una caratterizzazione stratigrafica dell'area di studio nonché per avere dei riferimenti sulle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso. Questi dati sono stati successivamente utilizzati all'interno del software Slide 2d per indagare la stabilità degli interventi in progetto e garantire il soddisfacimento degli standard di sicurezza.

Slide 2d sebbene sia un importantissimo strumento per la valutazione di stabilità dei versanti presenta alcune limitazioni, la prima delle quali è il fatto che questo software permette di introdurre le discontinuità solo in maniera discreta, ovvero, ogni strato costituente il versante è visto come un elemento a sé stante ben definito le cui caratteristiche sono omogenee e diverse rispetto a quello adiacente. La seconda limitazione è quella di poter aggiungere la presenza di acqua solo come falda e non anche come pioggia, la quale potrebbe aumentare notevolmente le spinte agenti su di un versante.

Ciò detto, le simulazioni effettuate attraverso questo software risultano per la maggior parte dei casi affidabili.

Per analizzare la stabilità degli interventi sono state prese due sezioni che meglio rappresentassero il versante. A tal proposito sono state scelte le sezioni 15 e 10 che riportano non solo tutti gli interventi in progetto ma anche tutte le possibili inclinazioni dei versanti presenti, in questo modo sia ha una buona panoramica delle condizioni che potrebbero svilupparsi lungo il versante.

L'utilizzo del software Slide 2d ha comportato il ricorso a sezioni tra loro equivalenti in cui i movimenti e gli scoscendimenti avvengono lungo un'unica direzione; in concomitanza con geometrie convesse nelle quali il confinamento dato dalla sezione successiva viene a mancare, un'analisi di stabilità tridimensionale e/o un intervento più incisivo in termini di consolidamento possono ridurre l'incidenza di cinatismi non altrimenti indagati. Tuttavia, per avere una modellazione realistica di un versante sulle tre dimensioni non basterebbe modellare una sezione in 3d ma bisognerebbe avere una caratterizzazione puntuale del versante, così facendo si otterrebbe un modello quanto più fedele alla realtà. Per ottenere ciò bisognerebbe investire in una campagna di sondaggi enorme che non è detto dia dei risultati così diversi da quelli che si ottengono attraverso la modellazione bidimensionale.

Le simulazioni svolte sulle sezioni 15 e 10 sono state condotte per ogni fase di scavo al fine di verificare che ognuna andasse a garantire la stabilità del versante ed al tempo stesso non costituisse pericolo per gli operatori. Come riportato nelle figure all'interno del capitolo quattro tutte le fasi di scavo hanno soddisfatto il fattore di sicurezza imposto di 1,10.

Infine si è indagata la stabilità del versante nelle condizioni cosiddette di “lungo termine” per le quali si è andati ad utilizzare quei parametri di coesione e angolo di attrito trovati attraverso la back analysis.

Dalle simulazioni si è visto come anche utilizzando i dati che originariamente avrebbero potuto portare al collasso del versante, a seguito dei lavori di riprofilatura quegli stessi parametri di coesione e angolo d’attrito garantiscano ora un adeguato fattore di sicurezza.

Ovviamente tutte le simulazioni rientrano in un campo di variabilità statistica la quale dovrebbe essere coperta dall’applicazione dei fattori di sicurezza parziali introdotti dalle NTC – 08 e riprese dalle NTC – 18.

Durante le simulazioni si è indagata anche la possibilità dell’utilizzo di differenti angoli di scarpata, tuttavia, sebbene angoli più bassi potessero garantire un fattore di sicurezza maggiore bisogna prendere in considerazione alcune limitazioni esterne. In questo caso i limiti imposti sono di natura catastale. Andando a diminuire gli angoli di scarpata si aumenta il fattore di sicurezza ma si sarebbe dovuto arretrare il limite superiore delle riprofilature andando a sconfinare nella proprietà adiacente a quella portuale.

Poiché i fattori di sicurezza riscontrati soddisfano tutte le verifiche si ritiene che gli angoli di scarpata scelti rappresentino la scelta progettuale migliore.

Nell’area di studio è stato installato un sistema di monitoraggio che comprende diversi piezometri, inclinometri, colonne di monitoraggio geotecniche multiparametriche e celle di carico secondo lo schema presente all’interno della figura 8.4 dell’allegato 3.

Questa strumentazione è di vitale importanza in tutte le fasi di costruzione dell’opera, in quanto, attraverso di questa si può avere un riscontro di eventuali movimenti che potrebbero presupporre uno spostamento delle opere o una variazione importante del livello di falda. Nel caso accadesse che un inclinometro risulti ostruito o rotto si potrebbe presupporre che ci sia stato uno spostamento importante che potrebbe comportare una situazione di incipiente pericolo. I monitoraggi sono una parte molto delicata di ogni progetto, infatti, questi ci danno dei riscontri di quanto sta succedendo non solo in superficie ma anche al di sotto. Se pensiamo ad una zona soggetta a distacchi di materiale roccioso l’uso di un adeguato sistema di monitoraggio potrebbe far scattare un allarme che permetterebbe la messa in sicurezza della zona.

I monitoraggi sono importanti non solo durante, ma soprattutto dopo che i lavori sono stati ultimati cioè a lungo termine.

Su di alcuni tiranti di ancoraggio è stata prevista l’installazione di celle di carico, queste sono in grado di valutare se nel tempo vi siano degli aumenti o delle diminuzioni del tiro degli stessi. Vi sono tre casi per cui una cella di carico può restituire valori anomali, il primo è un aumento del tiro del

tirante che potrebbe presupporre uno spostamento del versante a cui è ancorato. Il secondo è causato da problemi legati a fenomeni di allentamento o a di creep che comportano una diminuzione del tiro. Ultimo caso è quello di un crollo repentino del tiro dovuto ad un cedimento strutturale, essendo di tipo fragile questa eventualità è l'ultima che deve verificarsi. Nel caso di un cedimento improvviso non si avrebbe il tempo di intervenire e il cedimento di un tirante comporterebbe che la sua azione sia presa in carico da quelli adiacenti, i quali potrebbero a loro volta superare la loro resistenza strutturale.

Secondo la gerarchia delle resistenze dovrebbe avvenire prima un cedimento di tipo duttile sul quale è possibile intervenire attraverso l'aggiunta di nuovi tiranti o la ritesatura di quelli esistenti.

Per evitare la corrosione, la quale una volta iniziata è di difficile eradicazione, si sono utilizzati dei tiranti con un adeguato grado di protezione, un esempio di tirante provvisto di guaina di protezione contro la corrosione è riportato in figura 2.7.

Le opere devono garantire determinati livelli di efficienza almeno per il numero di anni per i quali sono state progettate, i tiranti, le paratie e i muri in c.a. nel caso studio, ad esempio, dovrebbero garantire la loro efficienza per almeno 50 anni. La vita nominale dell'opera dovrebbe essere garantita a seguito di un adeguato piano di manutenzione, senza di esso qualsiasi tipologia di opera si degraderebbe molto prima di quanto preventivato. In particolare, la zona in cui sorgono le opere in progetto è molto vicina al mare il che implica la presenza di salsedine che potrebbe accelerare la degradazione dei materiali.

In fine si vuol analizzare la gestione delle acque. Esse rivestono una grande importanza all'interno del progetto, in quanto, tutti i fenomeni gravitativi accorsi sul versante, sia prima che durante le operazioni di scavo, sono avvenuti dopo intense precipitazioni, è quindi corretto ipotizzare che la presenza di acque meteoriche e ruscellanti giochi un ruolo importante all'interno del pendio.

Al fine di evitare che le acque meteoriche andassero ad erodere le gradonature appena create si sono state installate delle geostuoie su di esse. In questo modo si sono ottenuti due risultati, il primo è quello di andare ad evitare l'impatto diretto delle gocce di pioggia sul terreno, il secondo è quello di trattenere il materiale che le acque ruscellanti hanno preso in carico. Queste geostuoie sono state inserite anche per un altro fine, ovvero, quello di consentire ai semi piantati attraverso l'idrosemina di avere il tempo di attecchire e sviluppare un apparato radicale. Nel progetto è stato previsto il rinverdimento delle scarpate, anche in questo caso si mira alla realizzazione di due importanti obiettivi. Il primo è un aspetto più naturalistico e mira alla mitigazione dell'impatto visivo causato dal rimodellamento del versante volendolo far sembrare il più naturale possibile, mentre il secondo di tipo pratico è quello di evitare che il ruscellamento superficiale eroda la superficie o si infiltri troppo nel terreno andando potenzialmente a creare una instabilità.

Unitamente agli interventi sopra citati è prevista la realizzazione al piede di ogni scarpata di una canaletta di cls per la raccolta delle acque ruscellanti. Questi canali di raccolta convergeranno all'interno di due canali, uno dei quali è visibile sulla parte destra della figura 2.9, che prenderanno in carico le acque del versante e consentiranno il loro allontanamento.

Inoltre data la presenza del Rio Cappella è prevista la costruzione di un nuovo canale di scarico che verrà posizionato al piede della paratia di monte, questo canale prenderà in carico non solo le acque provenienti dall'attuale canale di scolo ma anche quelle provenienti dalle acque ruscellanti.

7. Conclusioni

In questo capitolo si vuole riassumere e fare alcune considerazioni sul lavoro svolto all'interno del presente elaborato.

Dopo una premessa iniziale si è voluta dare una disamina di alcune tra le tecnologie ad oggi più utilizzate nella stabilizzazione e consolidamento dei versanti, ciò è stato utile al fine di fornire dei riferimenti per i successivi capitoli e in particolare per approfondire alcune soluzioni tecnologiche.

L'ampliamento del terminal intermodale è senza dubbio un'opera importante per l'economia della regione ed aver avuto la possibilità di lavorare a tale progetto è stato molto istruttivo ed interessante.

L'intera zona del terminal sorge in un'area che per la sua eterogeneità geologica ha talvolta messo in pericolo la sicurezza degli operatori portuali, basti pensare agli eventi franosi del 2019 e del 2020.

In quest'ottica i lavori di ampliamento del terminal una volta completati andranno non solo a sviluppare l'economia della regione ma anche e soprattutto a rendere più sicura l'area. Oltre ai lavori di riprofilatura sono state svolte in altre zone dell'area portuale, fuori dall'area di studio, estesi lavori di consolidamento attraverso chiodatura diffusa delle pareti con lo scopo di prevenire eventuali distacchi. Le gradonature invece hanno prodotto una stabilizzazione di tutto il versante andandone a diminuire la pendenza e in questo modo la possibilità di nuovi distacchi.

Le scarpate oggetto del lavoro di tesi sono state riprofilate secondo quella che si è ritenuta essere la soluzione progettuale migliore sia sotto il punto di vista della sicurezza che economico.

Le scelte progettuali in ambito di consolidamento dei versanti si sta sempre più spostando verso l'uso dell'ingegneria naturalistica, questo è senza dubbio un fattore positivo in quanto si possono ottenere ottimi risultati senza andare ad inserire elementi estranei, come il cemento, in un ambiente naturale. In altri periodi storici per ottenere gli stessi risultati ottenuti attraverso la riprofilatura del versante si sarebbe fatto largo uso di manufatti in cemento andando così a deturpare il paesaggio costiero. Una volta che le piantumazioni avranno fatto presa si dovrebbe avere un paesaggio non solo più sicuro ma anche più gradevole alla vista.

La presenza di una roccia fortemente fratturata posta inferiormente ad una milonizzata ha creato un ambiente geologico estremamente eterogeneo e di difficile previsione.

Il franamento avvenuto nel luglio del 2023 è la prova che per quanto si possano fare simulazioni accurate e caratterizzazioni dell'ammasso roccioso attraverso varie tipologie di indagine, vi è sempre la possibilità che esista una eterogeneità locale che potrebbe portare in alcuni casi, come quello avvenuto in cantiere, ad un franamento.

Vista la complessa situazione geologica presente si ritiene che sia di vitale importanza investire in un adeguato sistema di monitoraggio che possa avvertire con congruo anticipo l'insorgenza di situazioni di incipiente instabilità.

La raccolta dei dati dei monitoraggi e la loro analisi dovrebbe essere svolta in maniera regolare secondo un preciso calendario. Inoltre, bisognerà prevedere delle campagne di acquisizione straordinarie in concomitanza di eventi meteorologici particolarmente intesi.

Inoltre, data la presenza del mare sarà necessario redigere e vigilare sul rispetto di un adeguato piano di manutenzione per tutte le opere presenti, in particolar modo quelle a diretto contatto con la salsedine marina.

Bibliografia

- AA.VV., “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni”, AICAP, 2012.
- APAT, “Atlante delle opere di sistemazione dei versanti, Manuali e linee guida”, Roma, 10/2002.
- Boni A., Cerro A., Gianotti R., Vanossi M. (1971), “Note illustrative della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000, Foglio 92-93 Albenga-Savona”, Roma, L. Salomone.
- Bustamante M., Doix B., (1985), “Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées”, Paris, n. 140, nov-déc 1985 – Ref. 3047
- DM 17/01/2018 (NTC 2018) – Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti – “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- DYWIDAG Geotechnical Product Range, Brochure, pag 18.
- Giani G.P., (1988), “Analisi di stabilità dei pendii: Parte 1: Classificazione dei fenomeni di instabilità, pendii naturali e fronti di scavo in roccia”, Torino, dicembre 1988, pag. 12.
- Lancellotta R., (1987), “Geotecnica”, 2a ed., Zanichelli, Bologna.
- Lancellotta R., (2012), “Geotecnica”, 4a ed., Zanichelli, Bologna.
- HUTCHINSON J. N. (1977), “Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement”. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 16, 131-155.
- HUTCHINSON J. N. (1984), “An influence line approach to the stabilization of slopes by cuts and fills”. Canadian Geotechnical Journal, 21, 363-370.
- Passchier Cees & Trouw Rudolph Allard. (1996), “Microtectonics”. 10.1007/3-540-29359-0.
- Regione Autonoma della Sardegna, “Autorità di bacino regionale della Sardegna: Sistemazione e Manutenzione dei Versanti”, Articoli N. 18 e N. 19 delle norme di attuazione del piano stralcio per l’assetto idrogeologico (P.A.I) della regione autonoma della Sardegna.
- Regione Liguria – settore assetto del territorio – Dipartimento Territorio (1997), “Carta geologica con elementi di geomorfologia della Regione Liguria alla scala 1:25.000 (rilevamenti originari in scala 1:10.000)”.
- Seno S., Dallagiovanna G., Vanossi M. (2005), “A kinematic evolutionary model for the Penninic sector of the central Ligurian Alps”. International Journal of Earth Sciences. 94.114-129. 10.1007/s00531-004-0444-1.
- Varnes D.J. (1978), “Slope Movement Types and Processes”. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J., Eds., Landslides, Analysis and Control, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences, Washington D.C., 11-33.

Sitografia

- https://www.arpal.liguria.it/contenuti_statici//pubblicazioni/rapporti_eventi/2019/REM_20191122-24_Arancione_Rossa_vers20200109.pdf
- <https://www.geostru.eu/blog/2018/06/21/stabilita-dei-pendii-2/>
- <https://www.google.com/maps/>

8. Allegati

In questa sezione verranno riportati le carte geologiche, i prospetti e le relazioni tecniche con lo scopo di fornire del materiale integrativo a corredo di quello presentato nei precedenti capitoli.

Allegato 1: Carte, profili e sezioni geologiche

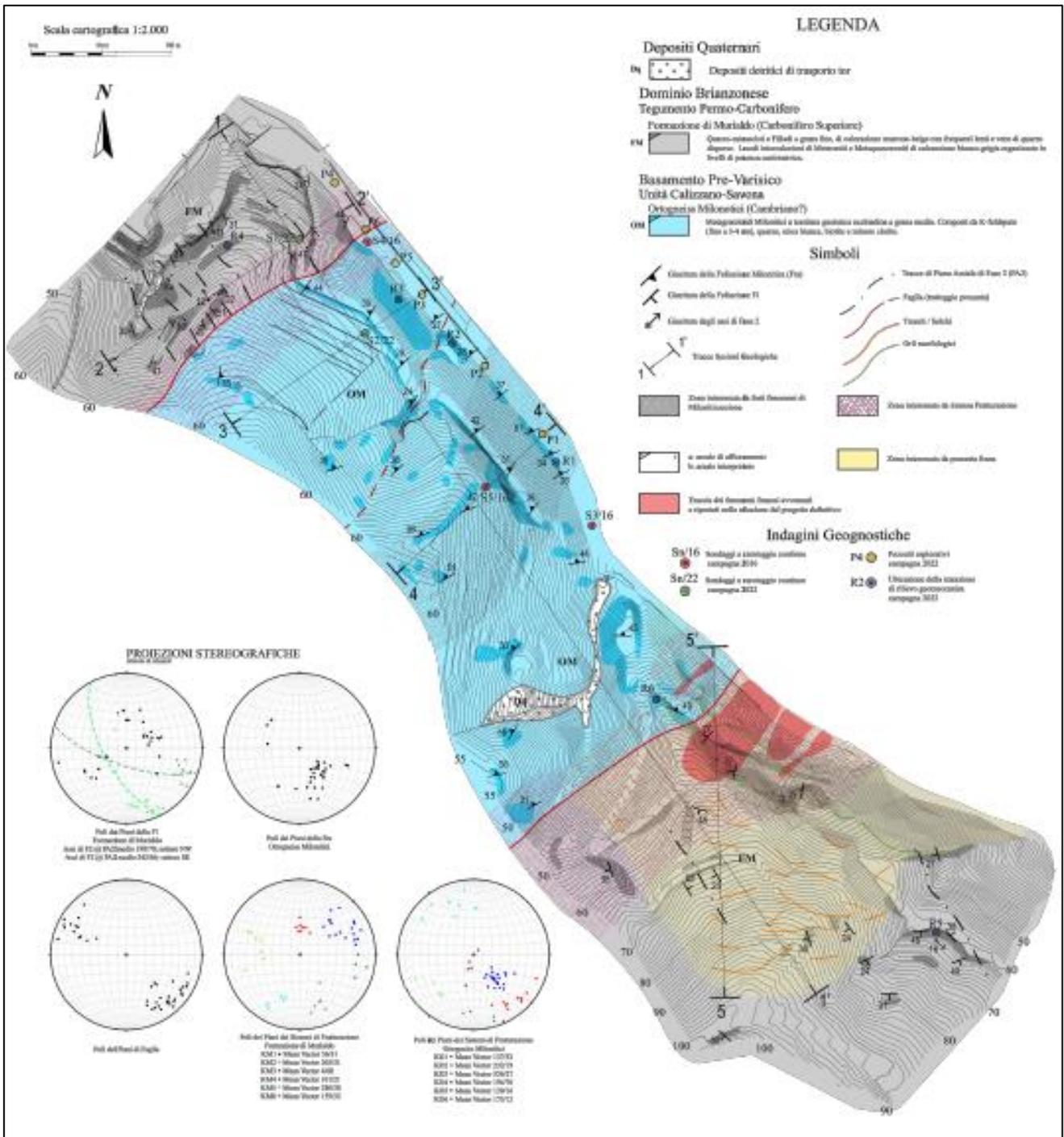


Figura 8.1: Carta geologica e geomorfologica del versante in fregio al terminal intermodale di Vado Ligure. (scala 1:2000)

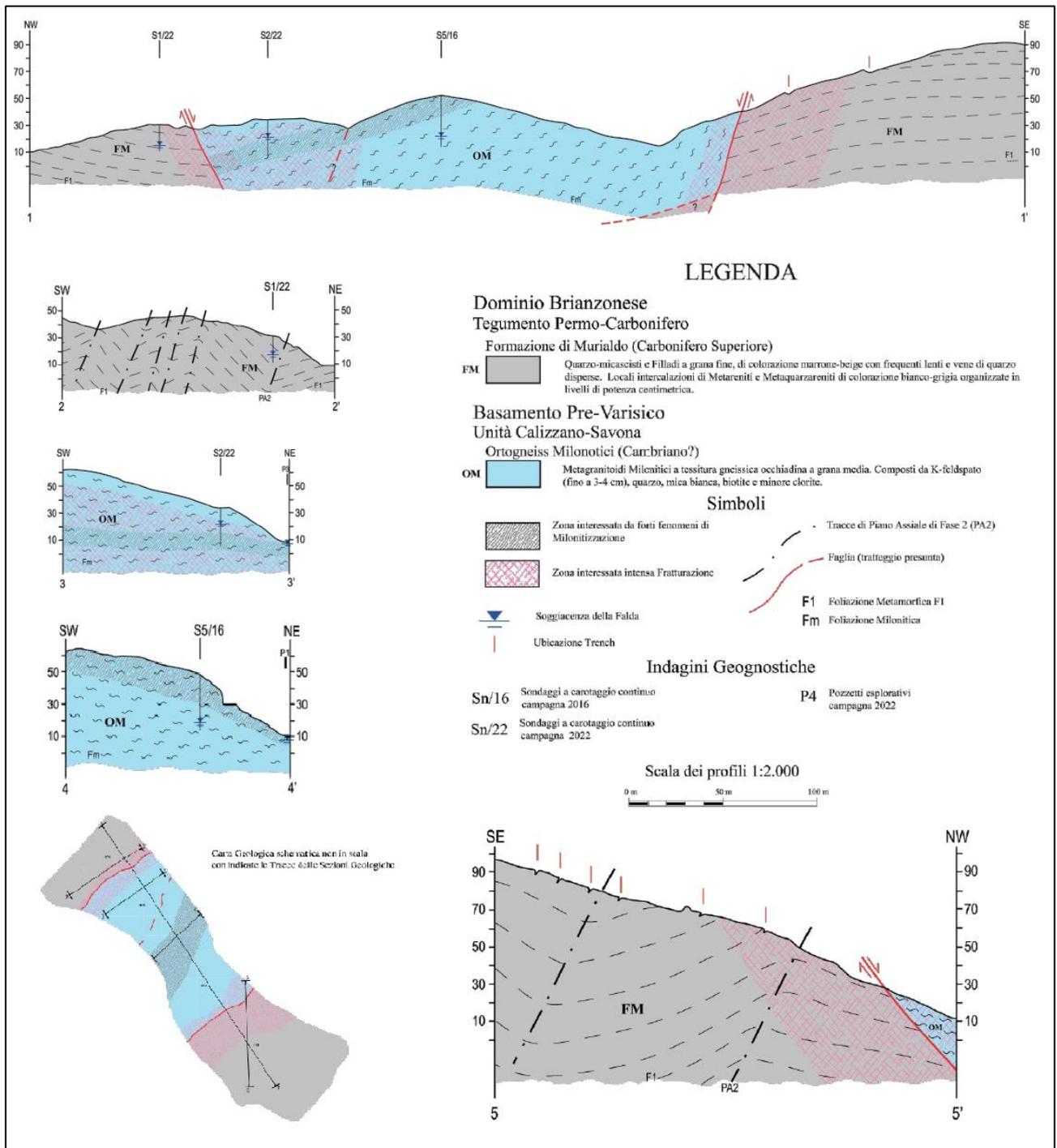


Figura 8.2: Profili e Sezioni geologiche del versante in fregio al terminal intermodale portuale di Vado Ligure. (scala 1:2000)

Allegato 2: Risultati prove geotecniche e geofisiche

Prove geotecniche

Nel 2016 sono state effettuate nell'area portuale del terminal intermodale dei sondaggi dallo studio S.G.G S.n.c. per conto dell'Autorità Portuale di Savona. Questi sondaggi sono riportati all'interno della carta presente in figura 1 dell'allegato 3 con la sigla Sn/16.

Le indagini realizzate nel 2016 sono state realizzate a carotaggio continuo e i risultati sono qui riportati:

“

Sondaggio S1

- 0,00 – 0,30 m: ballast ferroviario, ghiaia grossolana gneissica;
- 0,30 – 1,20 m: terreno di riporto costituito da ghiaia medio-fine in abbondante matrice limoso sabbiosa, di colore grigio;
- 1,20 – 7,00 m: scisti gneissici grigio verdastri localmente fratturati con fratture a inclinazione compresa fra 20°-30° e 60°, fino a subverticali, con patine di ossidazione bruno rossastre;
- 7,00 – 9,00 m: scisti gneissici come sopra da fratturati a molto fratturati con patine di ossidazione diffuse.

La percentuale di carotaggio varia fra il 90%-95%, mentre i valori di RQD variano fra 48%-88% e fra 33% - 39%, rispettivamente negli intervalli 1,15-7,00 m e 7,00-9,00 m.

Sondaggio S2

- 0,00 – 0,30 m: ballast ferroviario, ghiaia grossolana gneissica;
- 0,30 – 1,20 m: terreno di riporto costituito da ghiaia medio-fine in abbondante matrice limoso sabbiosa, di colore ocrea;
- 1,20 – 1,40 m: alterazione del substrato gneissico;
- 1,40 – 2,70 m: scisti quarzoso micacei grigio verdastri localmente fratturati con fratture a inclinazione compresa fra 30°-45° e 60°, con patine di ossidazione bruno rossastre;
- 2,70 – 10,00 m: scisti gneissici come sopra molto fratturati con patine di ossidazione diffuse bruno rossastre. Fra 3,00-4,00 m materiale non campionato a causa dell'intensa fratturazione.

La percentuale di carotaggio varia fra il 40%-60%, mentre i valori di RQD sono nulli, a eccezione dei seguenti tratti: fra 1,40-2,70 m – RQD = 40%, fra 7,00-8,00 m – RQD= 20%, fra 5,00 6,00 m – RQD = 30%. Il foro è attrezzato mediante piezometro a tubo aperto e la falda è stata misurata a 2,21 m dal p.c, in data 6 luglio 2016.

Sondaggio S3:

- *0,00 – 0,10 m: asfalto;*
- *0,10 – 1,50 m: ghiaia e ciottoli in abbondante matrice sabbiosa grigio marrone;*
- *1,50 – 5,00 m: scisti gneissici verdastrici con fenocristalli biancastri, fratturati, con fratture ravvicinate, alterazione da media a elevata e patine di ossidazione bruno rossastre;*
- *5,00 – 6,50 m: scisti gneissici verdastrici con fenocristalli biancastri, fratturati, con fratture ravvicinate, alterazione media e patine di ossidazione bruno rossastre;*
- *6,50 – 8,80 m: scisti gneissici verdastrici con fenocristalli biancastri, da fratturati a molto fratturati, con fratture ravvicinate, alterazione elevata e patine di ossidazione bruno rossastre;*
- *8,80 – 10,70 m: scisti gneissici verdastrici con fenocristalli biancastri, fratturati, con fratture moderatamente ravvicinate, alterazione media e patine di ossidazione bruno rossastre;*
- *10,70 – 14,20 m: scisti gneissici verdastrici con fenocristalli biancastri, fratturati, con fratture ravvicinate, alterazione da media a elevata e patine di ossidazione bruno rossastre;*
- *14,20 – 15,00 m: scisti quarzoso micacei verdastrici, fratturati, con fratture ravvicinate, alterazione media e patine di ossidazione bruno rossastre, con passaggio a consistenza terrosa, limo argilloso con scaglie litoidi fra 14,20-14,40 m.*

La percentuale di carotaggio risulta intorno al 100%, mentre i valori di RQD sono nulli fra 7,00-8,70 m, RDQ = 10% fra 1,50-3,00 m e 11,60-12,60 m, RQD= 20%, fra 10,00- 11,60 m e 13,60-15,00, RDQ = 30% fra 3,00-4,60 m 12,60-13,60 m, RQD= 40%, fra 4,60-7,10 m e 8,70-10,00 m. Il foro è attrezzato mediante piezometro a tubo aperto e la falda è stata misurata a 1,55 m dal p.c, in data 6 luglio 2016.

Sondaggio S4:

- *0,00 – 0,80 m: ghiaia grossolana in matrice sabbiosa, di colore grigio marrone, asciutta;*
- *0,80 – 1,00 m: ciottoli e ghiaia grossolana, di colore marrone verdastro;*
- *1,00 – 1,60 m: sabbia ghiaiosa di colore marrone, asciutta;*
- *1,60 – 15,00 m: gneiss milonitizzati, destrutturati, a consistenza terrosa con scaglie quarzose in matrice fine, di colore verdastro.*

La percentuale di carotaggio risulta intorno al 100%, mentre i valori di RQD sono nulli per tutta la perforazione eseguita.

Sondaggio S5

- *0,00 – 6,00 m: sabbia ghiaiosa medio-fine, ghiaia sub-angolare da marrone grigio a ocra, da sciolta a poco addensata, asciutta;*
- *6,00 – 9,00 m: scisti gneissici verdi con fenocristalli biancastri, con fratture da molto ravvicinate a ravvicinate (moderatamente fra 8,00-9,00 m), con patine di ossidazione bruno rossastre, alterazione da media a elevata;*
- *9,00 – 16,50 m: scisti gneissici marrone grigiastri (grigi fra 9,00-10,80 m), milonitizzati e destrutturati, alterazione intensa;*
- *16,50 – 22,30 m: scisti gneissici verdi – marroni con fenocristalli bianchi, con fratture molto ravvicinate e patine di ossidazione bruno rossastre, alterazione da elevata a intensa;*
- *24,30 – 29,40 m: scisti gneissici verdi con fenocristalli biancastri, con fratture ravvicinate con patine di ossidazione bruno rossastra, alterazione media;*
- *29,40 – 35,00 m: scisti gneissici da grigi a marroni, con fenocristalli biancastri, con fratture da ravvicinate a molto ravvicinate con patine di ossidazione bruno rossastre, alterazione da media a intensa.*

La percentuale di carotaggio risulta intorno al 100%, a eccezione del tratto fra 7,00-8,00 m dove risulta pari a circa 90%.

I valori di RQD sono nulli fra 6,00-7,00 m e 9,00-16,500 m, RDQ = 10% fra 29,50-31,00 m, RQD=20%, fra 7,00-8,00 m, 16,50-18,00 m, 22,20-24,00 m, 25,50-27,00 m, 32,50-35,00 m, RDQ = 30% fra 31,00-32,50 m, RQD= 40%, fra 27,00-28,00 m, 50% fra 24,00-25,50 m, 60% fra 8,00-9,00 m, 21,00-22,20 m, 28,00-29,50 m, 100% fra 18,00-21,00 m.

Il foro è attrezzato mediante piezometro a tubo aperto e la falda è stata misurata a 30,40 m dal p.c. in data 6 luglio 2016.

Ultimati i carotaggi sui campioni prelevati sono state disposte delle prove geotecniche presso il laboratorio S.G.L – SERVIZI GEOTECNICI LIGURI S.r.l i cui risultati vengono riportati all'interno delle tabelle 8.1 e 8.2.

Tabella 8.1: Risultati ottenuti sui campioni di terreno.

Campione	Profondità (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Granulometria	ELL		
				σ_1 (kPa)	E_{150} (MPa)	E_{s50} (MPa)
S3CA	1,50 – 1,70	-	Ghiaia sabbiosa limosa	-	-	-
S4CR1	9,75 – 10,00	23,06	-	69,24	2,12	3,55
S4CR2	10,00 – 10,30	23,63	-	273,48	17,35	19,28
S4CR3	14,00 – 14,30	23,73	-	118,71	2,65	5,35

σ_1 : resistenza a compressione; E_{150} : modulo di Young tangente; E_{s50} : modulo di Young secante

Tabella 8.2: Risultati ottenuti sui campioni pseudolitoidi

Campione	Profondità (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Monoassiale strumentata				Triassiale		Taglio base
			Carico di rottura σ_1 (MPa)	Modulo tangente 50% (MPa)	Modulo secante 50% (MPa)	Coeff. di Poisson 50%	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	φ_{base} (°)
S1C1	2,00 – 2,35	26,20	51,31	24729	21369	0,18	-	-	-
S1C2	3,10 – 3,50	26,19	65,37	32306	35679	0,26	-	-	-
S1C4	6,25 – 6,55	25,55	51,04	20081	23813	0,23	-	-	-
S3CR1	5,10 – 5,30	25,61	-	-	-	-	36,49	1,0	-
S3CR2	5,30 – 5,55	25,56	-	-	-	-	34,84	2,0	-
S3CR3	5,90 – 6,00	25,21	-	-	-	-	38,69	3,0	-
S3CR4	6,00 – 6,15	25,38	-	-	-	-	-	-	-
S3CR5	9,00 – 9,20	25,64	-	-	-	-	44,05	4,0	-
S3CR6	9,70 – 10,00	25,51	31,78	9247	8379	0,13	-	-	33,8
									Trazione brasiliana σ_t (MPa)
S3CR6	9,70 – 10,00	25,51	-	-	-	-	-	-	5,18
S3CR7	10,10 – 10,30	25,60	-	-	-	-	46,47	5,0	-

A supporto della progettazione effettuata dagli studi ingegneristici Geo engineering S.r.l e Studio Corona S.r.l. per i lavori di ampliamento del termino intermodale oggetto del presente elaborato sono state effettuate nuove indagini conoscitive. Ciò si è reso necessario poiché le vecchie indagini non coprivano con sufficiente grado di dettaglio la zona della porzione Nord del settore destinato agli interventi di gradonatura, i sondaggi sono indicati nella carta presente nella figura 1 dell'allegato 3 con la sigla Sn/22.

I sondaggi realizzati sono 2 e sono stati realizzati con carotaggio continuo a rotazione, di seguito vengono riportate le caratteristiche riscontrate da entrambi i sondaggi.

S1/2022:

- *0,00 – 1,20 m: sabbia con frammenti e scaglie centimetriche di rocce a tessitura gneissico scistosa; colore biancastro;*
- *1,20 – 4,20 m: micascisto e/o gneiss minuto estremamente fratturato e ossidato, spesso completamente alterato; colore biancastro giallastro (cappellaccio di alterazione)*
- *4,20 – 9,50 m: micascisto e/o gneiss minuto estremamente fratturato e deformato, a tratti alterato; colore biancastro giallastro;*
- *9,50 – 21,10 m: micascisto e/o gneiss minuto a struttura fortemente deformata, con presenza di porzioni granitoidi relitte cataclasate e di porzioni milonitizzate, con ricristallizzazioni, da fratturato a molto fratturato.*

La percentuale di carotaggio si attesta sul 90%, mentre i valori di RQD sono stimabili in 0% nell'intervallo tra 1,20 - 9,50 m da p.c. e pari a 25% nell'intervallo tra 9,50-21,10 m da p.c.

Il foro è stato attrezzato con inclinometro.

S2/2022:

- *0,00 – 0,40 m: riporti sabbiosi;*
- *0,40 – 3,80 m: sabbia limosa derivante dall'estrema alterazione di micascisto e/o gneiss minuto, con presenza di relitti centimetrici lapidei (cappellaccio di alterazione)*
- *3,80 – 9,50 m: micascisto e/o gneiss minuto estremamente fratturato e deformato, a tratti alterato; colore biancastro giallastro;*
- *9,50 – 12,50 m: micascisto e/o gneiss minuto a struttura fortemente deformata, con porzioni cataclasate, da fratturato a molto fratturato.*
- *12,50 – 17,00 m: micascisto e/o gneiss minuto estremamente fratturato, con porzioni locali mediamente fratturate. Evidenze di riempimento sabbioso limoso delle fratture.*
- *17,00 – 28,00 m: micascisto e/o gneiss minuto estremamente alterato, argillificato e localmente ossidato, con porzioni con porzioni milonitizzate e relitti litoidi. Colore da grigio biancastro a bruno ocraceo.*

La percentuale di carotaggio si attesta sul 90% sino a 18,50 m, passa a 50% nell'intervallo 18,50 – 20,50 m e ritorna a 90% sino a 28 m; i valori di RQD sono stimabili in 0% nell'intervallo tra 0,40 – 3,80 m da p.c., pari a 50% nell'intervallo tra 3,80-12,50 m da p.c., pari a 25% nell'intervallo tra 12,50-17,00 m da p.c. e pari a 0% nell'intervallo 17,00 – 28,00.

Il foro è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto e la falda è stata misurata a 11,80 m dal p.c. in data 28 luglio 2022.

Dai questi sondaggi sono stati presi dei campioni che sono stati sottoposti a prove geotecniche presso il laboratorio S.G.L. – SERVIZI GEOTECNICI LIGURI S.r.l., i risultati di queste prove sono riportati nelle seguenti tabelle 8.3 e 8.4.

Tabella 8.3: Risultati ottenuti su campioni prelevati dai sondaggi effettuati nel 2022.

Sondaggio	Profondità	Peso di volume γ
	[m]	[kN/m ³]
S1	10,30-10,60	25,73
S1	14,30-14,50	25,94
S1	16,00-16,20	25,78
S1	16,20-16,40	25,58
S2	8,30-8,50	25,84
S2	8,80-9,00	25,93
S2	10,30-10,50	25,75
S2	15,00-15,30	25,81

Tabella 8.4: Risultati ottenuti su campioni prelevati dai sondaggi effettuati nel 2022.

Sondaggio	Profondità	Compressione monoassiale semplice	Compressione triassiale		Resistenza a trazione diretta
	[m]	σ_c [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	σ_t [MPa]
S1	10,30-10,60	15,6			2,97
S1	11,30-11,45				4,29
S1	14,30-14,50		29,04	1	
S1	16,00-16,20	24,05			
S1	16,20-16,40	17,71			
S2	6,50-6,80				6,42
S2	6,50-6,80				4,23
S2	8,30-8,50	26,21			
S2	8,80-9,00	39,51			
S2	10,30-10,50		49,49	1	
S2	15,00-15,30	53,21			

.....”

Prospezioni sismiche a rifrazione

“

Prospezioni sismiche Progetto n. 539 - Opere di sostegno nell'ambito della viabilità portuale di Vado Ligure - Febbraio 2004

Furono eseguite n. 5 prospezioni, siglate SSn lungo il versante nord del Rio Cappella; la lunghezza delle stese variava da 22 m (SS1, SS2 e SS3) a 44 m (SS4 e SS5) con spaziatura intergeofonica da 2 a 4 m.

Per tutte le stese i canali utilizzati sono stati 12 e le stazioni di energizzazione 5, mentre le battute agli estremi degli stendimenti (offset) erano state realizzate mantenendo il passo intergeofonico.

L'elaborazione aveva evidenziato, dall'alto verso il basso, un quadro stratigrafico omogeneo sintetizzabile come segue:

- copertura eluvio-colluviale, mista a terreno di riporto a ridosso della strada sterrata (A): orizzonte caratterizzato da velocità delle onde longitudinali inferiore a 700 m/sec;
- cappellaccio di alterazione passante in profondità a substrato destrutturato e molto fratturato (B): livello contraddistinto da velocità variabile da 700 a 1500 m/sec;
- substrato roccioso debolmente alterato e fratturato (C): orizzonte caratterizzato da velocità comprese tra 1500 e 2000 m/sec;
- substrato sano e compatto (D) definito da velocità > 2000 m/sec.

Nella tabella di sintesi che segue, è riportato, per ciascuna stesa, l'intervallo di profondità entro il quale si rilevano, rispetto al piano campagna, gli orizzonti sopra elencati.

Variabilità spessore (m)					
Orizzonte sismostratigrafico	Stesa SS1	Stesa SS2	Stesa SS3(*)	Stesa SS4	Stesa SS5
Orizzonte A	p.c. - 2,5	p.c. - 2,0	p.c. - 6,5	p.c. - 2,0	p.c. - 2,5
Orizzonte B	0,5 - 4,8	0,5 - 3,0	2,5 - 8,5	1,0 - 4,0	1,0 - 5,5
Orizzonte C	2,5 - 5,5	1,5 - n.d.	3,0 - 9,5	2,5 - 5,5	1,0 - 6,5
Orizzonte D	Livello base	Livello base	Livello base	Livello base	Livello base

Prospezioni sismiche Progetto n. 572 - Realizzazione del nuovo varco principale del bacino di Vado
Ligure sul piazzale A+15 e del varco secondario in zona Faro – Ottobre 2004.

In questo caso furono eseguite n. 2 prospezioni, siglate SSn in corrispondenza dell'attuale varco doganale; la lunghezza delle stese variava da 25 m (SS1) a 15 m (SS2) con spaziatura intergeofonica di 2 m.

Per tutte le stese i canali utilizzati sono stati 12 e le stazioni di energizzazione 5, mentre le battute agli estremi degli stendimenti (offset) erano state realizzate mantenendo il passo intergeofonico.

L'elaborazione condotta aveva consentito di discriminare, dall'alto verso il basso, cinque livelli sismostratigrafici principali, riportati nel seguito:

- Orizzonte "A": materiale di riporto da sciolto a debolmente addensato, caratterizzato da velocità delle onde longitudinali inferiori a 700 m/s;
- Orizzonte "B": cappellaccio di alterazione costituito da scaglie litoidi in matrice sabbioso-limosa con velocità da 700 a 1000 m/s;
- Orizzonte "C": substrato roccioso, fortemente alterato, contraddistinto da velocità comprese tra 1000 e 1500 m/s;
- Orizzonte "D": costituito dal substrato roccioso debolmente alterato, contraddistinto da velocità comprese tra 1500-2000 m/s;
- Orizzonte "E": costituito da substrato sano e compatto con velocità > 2000 m/s.

<i>Variabilità spessore (m)</i>		
<i>Orizzonte sismostratigrafico</i>	<i>Stesa SS1</i>	<i>Stesa SS2</i>
<i>Orizzonte A</i>	<i>p.c. - 1,5</i>	<i>p.c. - 0,6</i>
<i>Orizzonte B</i>	<i>1,0 - 2,0</i>	<i>0,2 - 1,0</i>
<i>Orizzonte C</i>	<i>1,0 - > 2,0</i>	<i>0,8 - > 2,0</i>
<i>Orizzonte D</i>	<i>2,5 - > 4,0</i>	<i>0,8 - > 2,0</i>
<i>Orizzonte E</i>	<i>0,5 - > 4,0</i>	<i>1,4 - > 2,0</i>

In entrambe le prospezioni si erano evidenziati contatti laterali fra strati a diversa velocità sismica, ipotizzando talora la presenza di una faglia (SS1).

Prospezioni sismiche settembre 2015

Le stese erano state effettuate a monte del varco doganale nella zona oggetto di sistemazione a seguito di fenomeni franosi avvenuti nel 2009 (SS1 e SS2), lungo la strada di accesso al porto di Vado Ligure lungo la corsia di uscita lato monte e sul bordo stradale appena oltre l'uscita dal varco. La lunghezza di ciascuna stesa è stata di 50 m con distanza intergeofonica di 3,50 m.

Erano stati individuati sostanzialmente tre orizzonti sismostratigrafici, come descritto nel seguito:

- Orizzonte "0": sottofondo stradale con velocità sismiche comprese fra 600-800 m/s;
- Orizzonte "1": cappellaccio di alterazione o substrato roccioso, fortemente fratturato e alterato, contraddistinto da velocità comprese tra 900 e 1200 m/s;
- Orizzonte "2": costituito dal substrato roccioso debolmente alterato, contraddistinto da velocità comprese tra 1600-1900 m/s;
- Orizzonte "3": costituito da substrato sano e compatto con velocità > 2000 m/s.

Le stese realizzate lungo il versante avevano permesso di evidenziare come lo stesso, pur soggetto a operazioni di scavo resesi opportune per alleggerirlo a seguito del fenomeno franoso a cui si è accennato in precedenza, sia costituito in superficie, e per almeno 6,00 m circa di profondità, dal livello 1, caratterizzato da velocità piuttosto basse, comprese fra 900 e 1200 m/s.

I risultati delle stese sono, anche in questo caso, sintetizzati nella tabella seguente.

<i>Variabilità spessore (m)</i>				
<i>Orizzonte sismostratigrafico</i>	<i>Stesa SS1</i>	<i>Stesa SS2</i>	<i>Stesa SS3(*)</i>	<i>Stesa SS4</i>
<i>Orizzonte 1</i>	–	–	<i>p.c. – 1,5</i>	–
<i>Orizzonte 2</i>	<i>p.c. – 10,0</i>	<i>p.c. – 12,0</i>	<i>2,5 – 8,5</i>	<i>p.c. – 4,5</i>
<i>Orizzonte 3</i>	<i>6,0 – 14,0</i>	<i>p.c. – > 15,0</i>	<i>3,0 – 9,5</i>	<i>2,5 – 10,0</i>
<i>Orizzonte 4</i>	<i>> 10,0</i>	<i>13,0 – > 15,0</i>	<i>7,0 – > 7,0</i>	<i>7,5 – > 7,5</i>

.....”

Allegato 3: Planimetrie sezioni e indagini geognostiche



Figura 8.3: Stralcio planimetrico dell'area di studio. (Scala 1:1000)

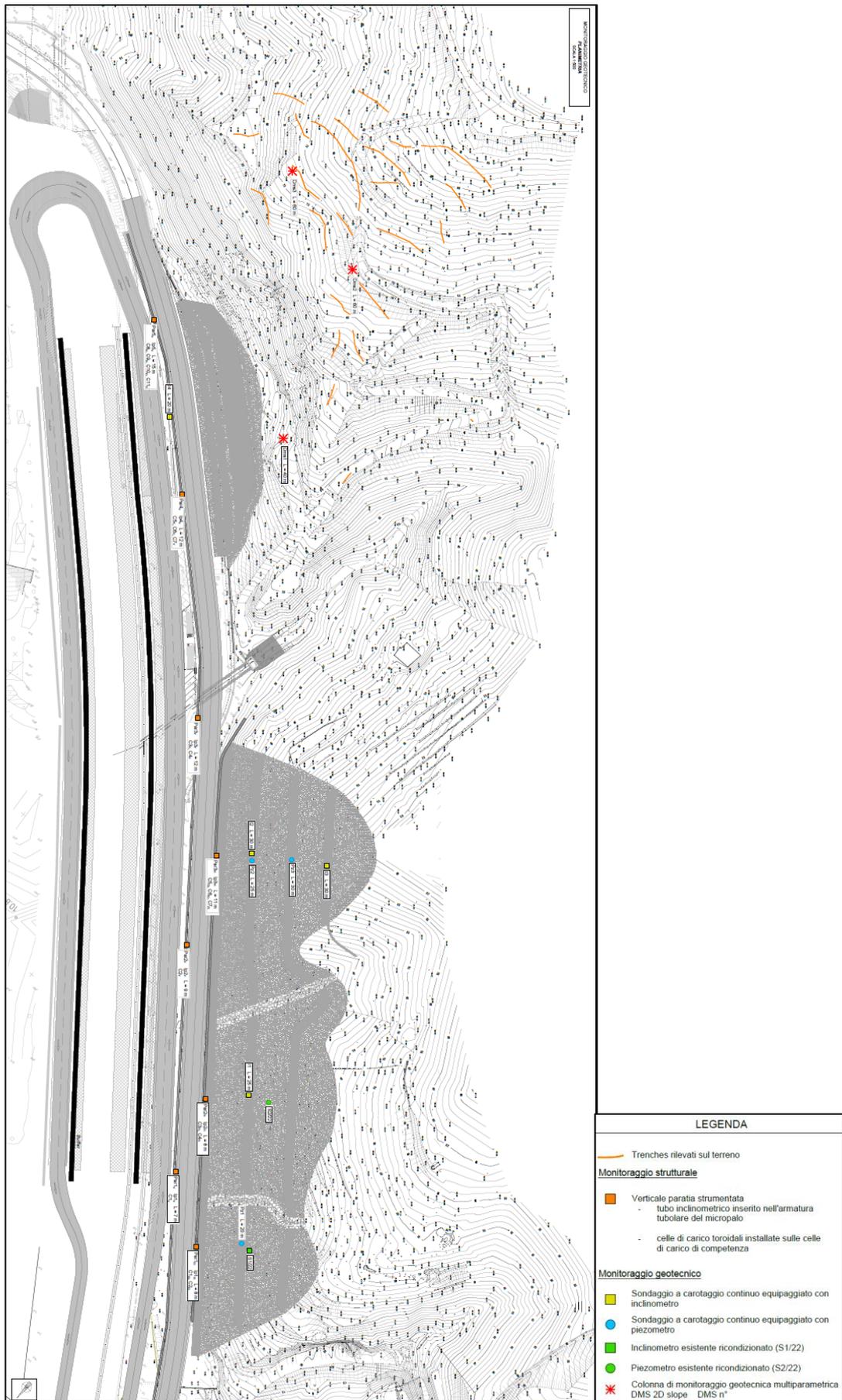


Figura 8.4: Planimetria monitoraggio geotecnico. (Scala 1:500)

Allegato 4: Verifiche di sicurezza chiodatura terreno e tiranti attivi

In questo allegato vengono riportate le verifiche di sicurezza realizzate per la chiodatura del terreno e i tiranti attivi, questo materiale deve essere considerato come complemento di quanto precedentemente descritto nel paragrafo 4.3.1 e 4.3.2.

Chiodatura terreno

Resistenza strutturale barre di armatura

“

Per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza, l'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

N_{Ed} : azione sollecitante massima di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza di progetto a trazione dell'ancoraggio.

Con riferimento alle caratteristiche degli elementi di ancoraggio previsti in progetto si avrà: resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 456 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Per il caso in esame, ai soli fini delle verifiche, si considerano cautelativamente i seguenti coefficienti aggiuntivi:

- *un fattore riduttivo della resistenza di progetto, funzione delle incertezze di modello, pari a 1,5;*
- *un rapporto di riduzione dell'area di acciaio per effetti di corrosione a lungo termine pari a 1,40, in funzione della barra prevista.*

*Sotto tali ipotesi la resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta per tanto pari a $456 / (1,5 * 1,4) = 217,0 \text{ kN}$.*

Resistenza allo sfilamento delle chiodature

La resistenza a sfilamento dell'elemento di chiodatura è determinata con riferimento allo sfilamento dell'armatura dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante ed allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno; per il caso in esame, è ragionevole ipotizzare che risulti più gravosa la seconda condizione.

In accordo a quanto previsto dal § 6.6.2 – NTC-18, la resistenza di progetto nei confronti dello sfilamento degli ancoraggi (R_{ad}) viene determinata applicando alla resistenza caratteristica (R_{ak}) i coefficienti parziali γ_R previsti per l'approccio progettuale seguito.

Nel caso in esame la resistenza allo sfilamento R_{ak} viene ricavata dall'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione (funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione).

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} viene determinato come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze di calcolo R_{ac} .

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso specifico, in ragione del numero dei profili di indagine utili si assumono i seguenti valori dei coefficienti di correlazione:

$$\xi_{a3} = 1,80$$

$$\xi_{a4} = 1,80$$

Considerando un diametro reso dell'ancoraggio non inferiore a 80 mm, la resistenza caratteristica delle chiodature per unità di lunghezza è valutabile in:

$$R_{a,k}/L_c = 25,1 \text{ kN/m}$$

Adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo) si determina una resistenza allo sfilamento di progetto pari a:

$$R_{a,d}/L_c = 20,9 \text{ kN/m}$$

Sarà comunque indispensabile, in fase di realizzazione degli scavi, verificare le assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate al fine di eventualmente rivalutare le resistenze di progetto sopra determinate; in tal senso al fine dell'ottimizzazione delle lunghezze di ancoraggio l'anzidetto parametro dovrà essere rivalutato attraverso la realizzazione di idonei ancoraggi di prova.

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Ancoraggi attivi:

Resistenza strutturale trefoli di armatura

Analogamente a quanto già esplicitato per gli elementi di chiodatura, per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza, l'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

N_{Ed} : azione sollecitante massima di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza di progetto a trazione dell'ancoraggio

In corrispondenza dei settori interessati dagli scavi di riprofilatura del versante, oggetto delle analisi riportate nel seguito, il progetto prevede per la realizzazione dei tiranti l'impiego di 3 trefoli; la resistenza di progetto a trazione risulta per tanto:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 605 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Resistenza allo sfilamento degli ancoraggi

Analogamente a quanto illustrato per gli elementi di chiodatura, la resistenza a sfilamento dei tiranti è determinata in riferimento allo sfilamento dell'armatura dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante ed allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno; per il caso in esame, è ragionevole ipotizzare che risulti più gravosa la seconda condizione.

Facendo ancora una volta riferimento all'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

considerando un diametro reso del bulbo di ancoraggio pari a 150 mm si determina una resistenza caratteristica per unità di lunghezza pari a:

$$R_{a,k} / L_c = 47,1 \text{ kN/m}$$

ed adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo), una resistenza allo sfilamento di progetto pari a:

$$R_{a,d}/L_c = 39,3 \text{ kN/m}$$

La lunghezza di calcolo del bulbo di ancoraggio, per il settore in esame, è adottata pari a 10m; per tanto risulta una resistenza a sfilamento di progetto dei tiranti pari a: $R_{a,d} = 393 \text{ kN/m}$.

È per altro evidente che, l'entità effettiva della resistenza allo sfilamento disponibile ($R_{a,d}$) è determinata dalla sola porzione del bulbo di fondazione collocato in zona resistente, ovvero, con riferimento alla stabilità generale della scarpata, oltre la superficie di scorrimento considerata.

In accordo a quanto esplicitato in merito alle chiodature, si ritiene indispensabile verificare, in fase di realizzazione degli scavi, le assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate al fine di eventualmente rivalutare le resistenze di progetto sopra determinate finalizzata all'ottimizzazione delle lunghezze di ancoraggio. Al riguardo si evidenzia che, nel caso di realizzazione di ancoraggi di prova è indispensabile che il bulbo di ancoraggio di questi ultimi si collochi nell'ambito dei litotipi effettivamente interessati dai tiranti in progetto, possibilmente alle medesime profondità previste per queste ultimi.

.....”

Allegato 5: Verifiche di sicurezza chiodatura terreno e tiranti attivi

In questo allegato vengono riportate le verifiche di sicurezza realizzate per la chiodatura del terreno e i tiranti attivi, questo materiale deve essere considerato come complemento di quanto precedentemente descritto nel paragrafo 4.8.1, 4.8.2 e 4.8.3.

Chiodature passive in barre in acciaio auto perforanti

Resistenza strutturale barre di armatura

“

Per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza, l'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

N_{Ed} : azione sollecitante massima di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza di progetto a trazione dell'ancoraggio

Con riferimento alle caratteristiche degli elementi di ancoraggio previsti in progetto si avrà: resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yk} / \gamma_{mo} = 320 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Per il caso in esame, ai soli fini delle verifiche, si considerano cautelativamente i seguenti coefficienti aggiuntivi:

- *un fattore riduttivo della resistenza di progetto, funzione delle incertezze di modello, pari a 1,5;*
- *un rapporto di riduzione dell'area di acciaio per effetti di corrosione a lungo termine pari a 1,40, in funzione della barra prevista.*

Sotto tali ipotesi la resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta essere pari a

$$320 / (1,5 * 1,4) = 152,0 \text{ kN}.$$

Resistenza allo sfilamento delle chiodature

La resistenza a sfilamento dell'elemento di chiodatura è determinata con riferimento allo sfilamento dell'armatura dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante ed allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno; per il caso in esame, è ragionevole ipotizzare che risulti più gravosa la seconda condizione.

In accordo a quanto previsto dal § 6.6.2 – NTC-18, la resistenza di progetto nei confronti dello sfilamento degli ancoraggi (R_{ad}) viene determinata applicando alla resistenza caratteristica (R_{ak}) i coefficienti parziali γ_R previsti per l'approccio progettuale seguito.

Nel caso in esame la resistenza allo sfilamento R_{ak} viene ricavata dall'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione (funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione).

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} viene determinato come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze di calcolo R_{ac} .

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso specifico, in ragione del numero dei profili di indagine utili si assumono i seguenti valori dei coefficienti di correlazione:

$$\xi_{a3} = 1,80$$

$$\xi_{a4} = 1,80$$

Considerando un diametro reso dell'ancoraggio non inferiore a 80 mm, la resistenza caratteristica delle chiodature per unità di lunghezza è valutabile in:

$$R_{a,k} / L_c = 25,1 \text{ kN/m}$$

Adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo) si determina una resistenza allo sfilamento di progetto pari a:

$$R_{a,d} / L_c = 20,9 \text{ kN/m}$$

Sarà comunque indispensabile, in fase di realizzazione delle chiodature, verificare le assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate al fine di eventualmente rivalutare le resistenze di progetto sopra determinate.

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Chiodature passive in barre in acciaio Y950/1050 tipo “Dywidag”

Resistenza strutturale barre di armatura

Per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza, l'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

N_{Ed} : azione sollecitante massima di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza di progetto a trazione dell'ancoraggio

Con riferimento alle caratteristiche degli elementi di ancoraggio previsti in progetto si avrà:
resistenza di progetto a trazione ancoraggio:

$$N_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{mo} = 456 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Per il caso in esame, ai soli fini delle verifiche, si considerano cautelativamente i seguenti coefficienti aggiuntivi:

- un fattore riduttivo della resistenza di progetto, funzione delle incertezze di modello, pari a 1,5;
- un rapporto di riduzione dell'area di acciaio per effetti di corrosione a lungo termine pari a 1,40, in funzione della barra prevista.

Sotto tali ipotesi la resistenza massima a trazione adottata nelle verifiche risulta per tanto pari a $320 / (1,5 \cdot 1,4) = 217,0 \text{ kN}$

Resistenza allo sfilamento delle chiodature

La resistenza a sfilamento dell'elemento di chiodatura è determinata con riferimento allo sfilamento dell'armatura dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante ed allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno; per il caso in esame, è ragionevole ipotizzare che risulti più gravosa la seconda condizione.

In accordo a quanto previsto dal § 6.6.2 – NTC-18, la resistenza di progetto nei confronti dello sfilamento degli ancoraggi (R_{ad}) viene determinata applicando alla resistenza caratteristica (R_{ak}) i coefficienti parziali γ_R previsti per l'approccio progettuale seguito.

Nel caso in esame la resistenza allo sfilamento R_{ak} viene ricavata dall'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione (funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione).

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} viene determinato come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze di calcolo R_{ac} .

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso specifico, in ragione del numero dei profili di indagine utili si assumono i seguenti valori dei coefficienti di correlazione:

$$\xi_{a3} = 1,80$$

$$\xi_{a4} = 1,80$$

Considerando un diametro reso dell'ancoraggio non inferiore a 80 mm, la resistenza caratteristica delle chiodature per unità di lunghezza è valutabile in:

$$R_{a,k}/L_c = 25,1 \text{ kN/m}$$

Adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo) si determina una resistenza allo sfilamento di progetto pari a:

$$R_{a,d}/L_c = 20,9 \text{ kN/m.}$$

Sarà comunque indispensabile, in fase di realizzazione delle chiodature, verificare le assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate al fine di eventualmente rivalutare le resistenze di progetto sopra determinate.

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Estratto NTC-08, § 6.6.2 – Tabella 6.6.III.

Ancoraggi attivi:

Resistenza strutturale trefoli di armatura

Analogamente a quanto già esplicitato per gli elementi di chiodatura, per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza, l'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

N_{Ed} : azione sollecitante massima di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza di progetto a trazione dell'ancoraggio

In corrispondenza dei settori interessati dagli scavi di riprofilatura del versante, oggetto delle analisi riportate nel seguito, il progetto prevede per la realizzazione dei tiranti l'impiego di 3 trefoli; la resistenza di progetto a trazione risulta per tanto:

$$N_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{mo} = 605 \text{ kN}$$

avendo assunto:

γ_{mo} : coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,15.

Resistenza allo sfilamento degli ancoraggi

Analogamente a quanto illustrato per gli elementi di chiodatura, la resistenza a sfilamento dei tiranti è determinata in riferimento allo sfilamento dell'armatura dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante ed allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dal terreno; per il caso in esame, è ragionevole ipotizzare che risulti più gravosa la seconda condizione.

Facendo ancora una volta riferimento all'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

considerando un diametro reso del bulbo di ancoraggio pari a 170 mm, riferito ad una perforazione con diametro 140 -160 mm ed un coefficiente di espansione compreso tra 1,1÷1,2, si determina una resistenza caratteristica per unità di lunghezza pari a:

$$R_{a,k} / L_c = 53,4 \text{ kN/m}$$

ed adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo), una resistenza allo sfilamento di progetto pari a:

$$R_{a,d}/L_c = 44,5 \text{ kN/m.}$$

La lunghezza di calcolo del bulbo di ancoraggio, per il settore in esame, è adottata pari a 8m; per tanto risulta una resistenza a sfilamento di progetto dei tiranti pari a: $R_{a,d} = 356 \text{ kN/m}$.

In accordo a quanto esplicitato in merito alle chiodature, si ritiene indispensabile verificare, in fase di realizzazione degli scavi, le assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate al fine di eventualmente rivalutare le resistenze di progetto sopra determinate finalizzata all'ottimizzazione delle lunghezze di ancoraggio.

.....”

Allegato 6: Compendio fotografico

In questo paragrafo verranno riportate a scopo integrativo alcune fotografie dell'area di cantiere.



Figura 8.5: Canale raccolta acque ruscellanti e collettore per le canalette poste ai piedi delle scarpate.



Figura 8.6: Vista laterale del franamento.



Figura 8.7: Tubi inclinometrici.



Figura 8.8: Micropali utilizzati per la realizzazione delle paratie.



Figura 8.9: Micropali infissi nel terreno, costituiranno la seconda paratia.

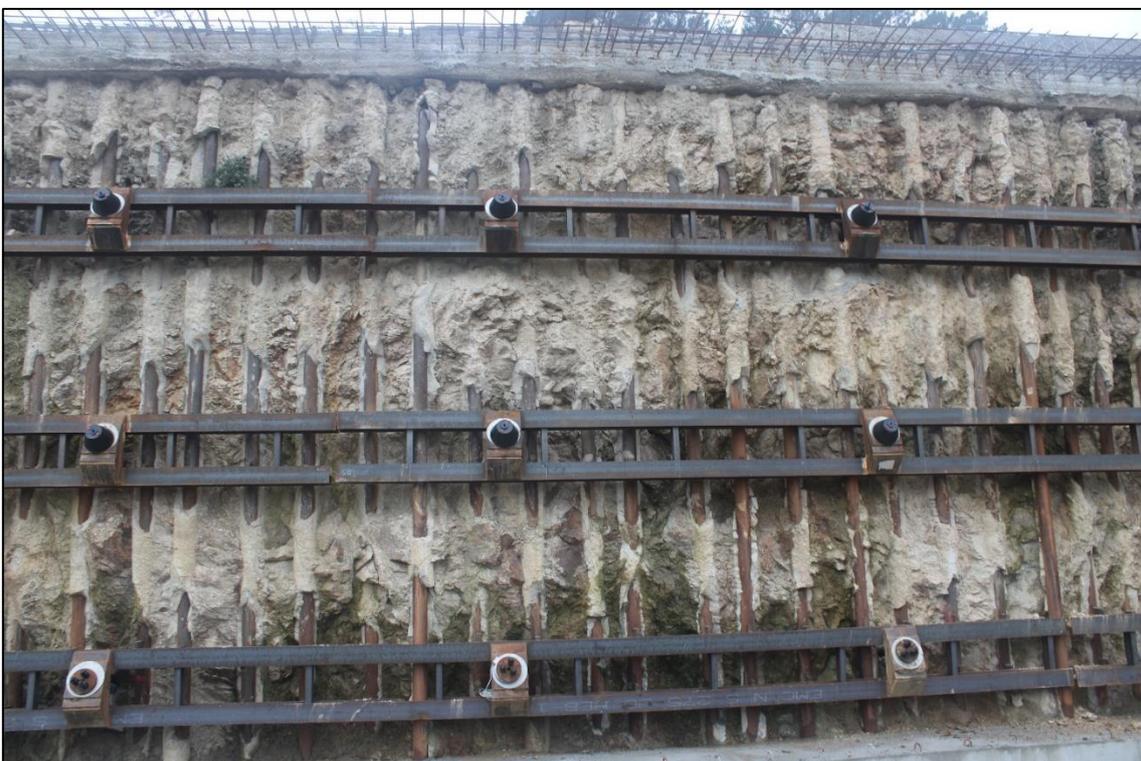


Figura 8.10: Paratia di monte, ben visibile la paratia di micropali.