POLITECNICO DI TORINO

Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Simulazione numerica di una struttura di sostegno: analisi dei dati di monitoraggio e modellazione previsionale

Relatore:

Prof.ssa Monica Barbero

Tutor aziendale:

Ing. Alessia Vecchietti

Studente:

Gianluca Migliorini s291472

Anno Accademico 2025/2026

Sommario

1 Introduzione 1
2 Il Monitoraggio Geotecnico delle Frane 3
2.1 Monitoraggio con finalità conoscitiva 3
2.1.1 Utilizzo del monitoraggio conoscitivo per la scelta, dimensionamento e verifica dell'efficacia delle opere di mitigazione 5
2.2 Monitoraggio con finalità di allertamento 8
2.2.1 Il criterio di ridondanza 10
2.2.2 Reperibilità 11
2.2.3 Soglie e scenari 12
2.3 Monitoraggio e Modellazione dei dissesti 13
3 Strumentazione per il Monitoraggio Geotecnico 18
3.1 Monitoraggio in profondità 18
3.1.1 Inclinometro 18
3.1.2 Estensimetro multibase 19
3.1.3 Piezometro 20
3.1.4 Indagini geofisiche 22
3.2 Monitoraggio in superficie 23
3.2.1 Estensimetro a filo 23
3.2.2 Clinometri 23
3.2.3 Misure topografiche tradizionali 24
3.2.4 Monitoraggio GNSS 24
3.2.5 Misure Lidar 25
3.2.6 Misure interferometriche da satellite 26
3.2.7 Celle di carico 27
4 Caso di Studio 28
4.1 Introduzione 28
4.2 Assetto geologico e geomorfologico del versante 29
4.3 Inquadramento idrogeologico 34
4.4 Analisi della pericolosità idrogeologica 35
4.5 Sismicità dell'area 40
4.5.1 Classificazione sismica e pericolosità sismica di base 40
4.5.2 Sorgenti sismogenetiche 40
4.5.3 Magnitudo di riferimento 42
4.5.4 Azione sismica di riferimento *secondo le NTC2018* 44
4.6 Caratteristiche del muro di controripa 45
4.6.1 Epoca 1960 - 2000 45
4.6.2 Epoca 2000 - 2011 46

4.6.3 Epoca 2020 – in corso....46
4.6.4 Cronologia degli eventi....47
4.7 Aspetti critici....50
5 Analisi dei dati del monitoraggio pregresso....51
5.1 Monitoraggio inclinometrico....53
5.2 Interferometria InSAR....67
5.3 Monitoraggio piezometrico....70
5.4 Estensimetri....73
5.5 Celle di carico....73
5.6 Considerazioni....74
6 Sistema di monitoraggio real-time....75
6.1 Sistema topografico....75
6.2 Sistema clinometrico....78
6.3 Piattaforma di monitoraggio web-GIS....80
6.4 Andamento delle misure al 31/01/2025....81
6.5 Sintesi e conclusioni....82
7 Analisi di Stabilità....83
7.1 Modello geotecnico....83
7.1.1 Parametri geomeccanici rappresentativi delle unità geotecniche....87
7.2 Analisi all'Equilibrio Limite (Back-Analisys)....87
7.2.1 Metodo di Fellenius (1936)....89
7.2.2 Metodo di Bishop (1955)....89
7.2.3 Metodo di Janbu (1955)....90
7.2.4 Metodo di Spencer (1967)....91
7.2.5 Metodo di Morgenstern - Price (1965)....92
7.3 Risultati delle analisi all'equilibrio limite....94
7.3.1 Back-analysis e ricerca delle superfici critiche....96
7.3.2 Back-analysis sulle superfici imposte....105
7.3.3 Commenti ai risultati....111
7.4 Analisi numeriche FEM....112
7.4.1 Principi della modellazione numerica....112
7.4.2 Modello di calcolo implementato....115
7.4.3 Risultati della simulazione FEM....117
8 Proposta di intervento....122
8.1 Modellazione numerica....122
8.2 Verifica degli ancoraggi....130
8.2.1 Caratteristiche del muro e tiri di calcolo....130
8.2.2 Metodologia di calcolo e verifica dei tiranti....130

9 Conclusioni....135
10 Bibliografia....137
11 Indice delle figure....139
12 Indice delle tabelle....144
13 Appendice....145

1 Introduzione

Il presente lavoro di tesi analizza il tema del monitoraggio geotecnico dei fenomeni franosi, ponendo in evidenza il ruolo strategico che esso riveste nella gestione del rischio e nella salvaguardia di infrastrutture, insediamenti e popolazione.

Il lavoro prende spunto da un caso di studio connesso all'esperienza aziendale e che riguarda la gestione di un sistema di allertamento geotecnico real-time posto a protezione di un'infrastruttura ferroviaria.

Obiettivo della tesi è fornire un contributo scientifico e applicativo al tema del monitoraggio geotecnico, delineando un percorso che va dall'analisi teorica alla sperimentazione sul campo, dall'interpretazione dei dati alla progettazione di soluzioni ingegneristiche.

La trattazione è articolata in diversi capitoli, ciascuno dedicato a un aspetto specifico del problema, con l'obiettivo di fornire un quadro tecnico-scientifico aggiornato e applicabile alla gestione del rischio idrogeologico.

Nel dettaglio, il **Capitolo 2** introduce il contesto generale, sottolineando l'importanza del monitoraggio geotecnico nella comprensione dei fenomeni franosi e nella definizione di strategie di mitigazione. Viene delineato il quadro di riferimento in cui si inserisce il lavoro, con particolare attenzione alle esigenze conoscitive e operative che guidano la progettazione di reti di monitoraggio. Vengono analizzate in dettaglio le finalità e le modalità di realizzazione di sistemi di monitoraggio delle frane, distinguendo tra approcci a scopo conoscitivo ed esperienze di allertamento in tempo reale. Viene sottolineato il ruolo della ridondanza strumentale, della continuità di acquisizione dei dati e della definizione di soglie di allerta affidabili. Particolare rilievo è attribuito al rapporto tra monitoraggio e modellazione numerica, in un'ottica di progressivo affinamento delle capacità previsionali.

Il **Capitolo 3** è dedicato ai sensori e agli strumenti utilizzati per il monitoraggio geotecnico. La trattazione copre sia i sistemi di misura in profondità (inclinometri, piezometri, estensimetri, indagini geofisiche) sia quelli superficiali (estensimetri a filo, clinometri, rilievi topografici e GNSS, tecniche LiDAR, radar interferometrici). Per ciascuna tecnologia vengono descritti principi di funzionamento, parametri monitorati e principali ambiti di applicazione.

Il **Capitolo 4** presenta il caso di studio. La descrizione riguarda un versante in frana caratterizzato da complessità geomorfologica e da una lunga storia di dissesti, che lo rendono particolarmente idoneo per l'installazione e la sperimentazione di una rete di monitoraggio integrata.

Il **Capitolo 5** offre un'analisi dei dati provenienti dal monitoraggio pregresso. Vengono illustrate le diverse campagne di misura condotte nel tempo, i dati raccolti attraverso inclinometri, estensimetri e piezometri, e la loro interpretazione in termini di cinetica del movimento franoso. Si analizza la correlazione tra le misure e le condizioni idro-meteorologiche. Questa sezione rappresenta la base conoscitiva su cui si innestano le fasi successive del lavoro.

Il **Capitolo 6** descrive il sistema di monitoraggio in tempo reale progettato e realizzato sul sito. Vengono discusse l'architettura della rete, le modalità di acquisizione e trasmissione dei dati, le caratteristiche della sensoristica impiegata e le logiche di gestione dei dati stessi. L'attenzione è posta sulla funzionalità operativa del sistema e sulla sua capacità di supportare procedure di allertamento rapido.

Il **Capitolo 7** è dedicato all'analisi di stabilità del versante monitorato. Attraverso modelli numerici e simulazioni parametriche, vengono valutati i fattori di sicurezza e le condizioni di stabilità per diversi scenari. L'integrazione tra i dati osservativi e la modellazione permette di validare le ipotesi di comportamento del pendio e di calibrare eventuali misure di mitigazione.

Il **Capitolo 8** propone un intervento di consolidamento, volto a migliorare le condizioni di stabilità del muro di sostegno e del versante. L'intervento prevede la realizzazione di nuovi tiranti e altre opere accessorie,

valutate sia in termini di efficacia tecnica sia di compatibilità con le condizioni di contorno che hanno determinato il dissesto.

Il **Capitolo 9**, infine, raccoglie le conclusioni del lavoro, riassumendo i principali risultati ottenuti e sottolineando il valore aggiunto derivante dall'integrazione tra monitoraggio, modellazione e progettazione di interventi. Viene ribadita l'importanza di approcci multidisciplinari e tecnologicamente avanzati per la gestione del rischio da frana.

2 Il Monitoraggio Geotecnico delle Frane

I fenomeni franosi costituiscono una criticità geologica ampiamente diffusa sul territorio nazionale, generando annualmente impatti rilevanti sulla popolazione, sugli insediamenti urbani, sulle infrastrutture lineari (strade, ferrovie, acquedotti) e sull'apparato economico-produttivo. Con oltre 620.000 fenomeni censiti nell'ambito dell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI), l'Italia detiene il primato europeo per numero di frane [1].

Il monitoraggio in situ rappresenta uno strumento tecnico imprescindibile per l'acquisizione di dati finalizzati alla caratterizzazione dinamica dei movimenti franosi, all'analisi dei trend deformativi in atto, alla progettazione e verifica delle opere di stabilizzazione, nonché alla pianificazione territoriale e alla gestione del rischio residuo. Esso costituisce una misura di mitigazione non strutturale, integrativa rispetto agli interventi ingegneristici, ed è funzionale all'implementazione di sistemi di allerta precoce per la salvaguardia della pubblica incolumità.

I sistemi di monitoraggio assumono un ruolo centrale nella gestione del rischio da frana, in particolare per quanto concerne le interazioni con infrastrutture critiche e opere civili. A fronte di un sistema consolidato di monitoraggio meteo-idrologico, che garantisce una copertura spaziale e temporale significativa, il monitoraggio dei dissesti gravitativi superficiali e profondi è un ambito in evoluzione, che ha visto negli ultimi anni un incremento sostanziale delle reti attive. Attualmente, oltre 500 siti franosi sono oggetto di monitoraggio strumentale da parte delle Agenzie Regionali per la Protezione dell'Ambiente (ARPA) e delle strutture tecniche di Regioni e Province Autonome.

Le reti di monitoraggio possono essere progettate con finalità conoscitive, ovvero per acquisire informazioni sul comportamento e sull'evoluzione del fenomeno nel tempo, e/o con finalità di allertamento, per rilevare in tempo reale di variazioni significative nei parametri di deformazione, al fine di attivare tempestivamente le procedure operative previste nei piani di emergenza.

2.1 Monitoraggio con finalità conoscitiva

Il monitoraggio a finalità conoscitiva è tipicamente avviato su fenomeni franosi classificabili come attivi in modo persistente, la cui evoluzione interferisce in maniera significativa e continuativa con insediamenti umani, infrastrutture e attività antropiche.

Tali fenomeni, definiti "frane permanenti", sono caratterizzati da dinamiche deformative che si sviluppano nel tempo attraverso fasi alterne di attività e quiescenza, con cinematismi lenti che possono coinvolgere l'intero corpo di frana o porzioni di esso. La loro instabilità residua permane nel tempo, con la possibilità di riattivazioni parziali o totali, spesso innescate da molteplici fattori predisponenti e scatenanti ancora presenti. In tali contesti, le soluzioni strutturali di stabilizzazione possono risultare tecnicamente complesse e/o economicamente non sostenibili, rendendo particolarmente utile l'adozione di reti di monitoraggio a supporto della gestione del rischio.

In presenza di movimenti lenti e prolungati, le attività di monitoraggio possono protrarsi anche per periodi pluriennali. Il monitoraggio a scopo conoscitivo rappresenta un elemento chiave per la caratterizzazione del fenomeno franoso, consentendo l'analisi della sua geometria, dei volumi coinvolti, dei meccanismi di movimento, della pericolosità intrinseca e del suo potenziale evolutivo.

Le principali finalità del monitoraggio conoscitivo possono essere così sintetizzate:

- determinazione dei parametri geometrici e cinematici rilevanti per la definizione di modelli concettuali rappresentativi del comportamento del dissesto;
- analisi dello stato di attività e dell'evoluzione del fenomeno, nonché delle cause predisponenti e dei fattori di innesco, al fine di una corretta valutazione e gestione del rischio;

- supporto tecnico alla progettazione e al dimensionamento di opere di stabilizzazione, verifica delle ipotesi progettuali e monitoraggio dell'efficacia degli interventi eseguiti;
- integrazione nei processi di pianificazione territoriale e redazione di strumenti urbanistici e piani di protezione civile;
- supporto alla progettazione di sistemi di monitoraggio per finalità di early warning;
- aggiornamento e arricchimento degli inventari di frane gestiti dalle amministrazioni pubbliche mediante la creazione di serie storiche di dati;
- promozione della ricerca scientifica e dello sviluppo tecnologico nel campo della geotecnica applicata ai dissesti.

L'attività di monitoraggio è realizzata mediante l'impiego di strumentazione idonea, scelta e configurata in funzione delle caratteristiche note del fenomeno in esame. Ciascun sistema di misura presenta specifici ambiti applicativi e limitazioni, e l'integrazione di tecniche diverse consente di ottenere un controllo più robusto e affidabile.

Tra gli aspetti tecnici caratterizzanti il monitoraggio a scopo conoscitivo si evidenziano:

- la necessità di individuare un ente gestore della rete, responsabile per l'esecuzione delle misure, la validazione dei dati, la loro analisi e l'eventuale manutenzione del sistema;
- la variabilità dei tempi di acquisizione, elaborazione, validazione e trasmissione dei dati, che dipendono dalla configurazione della rete e dagli obiettivi specifici del monitoraggio, e che non sono necessariamente compatibili con esigenze di tempestività;
- l'impiego di strumentazioni puntuali e/o distribuite, sia in profondità che in superficie, con sistemi di lettura manuale, automatizzata o con trasmissione dati da remoto;
- la possibilità che la rete strumentale non rappresenti l'intero corpo di frana, ma solo una porzione significativa dello stesso, coerentemente con le finalità progettuali e con le conoscenze progressivamente acquisite;
- la durata e la frequenza delle campagne di misura devono essere adeguate alla cinematica del dissesto, con l'obiettivo di costruire serie storiche sufficientemente rappresentative.

Considerate queste specificità, il monitoraggio conoscitivo risulta particolarmente adatto per fenomeni franosi a evoluzione lenta. In particolare, si fa riferimento alle classi di velocità comprese tra "lenta" e "estremamente lenta", secondo la classificazione IUGS/WGL (Tabella 2.1) [2].

Nel caso di frane caratterizzate da inneschi rapidi, comportamento impulsivo, assenza di segnali premonitori e velocità elevate (anche superiori a 1 m/s), le reti di monitoraggio conoscitivo possono essere progettate con l'obiettivo di monitorare i parametri predisponenti, piuttosto che rilevare direttamente il movimento.

I parametri misurabili nell'ambito del monitoraggio conoscitivo, selezionati in funzione delle finalità specifiche, appartengono principalmente alle seguenti categorie:

- parametri cinematici: entità e direzione degli spostamenti (superficiali e profondi), variazioni geometriche del corpo di frana, controllo di discontinuità o blocchi instabili in roccia (mediante tecniche geotecniche e topografiche);
- idrologia e idrogeologia: comportamento e dinamica delle acque superficiali e sotterranee, variazioni dei livelli piezometrici, pressioni interstiziali (positive e negative), portate, conducibilità, temperatura e composizione chimica delle acque;
- parametri meteorologici: precipitazioni, temperatura e altri indicatori climatici locali;
- geotecnica applicata: monitoraggio strutturale di opere civili (controlli statici e dinamici su manufatti e infrastrutture per rilevare degrado, carichi, vibrazioni);
- altri parametri ambientali: contenuto idrico del suolo, temperatura della roccia e del sottosuolo (per valutazioni su condizioni di permafrost), stati tensionali in masse instabili e/o in corrispondenza di opere di stabilizzazione.

Tabella 2.1 Scala delle velocità e dei danni prodotti dalle frane, Classificazione della IUGS/WGL (1995) [2]

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Scala delle velocità	
1	ESTREM. LENTO	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni.	16 mm/anno	$5 \cdot 10^{-10}$ m/s
2	MOLTO LENTO	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	1.6 m/anno	$5 \cdot 10^{-8}$ m/s
3	LENTO	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se lo spostamento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	13 m/mese	$5 \cdot 10^{-6}$ m/s
4	MODERATO	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute	1.8 m/h	$5 \cdot 10^{-4}$ m/s
5	RAPIDO	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	3 m/min	$5 \cdot 10^{-2}$ m/s
6	MOLTO RAPIDO	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.	5 m/s	5 m/s
7	ESTREM. RAPIDO	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.		

I dati acquisiti attraverso le reti di monitoraggio a finalità conoscitiva, sia considerati singolarmente che congiuntamente possono essere sottoposti ad analisi progressive e di dettaglio, mediante confronti temporali tra i valori rilevati nelle diverse campagne di misura. Il confronto sequenziale consente di individuare variazioni significative nei parametri osservati, evidenziando eventuali trend evolutivi del fenomeno franoso. Parallelamente, l'analisi incrociata tra variabili eterogenee (es. parametri geotecnici, idrogeologici e meteorologici) può permettere l'individuazione di correlazioni funzionali tra grandezze diverse. Tali correlazioni possono essere utilizzate per definire specifici **indicatori di processo**, rappresentativi dello stato evolutivo del dissesto. Gli indicatori così ottenuti possono essere successivamente impiegati come input in modelli previsionali e numerici, finalizzati a supportare le differenti applicazioni del monitoraggio conoscitivo, quali la valutazione del rischio residuo, l'ottimizzazione degli interventi di mitigazione e la gestione integrata del territorio.

2.1.1 Utilizzo del monitoraggio conoscitivo per la scelta, dimensionamento e verifica dell'efficacia delle opere di mitigazione

La progettazione, l'implementazione e la successiva gestione operativa di un sistema di monitoraggio possono assolvere, nel corso del tempo, a una pluralità di funzioni, tra cui il supporto alla selezione, al dimensionamento e alla verifica dell'efficacia degli interventi di mitigazione finalizzati alla stabilizzazione del dissesto.

Come schematizzato nel diagramma di flusso riportato in Figura 2.1, risulta essenziale l'impiego sistematico dei dati e dei parametri acquisiti nella fase di monitoraggio a fini conoscitivi, integrando tali informazioni con gli esiti di studi e indagini geognostiche. Questi dati costituiscono la base per una corretta classificazione del

fenomeno franoso (in termini di geometria, magnitudo, comportamento reologico e profondità del piano di scivolamento) nonché per la caratterizzazione del suo cinematismo, ad esempio, dinamica lenta o rapida.

Tali informazioni risultano determinanti per la progettazione tecnica e funzionale degli interventi di mitigazione, garantendone l'adeguatezza rispetto alla natura del dissesto e migliorandone l'efficacia nel medio-lungo periodo.

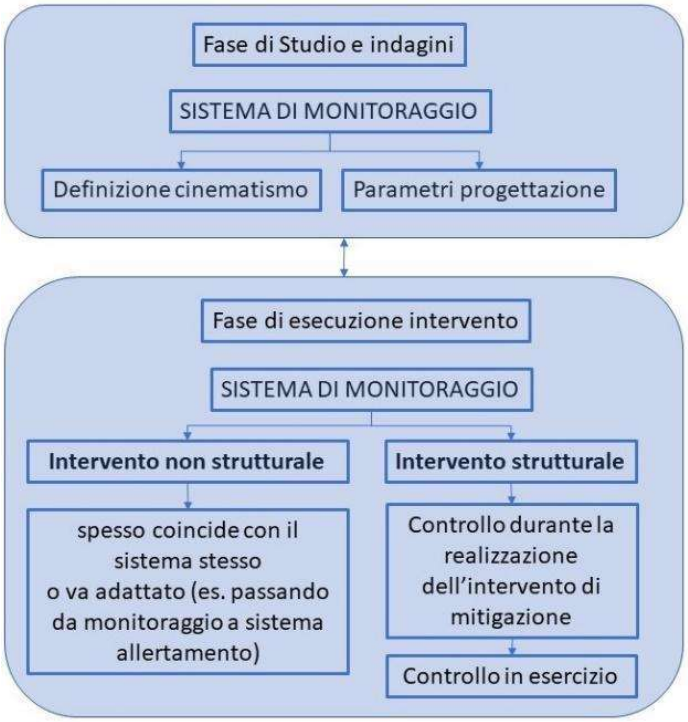


Figura 2.1 - Utilizzo del monitoraggio per la fase di studio e indagini e per la fase di esecuzione dell'intervento [2]

Una volta definita la tipologia di intervento sulla base delle caratteristiche geomorfologiche e cinematiche del dissesto, il **monitoraggio strumentale** assume un ruolo centrale nelle seguenti fasi operative:

- Dimensionamento e verifica progettuale delle opere di stabilizzazione, mediante l'impiego di modelli numerici calibrati sui dati acquisiti dal monitoraggio a finalità conoscitiva;
- Durante la fase esecutiva, validazione dei parametri di progetto, eventuale calibrazione delle ipotesi progettuali e supporto al controllo della sicurezza in cantiere;
- In fase di esercizio, verifica in continuo dell'efficacia degli interventi realizzati e confronto con i parametri assunti in sede progettuale.

Quest'ultima fase è finalizzata alla verifica della **funzionalità e durabilità** delle opere nel corso della loro vita utile, contribuendo alla corretta implementazione del **piano di manutenzione** (ordinaria e straordinaria) redatto in fase di progettazione esecutiva. Un efficace sistema di monitoraggio consente inoltre di incrementare la **sostenibilità tecnico-economica** degli interventi strutturali.

Il **monitoraggio del sistema opera-terreno**, che ha inizio già durante la realizzazione degli interventi, richiede generalmente un'**integrazione della rete conoscitiva preesistente** con l'installazione di **ulteriore strumentazione mirata** alla misura di grandezze fisiche critiche quali: spostamenti (superficiali e profondi), pressioni interstiziali, tensioni e forze agenti sulle strutture.

Lo scopo primario del monitoraggio è quello di verificare la **congruenza tra i comportamenti osservati e le ipotesi progettuali**, validando così la funzionalità dell'intervento e monitorandone la risposta nel tempo. Nei

casi in cui si adotti un **approccio osservazionale**, il sistema di monitoraggio assume un ruolo determinante nel confermare la validità della soluzione progettuale oppure nel guidare l'adozione di alternative previste in fase di progettazione.

La progettazione della rete di monitoraggio degli interventi deve essere coerente con la **strategia adottata per la mitigazione del rischio da frana**, riconducibile, in linea generale, alle seguenti macrocategorie [2]:

- **A) Interventi di prevenzione**

Finalizzati alla **riduzione della probabilità di innesco** del fenomeno franoso. Si distinguono in:

- A-i: interventi che agiscono sui fattori predisponenti o scatenanti (es. drenaggio, regolazione delle acque, modifiche della morfologia);
- A-ii: interventi che contrastano direttamente il movimento della massa instabile (es. terre armate, diaframmi, tiranti).

Il **monitoraggio in esercizio** è incentrato sul controllo degli **spostamenti post-operam**, che possono interessare il solo pendio oppure anche le opere di stabilizzazione. Per queste ultime, oltre al controllo dello stato deformativo, si monitora anche la risposta meccanica (sollecitazioni).

L'accettabilità degli spostamenti è funzione della vulnerabilità degli elementi esposti; per opere e infrastrutture si adottano **valori soglia** definiti in fase di progetto, specialmente nel caso di approcci basati sugli spostamenti. La manutenzione è correlata alla tipologia di intervento realizzato.

- **B) Interventi di protezione**

Destinati a **intercettare il movimento franoso lungo il suo percorso** (es. barriere paramassi, valli di contenimento, terre rinforzate).

Il monitoraggio riguarda principalmente la **risposta dell'opera all'evento di frana**, verificando in fase post-evento:

- la correttezza della modellazione del fenomeno (volumi, traiettorie, energia cinetica);
- la capacità dell'opera di assolvere alla sua funzione di protezione.

- **C) Interventi di riduzione della vulnerabilità**

Mirano alla **modifica della risposta strutturale** dell'elemento esposto, tramite:

- incremento della rigidezza (es. consolidamenti strutturali, rinforzi);
- riduzione della rigidezza (es. giunti, isolamento sismico) per rendere l'elemento più "resiliente".

Il monitoraggio verifica che l'intervento sia in grado di contenere il **livello di danno entro soglie accettabili**, in relazione a una determinata intensità del fenomeno franoso (es. spostamenti assoluti o differenziali, energia d'impatto).

- **D) Interventi di riduzione dell'esposizione**

Basati su **sistemi di allertamento** e **piani di emergenza**.

Il controllo in esercizio prevede la verifica dell'intera catena di allerta: sensori, trasmissione e validazione dei dati, soglie di attivazione, efficienza del sistema di generazione e trasmissione dell'allarme, nonché

l'**adeguatezza delle tempistiche di risposta** per la salvaguardia delle persone, sia in contesti puntuali che su area vasta.

- **Integrazione strumentale e approccio progressivo**

Considerando che il **monitoraggio si avvia già nella fase di caratterizzazione** del dissesto e si evolve progressivamente durante la progettazione, la realizzazione e l'esercizio dell'opera, è buona prassi procedere con un'**integrazione funzionale dei sistemi e delle tecnologie impiegate**, ottimizzando l'utilizzo della strumentazione già installata ed estendendola, ove opportuno, con soluzioni tecnologiche aggiornate.

In questo contesto, il **monitoraggio degli spostamenti** (superficiali e in profondità, pre e post operam) assume una rilevanza cruciale, poiché l'evoluzione del sistema "pendio" è influenzata da una pluralità di fattori interagenti che condizionano la dinamica di propagazione del fenomeno franoso. Il monitoraggio deve essere condotto nell'ottica della **non stazionarietà del dissesto**, riconoscendo la continua evoluzione delle condizioni al contorno e del bilancio delle forze agenti.

I dati acquisiti nella fase di esercizio, una volta validato il **modello geotecnico del fenomeno**, possono essere integrati nei **modelli di calcolo numerico** per verificare l'effettivo raggiungimento del **livello di mitigazione del rischio** previsto in sede progettuale, e per adottare eventuali azioni correttive.

Ad esempio, nel caso di interventi di tipo A-i, il monitoraggio è orientato alla verifica del raggiungimento e del mantenimento nel tempo dei parametri di stabilità assunti a progetto. Per interventi A-ii, si rende necessario monitorare anche **le deformazioni delle opere strutturali** (es. spostamenti in diaframmi) e le **sollecitazioni interne** (es. tensioni nei tiranti). Qualora il progetto si basi su **analisi avanzate (es.** modelli tenso-deformativi**)**, è necessario che il sistema di monitoraggio verifichi che le grandezze misurate rientrino nei **limiti di accettabilità** definiti in sede progettuale.

2.2 Monitoraggio con finalità di allertamento

Le **reti di monitoraggio a finalità di allertamento (early warning)** sono progettate per rilevare in tempo reale l'evoluzione dinamica di fenomeni franosi e rappresentano, per complessità e livello tecnologico, un'evoluzione avanzata rispetto ai sistemi di monitoraggio a prevalente scopo conoscitivo.

L'implementazione di tali reti implica una maggiore articolazione sotto il profilo della progettazione, realizzazione, calibrazione e soprattutto della **gestione operativa**, in quanto finalizzata alla **riduzione dell'esposizione al rischio**, mediante l'attivazione tempestiva di misure di protezione civile (evacuazioni, interdizioni, modifiche temporanee alla viabilità, ecc.).

Come evidenziato anche in letteratura di settore, il monitoraggio con finalità di allertamento può essere considerato la "fase matura" dei sistemi di controllo dei dissesti, richiedendo un **periodo preliminare di esercizio a scopo conoscitivo**, utile per:

- valutare la cinematica e i tassi di deformazione del dissesto;
- ottimizzare il posizionamento della strumentazione;
- identificare con adeguata precisione i parametri da monitorare e le soglie critiche associate.

Il **passaggio da una rete conoscitiva a una rete con finalità di early warning** può avvenire solo al verificarsi contemporaneo delle seguenti tre condizioni essenziali:

1. **Acquisizione continua dei dati** e loro trasmissione almeno in **near real time**, mediante sistemi automatici e ridondanti di comunicazione;

2. **Definizione di soglie di allertamento** specifiche per ciascun sensore o tipologia strumentale, basate su analisi sito-specifiche e modelli di riferimento;

3. **Presenza di un soggetto gestore formalmente individuato**, responsabile del controllo in tempo reale del sistema, della validazione dei dati, della gestione delle anomalie e della manutenzione ordinaria e straordinaria della rete.

L'assenza anche di uno solo di questi requisiti preclude la possibilità di qualificare la rete come avente valenza di allertamento.

Il gestore della rete ha il compito di assicurare la piena funzionalità del sistema, intervenendo prontamente in caso di malfunzionamenti della sensoristica o della trasmissione dati, e valutando le segnalazioni di superamento soglia per **filtrare eventuali falsi allarmi** e prevenire attivazioni non giustificate delle procedure di protezione civile.

Si sottolinea che la **presenza di una rete di early warning non garantisce automaticamente l'attivazione di misure di gestione dell'emergenza**, le quali dipendono da piani specifici di protezione civile predisposti da soggetti diversi rispetto al gestore della rete, e che includono disposizioni operative (evacuazioni, chiusure stradali, etc.) legate agli scenari di rischio.

In contesti caratterizzati da dissesti di ampia scala o di particolare complessità (es. movimenti lenti ma di grandi volumi, pendii instabili in aree urbanizzate), ove non sia tecnicamente o economicamente praticabile una significativa riduzione della pericolosità, l'adozione di un sistema di allertamento strumentale costituisce **una condizione necessaria ma non sufficiente** per la gestione del rischio.

Finalità operative del sistema di allertamento

La **funzione primaria** di un sistema di monitoraggio con finalità di allertamento è **ridurre l'esposizione** al pericolo, consentendo l'attivazione tempestiva delle misure necessarie alla salvaguardia della popolazione e degli elementi vulnerabili.

Affinché il sistema sia efficace, la rete deve essere progettata per:

- rilevare precocemente i precursori del fenomeno franoso;
- utilizzare combinazioni di sensori in grado di monitorare i diversi fattori di pericolosità (cinematica, idrogeologia, meteorologia, sollecitazioni strutturali, ecc.);
- minimizzare la probabilità di falsi allarmi mediante una corretta taratura delle soglie e l'integrazione multi-parametrica dei segnali.

Affidabilità e aggiornamento del sistema

La **riduzione degli allarmi non significativi** e l'aumento della capacità predittiva del sistema dipendono da tre attività integrate:

- progettazione accurata della rete e scelta della sensoristica;
- definizione rigorosa delle soglie sulla base di analisi quantitative e storiche;
- gestione esperta, con personale in grado di interpretare correttamente l'evoluzione dei dati in tempo reale.

Tali attività devono essere sottoposte a **processi iterativi di revisione e aggiornamento**, in funzione dell'evoluzione del fenomeno e del progresso delle conoscenze tecnico-scientifiche relative al sito monitorato.

Infine, si evidenzia che **l'efficacia percepita del sistema di allertamento** è strettamente connessa alla capacità operativa del **sistema di protezione civile** nel dare corso, in tempi compatibili, alle azioni di salvaguardia previste. Pertanto, pur non rientrando tra le responsabilità dirette dei progettisti e gestori della rete, la collaborazione con i soggetti istituzionali deputati alla gestione dell'emergenza rappresenta un fattore determinante per l'effettiva efficacia del sistema nel contesto della gestione integrata del rischio da frana [2].

2.2.1 Il criterio di ridondanza

L'**adozione del criterio di ridondanza** costituisce un principio cardine per l'affidabilità e la resilienza delle reti di monitoraggio dei fenomeni franosi, risultando **indispensabile** in tutti i casi in cui si attribuiscano alla rete **funzioni di allertamento (early warning)**, ma altamente raccomandabile anche per sistemi a finalità conoscitiva.

L'integrazione del criterio di ridondanza consente di perseguire due obiettivi fondamentali:

1. **Garantire la continuità operativa** della rete anche in presenza di malfunzionamenti di singoli componenti, salvaguardando la funzionalità complessiva del sistema (tolleranza ai guasti);
2. **Rilevare ed eventualmente correggere errori di misura**, migliorando l'affidabilità, la validazione incrociata e la qualità complessiva dei dati acquisiti.

1. Continuità funzionale del sistema (tolleranza ai guasti)

Per assicurare la resilienza della rete rispetto a guasti localizzati, è necessario estendere il criterio della ridondanza a tutti i principali sottosistemi:

Ridondanza sensoriale (quantitativa e qualitativa):

- È fortemente sconsigliata la progettazione di reti che prevedano il monitoraggio di parametri critici (es. spostamenti superficiali) attraverso un solo sensore o una sola tecnologia di misura;
- È buona prassi adottare più sensori della stessa tipologia (ridondanza numerica) e/o sensori di tipo diverso (ridondanza tecnologica) sullo stesso parametro o area critica, per garantire la funzionalità anche in caso di guasto parziale (Figura 2.2).

Ridondanza del sistema di alimentazione:

- Si raccomanda l'utilizzo di sistemi di alimentazione primaria (es. rete elettrica) affiancati da sistemi di backup (es. gruppi elettrogeni, batterie tampone, pannelli solari), con possibilità di attivazione automatica in caso di interruzione del sistema principale.

Ridondanza del sistema di trasmissione dati:

- È opportuno prevedere canali di trasmissione multipli, ad esempio una rete cellulare (GPRS/UMTS/LTE) affiancata da un sistema radio (UHF/VHF), in modo da assicurare la continuità del flusso informativo anche in caso di interruzioni del canale primario.

Ridondanza del sistema di archiviazione e analisi:

- L'infrastruttura server deve contemplare soluzioni di duplicazione e backup dei dati su server secondari o cloud, con meccanismi di failover automatici per evitare perdite o interruzioni dell'elaborazione.

2. Identificazione e validazione degli errori di misura

La ridondanza, oltre a garantire la continuità operativa, costituisce un **elemento essenziale per il controllo della qualità del dato**. La presenza di **più sensori che monitorano lo stesso parametro** o porzione di dissesto, consente di:

- effettuare confronti incrociati tra dati di sensori omogenei, individuando eventuali discrepanze riconducibili a errori di misura;
- applicare algoritmi di validazione automatica basati su confronti statistici e comportamentali;
- aumentare l'affidabilità complessiva delle misure in presenza di condizioni ambientali critiche o fluttuazioni impreviste.

In definitiva, la **ridondanza strumentale** costituisce un **elemento progettuale imprescindibile** per ogni rete che aspiri ad avere valore operativo anche ai fini della mitigazione del rischio tramite allertamento.

L'applicazione coerente e sistemica del criterio della ridondanza consente di costruire **reti robuste, scalabili e resilienti**, in grado di garantire **continuità operativa, qualità dei dati e supporto decisionale efficace** nell'ambito della gestione del rischio idrogeologico [2].

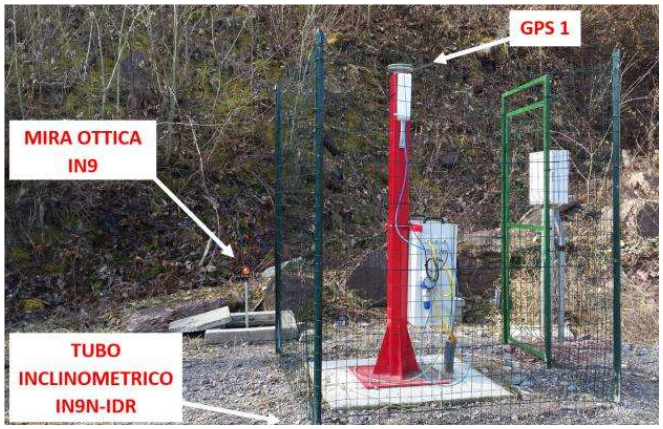


Figura 2.2 - Esempio di ridondanza dei sistemi di misura del movimento del dissesto

2.2.2 Reperibilità

Nel contesto del monitoraggio dei fenomeni franosi, risulta evidente come la **tempestiva attivazione dei tecnici responsabili** della gestione e manutenzione delle reti rivesta un'importanza **marginale per sistemi a finalità conoscitiva**, ma rappresenti invece **un requisito essenziale** per garantire l'efficacia operativa delle **reti con finalità di allertamento (early warning)**.

La **reperibilità tecnica** costituisce un presupposto operativo indispensabile per assicurare, in tempi rapidi, le seguenti attività fondamentali:

1. **Mantenimento della funzionalità dei componenti di rete**, ovvero sensoristica, unità di acquisizione, sistemi di alimentazione e trasmissione, server di processamento/archiviazione e interfacce di visualizzazione dati;
2. **Analisi e verifica delle segnalazioni di allerta**, convalidando l'affidabilità del dato e la coerenza del superamento soglia.

1. Continuità funzionale e tempi di intervento

Le squadre tecniche incaricate della manutenzione devono essere attivabili in **modalità di pronta disponibilità**, in particolare quando il guasto impatta significativamente sulla capacità della rete di fornire informazioni affidabili e in tempo reale.

- In situazioni di bassa criticità (es. guasto isolato su uno dei numerosi sensori), l'intervento può avvenire anche nell'arco di 24–72 ore, in quanto il sistema mantiene una capacità operativa elevata;
- In caso di interruzione del flusso dati complessivo (es. guasto al sistema di trasmissione o alimentazione centrale), l'intervento deve avvenire entro poche ore, per non compromettere la funzionalità del sistema di allertamento.

È quindi necessario che tutte le componenti (strumentazione a campo, sistemi di trasmissione, acquisizione ed elaborazione) siano coperte da un **piano di manutenzione con livelli di reperibilità graduati in funzione della criticità** del singolo elemento.

2. Verifica delle segnalazioni di allerta

Nei sistemi di early warning, i superamenti soglia ("**fuori soglia**") che generano messaggi di allerta possono talvolta derivare da cause non legate all'effettivo incremento della pericolosità, quali:

- disturbi meteoclimatici intensi;
- interferenze esterne (antropiche, animali);
- malfunzionamenti temporanei o errori strumentali;
- sbalzi di tensione o interruzioni nella catena di alimentazione/trasmissione.

La verifica del superamento soglia richiede quindi un **processo rapido di validazione**, che può comprendere:

- controlli di congruità interna ai dati;
- ispezioni in sito;
- rilievi manuali o misure di confronto;
- diagnosi strumentale remota.

Tali attività devono essere **avviate e concluse entro poche ore** dalla ricezione della segnalazione, per garantire la **tempestiva attivazione (o esclusione)** delle misure di protezione civile previste.

Affinché una rete possa essere considerata realmente operativa ai fini dell'allertamento, **la disponibilità continua di personale tecnico qualificato** (reperibilità H24) è **indispensabile**, sia per l'aspetto manutentivo sia per la validazione degli allarmi. L'assenza di questa condizione **compromette l'affidabilità operativa della rete** e la sua efficacia nel contribuire alla mitigazione del rischio.

In definitiva, la **tempestività delle attività manutentive e di verifica allerta** rappresenta un elemento strutturale delle reti di early warning e deve essere **formalmente previsto** nei protocolli di gestione tecnica delle stesse [2].

2.2.3 Soglie e scenari

Affinché una rete di monitoraggio possa essere effettivamente qualificata come sistema di allertamento, è imprescindibile la definizione di soglie d'allertamento e di scenari di evento specifici per il sito monitorato. Tali soglie e scenari vengono elaborati a partire da studi di modellazione geologica e/o geotecnica, attraverso i quali si analizza il comportamento potenziale del dissesto e si identificano i parametri critici in grado di segnalare un'evoluzione verso condizioni di instabilità.

Le soglie d'allertamento sono valori numerici, associati a una o più variabili fisiche, che segnalano un cambiamento significativo nel comportamento del sistema franoso monitorato, tale da determinare un incremento della pericolosità. Ad esempio, nel caso di soglie pluviometriche, il parametro considerato è la quantità di precipitazione accumulata in un dato intervallo temporale, misurata da una o più stazioni meteorologiche localizzate sull'area instabile o nelle sue immediate vicinanze. Il superamento di tali valori può indicare un possibile incremento del rischio di riattivazione del fenomeno franoso, a seconda del livello di criticità associato.

Per quanto riguarda la strumentazione geotecnica, topografica o radar, le soglie possono essere associate a parametri come spostamenti lineari o angolari, velocità di movimento o accelerazioni, rilevati dagli strumenti installati sulla frana. Tali valori sono generalmente determinati per gruppi di sensori distribuiti su aree

omogenee del dissesto, in modo da descrivere il comportamento cinetico del corpo di frana e intercettare eventuali fasi di accelerazione compatibili con il raggiungimento di condizioni di collasso imminente.

Gli scenari di evento, invece, vengono definiti tramite simulazioni numeriche basate su modelli geologici o geotecnici del sito, con l'ausilio di software dedicati alla propagazione dei fenomeni di instabilità (ad esempio crolli, scivolamenti o colate). Tali modelli, costruiti sulla base delle conoscenze disponibili, consentono di prevedere l'area potenzialmente coinvolta, le traiettorie di movimento, i volumi mobilitati e la distribuzione dell'energia cinetica associata al dissesto.

I valori soglia possono riferirsi a variabili di innesco esterne, come le precipitazioni o l'accelerazione sismica, a parametri interni che descrivono la risposta idrogeologica del versante, come variazioni del livello piezometrico, pressioni interstiziali o portate alle sorgenti, oppure a effetti diretti osservati nel corpo di frana, come spostamenti o segnali acustici. Il monitoraggio di tali parametri, condotto con copertura spaziale e temporale adeguata, è essenziale per identificare precocemente le condizioni di pericolo e supportare la gestione delle emergenze.

Nel caso in cui il periodo di monitoraggio non consenta di disporre di una base statistica significativa di eventi di attivazione o accelerazione, l'identificazione delle soglie può comunque essere supportata da simulazioni numeriche. Queste ultime devono basarsi su un modello concettuale accurato del fenomeno, che descriva in modo coerente le caratteristiche litologiche e meccaniche dei materiali coinvolti, i processi evolutivi in atto e le variabili ambientali che ne condizionano l'innesco. In questo modo, è possibile identificare valori critici teorici dei parametri monitorati, utili a definire i livelli di allerta e le strategie operative da attivare in funzione degli scenari previsti [2].

2.3 Monitoraggio e Modellazione dei dissesti

Il funzionamento di un sistema di allertamento presuppone l'individuazione e la definizione di soglie operative che siano rappresentative delle specificità del contesto geomorfologico e delle caratteristiche dei fenomeni monitorati. In questo ambito, l'adozione di strumenti modellistici risulta particolarmente utile non solo in ottica previsiva, ma anche per il consolidamento della conoscenza e la comprensione dei processi coinvolti.

L'impostazione e lo sviluppo di un modello finalizzato alla simulazione di un processo di instabilità risultano fortemente influenzati dalla natura del fenomeno analizzato, dalla quantità e qualità delle informazioni disponibili relative ai parametri fisico-meccanici dei materiali coinvolti, dalla ricostruzione della storia evolutiva del fenomeno stesso, nonché dalle caratteristiche degli eventi o dei fattori scatenanti. A tali condizioni si aggiungono la disponibilità e la tipologia dei dati di monitoraggio, che possono includere misure di spostamento superficiale e profondo, dati pluviometrici, livelli piezometrici, pressioni neutre, ecc., insieme alle specifiche relative alla modalità di acquisizione di tali dati (strumentazione impiegata, parametri monitorati, frequenza di acquisizione sia temporale che spaziale).

L'elaborazione modellistica può fornire output differenti in termini di contenuto informativo e significatività, a seconda della fase dello studio (fase preliminare, conoscitiva, di approfondimento) e del livello di dettaglio delle informazioni disponibili nel momento in cui il modello viene costruito. Pertanto, l'attività di modellazione deve essere concepita come un processo dinamico e adattabile, che può essere reiterato o aggiornato al fine di adeguare le assunzioni adottate (condizioni al contorno, proprietà dei materiali, geometrie di input) rispetto allo stato evolutivo del fenomeno e al grado di conoscenza progressivamente acquisito.

Lo scopo principale di un'attività di modellazione in un contesto di instabilità è la costruzione di uno strumento capace di supportare l'individuazione di soglie di allarme efficaci per un sistema di allertamento, coerente con i dati osservativi e capace di integrare i principali fattori di controllo. Il modello dovrebbe inoltre consentire di effettuare una proiezione del comportamento evolutivo del fenomeno, quale ad esempio la previsione dell'ampliamento dell'area coinvolta o della distribuzione delle deformazioni nei diversi settori dell'instabilità,

tenendo in conto l'evoluzione temporale del processo (fase iniziale, accelerativa, rallentata, stabilizzata), le eventuali modificazioni delle proprietà meccaniche dei materiali coinvolti, le variazioni delle condizioni geomorfologiche e topografiche al contorno, nonché l'azione degli agenti innescanti.

Nel caso in cui siano disponibili adeguate informazioni conoscitive, e in funzione della tipologia del fenomeno, è possibile impiegare strumenti modellistici per simulare il potenziale sviluppo del processo, valutando aspetti quali l'accumulo di deformazioni in grado di compromettere la funzionalità o la stabilità di opere e infrastrutture, la velocità con cui tali trasformazioni possono manifestarsi, oppure il rischio di transizione da modalità di movimento lento a fenomeni rapidi ad alta energia, con elevato potenziale di propagazione verso valle e conseguente incremento dell'area potenzialmente interessata.

La complessità e la variabilità intrinseca dei fenomeni di instabilità, unitamente alla diversità degli elementi coinvolti (materiali, condizioni morfologiche, assetti idrogeologici), rappresentano un elemento critico per la selezione e l'impostazione degli strumenti di modellazione. Di conseguenza, non esistono modelli univoci in grado di descrivere tutte le tipologie di instabilità e tutte le relative fasi evolutive, né di rispondere in modo esaustivo a ogni esigenza legata alla definizione delle soglie di allarme. Per superare tali criticità, può risultare opportuno integrare diverse metodologie modellistiche, applicandole in modo parallelo, sinergico o accoppiato.

I modelli di tipo statistico non si fondano su una rappresentazione esplicita dei meccanismi fisico-meccanici alla base del fenomeno, ma si limitano a individuare relazioni di tipo probabilistico o correlativo tra variabili osservate. Tali approcci possono comunque fornire utili indicazioni circa la ricorrenza o la probabilità di attivazione di un fenomeno in funzione, ad esempio, dell'intensità o della cumulata di precipitazione, della frequenza di superamento di soglie critiche, o della variazione di parametri monitorati quali spostamenti, velocità di deformazione, accelerazioni.

L'impiego di tecniche di analisi dei big data, come quelle basate su algoritmi di apprendimento automatico (*machine learning*) o su reti neurali profonde (*deep learning*), consente di esplorare relazioni complesse tra molteplici variabili in dataset estesi e multidimensionali. Tuttavia, questi strumenti raramente restituiscono una lettura causale o meccanicamente interpretabile del fenomeno: la struttura del modello resta per lo più una "scatola nera" e non permette una comprensione fisico-concettuale del processo. Ciò rende questi approcci meno adatti alla definizione di strategie progettuali o alla simulazione di scenari realistici in termini di risposta del sistema a variazioni delle condizioni esterne o interne.

I modelli statistico-probabilistici trovano ampia applicazione nella definizione di soglie pluviometriche per l'attivazione di frane superficiali, sfruttando la presenza di un'alta densità di fenomeni osservati associati a eventi meteorologici di particolare rilevanza. In presenza di un numero statisticamente significativo di casi storici, è possibile associare a ciascun valore della variabile innescante una probabilità di accadimento dell'evento franoso, e valutare così la pericolosità attesa in funzione della densità dei fenomeni.

Strumenti statistici più avanzati o modelli basati su tecniche di *deep learning* possono essere applicati tanto a fenomeni distribuiti (su larga scala territoriale), quanto a instabilità puntuali e localizzate. In entrambi i casi, l'obiettivo è quello di identificare combinazioni critiche tra variabili monitorate (es. pioggia, inclinazione, umidità, spostamenti) che possano indicare condizioni predisponenti al superamento di soglie critiche e quindi all'evoluzione del fenomeno.

Un'ulteriore possibilità è rappresentata dai modelli empirici o semi-empirici, che si fondano sull'analisi e interpretazione di serie temporali di dati osservativi, come ad esempio spostamenti o emissioni acustiche, e sull'applicazione di funzioni matematiche definite a partire da tali dati. L'efficacia di questo approccio dipende strettamente dalla lunghezza, dalla rappresentatività e dalla qualità delle serie storiche disponibili. Inoltre, essi presentano limiti nella capacità di cogliere cambiamenti comportamentali del sistema legati a perturbazioni esogene (es. incremento delle precipitazioni, scioglimento accelerato della neve) o endogene (es. variazioni nelle proprietà fisiche dei materiali), e sono generalmente poco adatti a modellare la risposta dinamica del sistema a condizioni mutevoli.

La modellazione numerica basata su leggi fisico-meccaniche consente un'analisi di tipo deterministico e costituisce una delle tecniche più robuste per la simulazione di fenomeni franosi, a condizione che si disponga di un modello concettuale adeguatamente definito e di dati di input affidabili e sufficientemente dettagliati. La capacità predittiva di questi modelli dipende anche dalla scelta dell'ambiente di calcolo e della formulazione numerica utilizzata (elementi finiti, volumi finiti, ecc.).

Tali modelli possono simulare l'evoluzione del fenomeno in risposta a variazioni delle condizioni al contorno (ad esempio, modifiche geometriche del pendio, incremento della saturazione) o a variazioni delle proprietà interne del sistema (come il livello piezometrico o la resistenza dei materiali). Tuttavia, scelte modellistiche errate o semplificazioni eccessive possono compromettere la validità delle previsioni ottenute.

Nel caso delle frane superficiali, ad esempio, la modellazione fisico-numerica può comprendere la simulazione dell'infiltrazione dell'acqua meteorica nei materiali, il deflusso verso valle, gli effetti della convergenza topografica, i processi di saturazione parziale o totale, e l'analisi della stabilità in funzione della pendenza e delle caratteristiche meccaniche del terreno. I modelli più evoluti possono discriminare tra movimenti localizzati di scorrimento con spostamenti contenuti e dinamiche franose in massa, potenzialmente riconducibili a flussi di detrito.

A seconda della tipologia di fenomeno e dei materiali coinvolti, è possibile adottare modelli del continuo, del discontinuo o soluzioni ibride continuo/discontinuo. La scelta del modello dipende anche dalla scala del fenomeno, dal grado di deformazione atteso, dalla conoscenza disponibile e dall'esigenza di rappresentare transizioni complesse o cambiamenti di stato (ad esempio, da solido-fragile a fluido-franoso).

Queste tecniche modellistiche sono particolarmente utili non solo per la comprensione del comportamento dell'instabilità, ma anche per analizzare le interazioni tra frane e strutture antropiche. Ciò consente di supportare la progettazione di opere di mitigazione, interventi di consolidamento, o l'analisi del rischio strutturale in relazione al potenziale evolutivo del fenomeno.

In tutti i contesti applicativi sopra menzionati, la modellazione può perseguire una pluralità di obiettivi operativi e scientifici, tra cui:

- **Simulazione di scenari evolutivi complessi**, attraverso la rappresentazione di modifiche geometriche e fisiche del corpo instabile, inclusa la possibilità di variazione dei volumi coinvolti, l'attivazione di comparti più profondi o l'estensione areale dell'instabilità sia verso monte che verso valle o in direzione laterale rispetto al nucleo originario del fenomeno;

- **Quantificazione delle sollecitazioni indotte** su opere e infrastrutture presenti nel contesto d'instabilità. Questo aspetto è essenziale per determinare le condizioni critiche corrispondenti al superamento di stati limite funzionali, ultimi o di collasso. Tali condizioni possono includere instabilità locali causate dall'accumulo di deformazioni eccessive, che possono alterare in maniera significativa la geometria della struttura o condurre a meccanismi di rottura in corrispondenza di sezioni critiche;

- **Definizione di soglie operative** su parametri monitorabili in tempo reale, in corrispondenza delle quali il comportamento del fenomeno mostra un cambiamento significativo, ovvero una transizione da una condizione di equilibrio stabile a uno stato di disequilibrio incipiente o conclamato, spesso caratterizzato da incrementi misurabili nella velocità o nell'entità degli spostamenti;

- **Identificazione di sequenze di soglie progressive**, associate a diversi livelli di allerta, che riflettano un'evoluzione graduale del sistema. Tali soglie possono essere associate a mutamenti nelle proprietà meccaniche dei materiali o alla loro sensibilità a sollecitazioni esterne, sia nel breve che nel lungo termine, evidenziando una tendenza verso condizioni di crescente criticità;

- **Simulazione di comportamenti e dinamiche fondamentali** per la progettazione e l'ottimizzazione dei sistemi di monitoraggio e allerta precoce, allo scopo di migliorare la capacità di riconoscere precocemente segnali di attivazione o accelerazione del fenomeno.

In ogni circostanza, è auspicabile – e talvolta necessario – che i modelli vengano aggiornati nel tempo, integrando nuove informazioni derivanti dalle osservazioni in sito o dalle attività di monitoraggio. L'interazione tra modellazione e monitoraggio deve essere concepita come un processo ciclico, iterativo, che si rinnova al mutare delle condizioni del sistema, consentendo di adeguare le previsioni e i criteri di allerta alle nuove evidenze.

Tale approccio consente di cogliere modifiche significative nel comportamento del fenomeno, migliorando le capacità previsionali del modello, e di conseguenza, rendendo possibile un aggiornamento (in aumento o in diminuzione) dei valori soglia sulla base delle dinamiche attese, riducendo l'incertezza legata alla previsione di transizioni verso stati più o meno critici.

Tuttavia, tutti i modelli, indipendentemente dalla metodologia impiegata, sono inevitabilmente soggetti a un certo grado di **incertezza**, che varia in funzione del livello di conoscenza associato ai parametri di input. Ogni parametro di controllo – ad esempio, la geometria del corpo instabile, le caratteristiche geotecniche dei materiali, la distribuzione e l'intensità dei fattori scatenanti – è associato a un margine di incertezza direttamente proporzionale alla fase di studio in cui si opera (preliminare, di dettaglio, ecc.) e allo stadio evolutivo del fenomeno.

La corretta caratterizzazione dell'incertezza, insieme alla sua progressiva riduzione tramite l'integrazione di dati aggiornati, rappresenta un elemento centrale per l'elaborazione di modelli affidabili e robusti, in grado di produrre simulazioni e previsioni con un adeguato livello di attendibilità.

Nel processo di definizione delle soglie operative e nella gestione di un sistema di allertamento, devono essere tenuti in considerazione alcuni aspetti critici di natura operativa e decisionale, che possono influenzare sia l'impostazione modellistica sia le azioni conseguenti:

- Preferenze o esigenze conservative da parte dei gestori o dei tecnici modellatori, che possono spingere a privilegiare scenari cautelativi. In tali casi, durante la fase di modellazione possono essere adottati parametri più severi, ad esempio considerando valori ridotti della resistenza dei materiali, carichi esterni maggiorati, condizioni al contorno più sfavorevoli, oppure ipotesi più gravose in termini di volumi instabili o masse coinvolte. Questo approccio è spesso utilizzato per garantire margini di sicurezza adeguati, soprattutto in presenza di incertezze significative;

- Elevata precisione apparente dei valori soglia derivanti da modellazioni numeriche o statistiche, che può comportare problematiche nella loro applicazione pratica e nella comunicazione agli enti preposti alla gestione dell'emergenza. In molti casi, i risultati numerici presentano soglie espresse con un elevato numero di cifre decimali, che possono apparire ingannevolmente esatte. Tuttavia, tale precisione può non riflettere un reale grado di affidabilità del dato, soprattutto se si considera la variabilità intrinseca del fenomeno e l'incertezza associata alle misurazioni. Ne consegue la necessità di una calibrazione attenta e di una comunicazione chiara, che eviti l'interpretazione letterale di valori soglia la cui significatività operativa potrebbe essere limitata;

- Gestione delle soglie di rientro, che rappresenta una delle criticità più complesse nei sistemi di early warning. Dopo l'attivazione di un'allerta per superamento di soglia, può essere necessario identificare condizioni affidabili per il rientro a uno stato di normalità. Questa fase è particolarmente delicata, poiché richiede di valutare la reale cessazione della fase critica, evitando il rischio di un ritorno prematuro a condizioni pre-evento. La difficoltà è acuita dalla possibile asimmetria nella risposta del sistema: ad esempio, la dinamica di accelerazione di un movimento franoso potrebbe non essere speculare alla successiva decelerazione, così come due eventi innescanti di pari entità ma ravvicinati nel tempo potrebbero avere effetti molto diversi in termini di instabilità residua.

In tali contesti, la modellazione può fornire un contributo essenziale per la simulazione di scenari post-evento, supportando l'interpretazione della risposta del sistema e indicando, ad esempio, se sussistano ancora condizioni favorevoli alla riattivazione del fenomeno, oppure se le modifiche indotte dall'evento (variazioni geometriche, alterazione delle proprietà dei materiali, modifiche nei percorsi di drenaggio) abbiano introdotto nuovi fattori di instabilità.

In alcuni casi, può rendersi necessario **affiancare alla modellazione fisica una modellazione fenomenologica**, ovvero una descrizione qualitativa e interpretativa del comportamento osservato, utile a fornire indicazioni pratiche per la gestione dell'allerta e per definire tempi e modalità adeguate al rientro.

Infine, è importante riconoscere che **ogni evento che comporta il superamento di una soglia critica costituisce un'opportunità di aggiornamento del modello**: le trasformazioni intervenute nel sistema possono aver modificato in modo permanente il comportamento del fenomeno, rendendo necessario ricalibrare soglie, parametri e scenari. Per questo motivo, la modellazione e il monitoraggio devono essere concepiti come **strumenti interattivi e adattivi**, integrati all'interno di un processo di apprendimento continuo e aggiornamento ciclico [2].

3 Strumentazione per il Monitoraggio Geotecnico

Il monitoraggio dei movimenti franosi viene effettuato attraverso strumenti differenti a seconda delle finalità per cui un sistema di controllo viene progettato; inoltre, possono essere posti sotto controllo parametri diversi, che correlati tra loro concorrono a costruire un quadro del fenomeno franoso via via più completo.

Le misure possono in generale essere effettuate in modalità manuale, sulla base di una programmazione prefissata in funzione dello stato di attività del dissesto, o in continuo, attraverso strumentazione in grado di acquisire il dato in automatico e, generalmente, di trasmetterlo in tempo reale; nel monitoraggio di tipo conoscitivo tali misure possono contribuire ad arricchire le conoscenze sul fenomeno franoso, ma non sono considerate essenziali. Viceversa, nel caso di una rete con finalità di allertamento, l'acquisizione dei dati in continuo e la loro trasmissione in tempo reale risultano essere condizioni imprescindibili.

Il rilevamento delle grandezze di interesse può essere distinto in due macrocategorie, il monitoraggio in profondità e il monitoraggio in superficie. Il monitoraggio in profondità include strumentazione generalmente installata all'interno di perforazioni di sondaggio attrezzate. La finalità è:

- Identificazione della superficie di scivolamento;
- Determinazione del campo degli spostamenti in profondità.

Nel monitoraggio superficiale si include strumentazione installata su elementi strutturali o punti di controllo in superficie, ed è finalizzata allo studio della cinematica e della geometria del corpo di frana.

Nei paragrafi successivi vengono descritti i principali sistemi di monitoraggio geotecnico per l'analisi e il controllo dei fenomeni franosi.

3.1 Monitoraggio in profondità

3.1.1 Inclinometro

La misura inclinometrica rappresenta un metodo di precisione per l'analisi in profondità degli spostamenti orizzontali che caratterizzano le frane. Nello specifico la stessa rileva, lungo il tubo inclinometrico, l'inclinazione della sonda rispetto alla verticale, su due piani A e B tra loro ortogonali individuati dalle guide opposte nel tubo stesso.

L'operazione da effettuarsi prima di iniziare le letture è quella di segnare la guida di riferimento (stimata in base o alla direzione dello spostamento atteso oppure alla direzione del nord) in corrispondenza della testa del tubo e con accuratezza rilevare l'azimut tra suddetta guida e la direzione del nord magnetico. Il corretto rilievo dell'azimut consente una precisa orientazione degli assi, definita convenzionalmente "azimutale", e quindi una definizione ottimale della direzione del movimento del versante nello spazio.

La sonda inclinometrica, prima di effettuare la lettura, è inserita nel tubo ed abbassata fino a fondo foro: il primo inserimento nel tubo dovrà avvenire in modo che la rotella di riferimento della sonda scorra lungo la guida 1 (Figura 3.1), definita per convenzione quella iniziale. La prima misura è definita "di zero" e corrisponde alla lettura a cui fare riferimento ovvero rispetto alla quale si calcoleranno gli spostamenti della tubazione inclinometrica. Le misure successive sono chiamate "di esercizio" [2].

L'inclinometro fisso da foro (Figura 3.2) è costituito da un sensore di inclinazione di tipo MEMS montato all'interno di un tubo di acciaio inox che, grazie a due carrellini dotati ciascuno di una coppia di ruote, viene inserito all'interno dei tubi inclinometrici per misurarne in continuo la deformazione. Generalmente collegati l'uno all'altro attraverso un cavo di acciaio inox oppure delle aste rigide in modo da formare una colonna di strumenti, gli inclinometri fissi di profondità trovano il loro principale utilizzo nel monitoraggio in continuo di frane e movimenti del suolo in generale, ma anche nel controllo strutturale di dighe, paratie, pali o piloni, ecc [3].

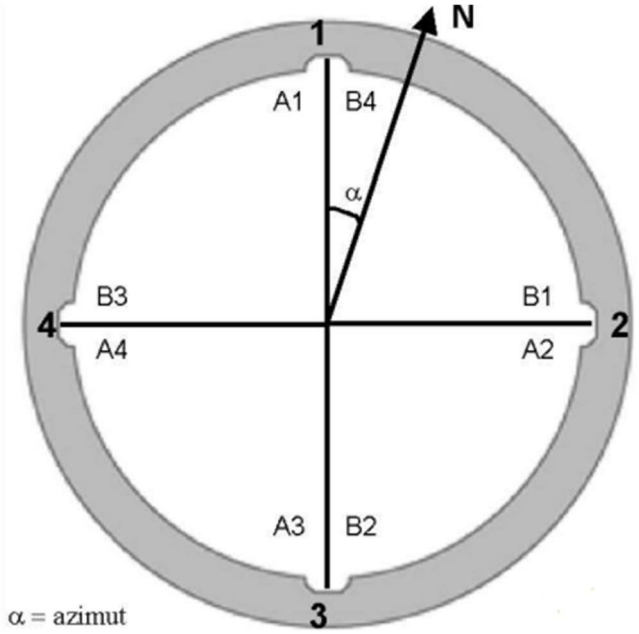


Figura 3.1 - Guide del tubo inclinometrico A e B [4]

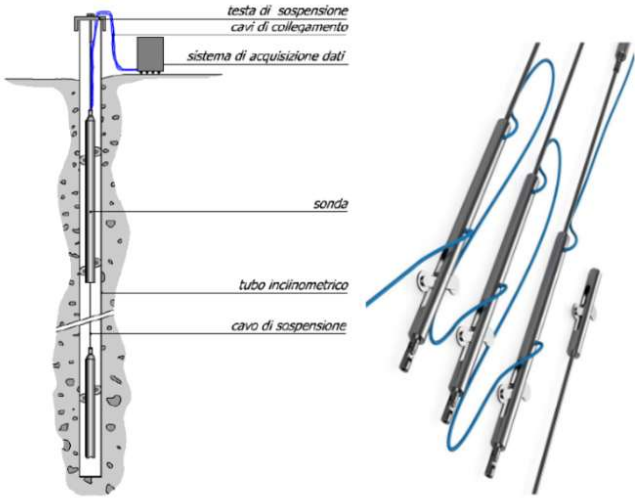


Figura 3.2 - Tubo e sonde inclinometriche fisse [3]

3.1.2 Estensimetro multibase

Gli estensimetri ad aste (Figura 3.3) consentono di monitorare e misurare con precisione i movimenti di uno o più punti ancorati a diverse profondità in perforazioni in roccia e terreno rispetto ad un punto di riferimento in superficie. I punti di misura sono realizzati da appositi ancoraggi bloccati nella perforazione alle profondità desiderate attraverso cementazione o con dispositivi speciali. Le aste di misura sono solidali ai punti di ancoraggio e li collegano alla testa di riferimento. Le aste sono rivestite da una guaina protettiva che le isola dalla boiacca di riempimento e ne garantisce la libertà di scorrimento. Le aste, libere di scorrere all'interno della guaina, trasferiscono quindi i movimenti dei punti di ancoraggio fissati in profondità, alla testa di riferimento installata in superficie. I movimenti vengono misurati sulla testa di riferimento in maniera manuale attraverso un calibro o un comparatore o a mezzo di sensori di spostamento automatici. La misura effettuata è resa assoluta dal controllo del punto di riferimento, ovvero della testa di misura rispetto a riferimenti assoluti.

L'utilizzo di trasduttori di spostamento consente elevata sensibilità/precisione, l'automatizzazione delle misure e la configurazione per letture da remoto. È possibile verificare le misure automatiche attraverso letture manuali senza dover rimuovere il sensore. È possibile controllare fino a sei punti di misura nello stesso foro [5].



Figura 3.3 - Estensimetro multibase [5]

3.1.3 Piezometro

La misura del livello di falda, con riferimento allo studio della stabilità dei pendii, riveste un ruolo rilevante, in quanto la variazione del regime delle pressioni interstiziali comporta, a parità di altre condizioni, una modifica del fattore di sicurezza e, pertanto, costituisce una delle principali cause innescanti delle frane. Inoltre, le misure della falda e della sua escursione risultano propedeutiche alla progettazione di interventi di mitigazione del rischio di frana.

Esistono due tipi principali di piezometri: quelli a tubo aperto e quelli tipo Casagrande. I piezometri a tubo aperto sono costituiti da uno o più tubi fessurati collegati alla superficie mediante uno o più tubi ciechi. In questo caso l'acqua entra nel tubo attraverso il filtro di sabbia e ghiaietto ottenuto riempiendo l'intercapedine tra il tubo e le pareti del foro. All'interno del piezometro a tubo aperto l'acqua si stabilizza ad un livello che rappresenta il livello della falda acquifera circostante.

Se invece la cella filtrante viene isolata dal resto del foro, essa servirà per misurare la pressione dell'acqua nello strato in cui è installata. In questo caso si parla di piezometro di Casagrande che viene utilizzato nel caso di misure di pressioni interstiziali in terreni mediamente permeabili [6].

La misura del livello dell'acqua all'interno dei piezometri a tubo aperto e di Casagrande viene comunemente effettuata mediante il freatimetro elettrico o mediante piezometro elettrico (traduttore di pressione), eventualmente collegato ad una centralina di acquisizione dati.

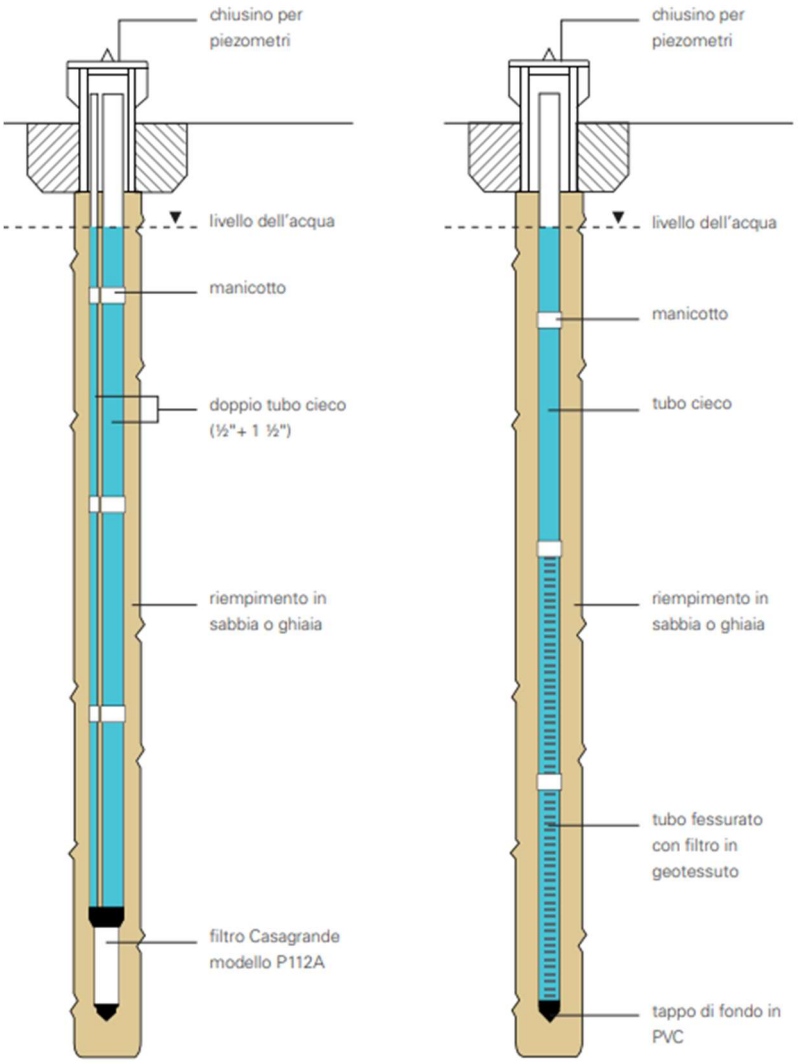


Figura 3.4 - Piezometro di Casagrande e piezometro a tubo aperto [6]

I piezometri elettrici (Figura 3.5) sono sensori per la misura delle pressioni interstiziali o neutre ed i livelli, utilizzati soprattutto in ambienti non più accessibili dopo la installazione. Viene utilizzato per misurare la pressione interstiziale nel terreno oppure per determinare l'altezza piezometrica all'interno di piezometri. Nella sua versione relativa, all'interno del cavo di collegamento un tubicino mette in comunicazione la camera di riferimento del sensore con l'atmosfera, in modo tale che eventuali variazioni di pressione ambientale agiscano contemporaneamente sia sulla superficie piezometrica che sulla camera di riferimento: ciò permette di misurare la sola pressione piezometrica e quindi il livello dell'acqua [7].



Figura 3.5 - Piezometro elettrico [7]

3.1.4 Indagini geofisiche

Ad integrazione dei sensori di monitoraggio, le indagini geofisiche sono delle indagini di tipo "indiretto" (a differenza dei sondaggi geognostici), poiché misurano la variazione di determinate proprietà fisiche dei terreni da cui poter elaborare dei modelli geologici del sottosuolo. Più nel dettaglio, la misura delle variazioni di tali parametri geofisici e la loro successiva elaborazione consente di definire la geometria e le caratteristiche dei corpi geologici sepolti. I principali utilizzi nel settore geo ingegneristico corrispondono alla definizione del profilo litostratigrafico, la localizzazione della profondità del substrato o del basamento roccioso, l'individuazione di cavità sotterranee, individuazione di strutture o elementi artificiali sepolti e l'individuazione della superficie della falda freatica o di corpi idrici sotterranei.

A tale scopo possono essere impiegati due approcci distinti: la misura di campi naturali o di quelli artificiali. I primi misurano un campo di forze sulla superficie terrestre e cercano di individuare le anomalie dovute a disomogeneità del terreno. Appartengono a questo tipo di indagine la *prospezione gravimetrica* e la *prospezione magnetica.* I secondi, per lo più utilizzati nell'approccio geologico applicativo, misurano il comportamento di un campo artificiale che può venire influenzato da corpi o strutture sepolte. Appartengono a questo tipo di indagine la ***prospezione elettrica*** (Figura 3.6) e la *prospezione sismica*.

Un altro metodo di indagine indiretto utilizzato nel settore applicativo è il *georadar*, che si basa essenzialmente sulla misura dell'intervallo di tempo necessario ad un'onda elettromagnetica, emessa da un'antenna trasmittente, per arrivare all'oggetto di cui deve essere determinata la posizione e ritornare al ricevitore, fornendo così informazioni sulla profondità dell'oggetto riflettente [8].

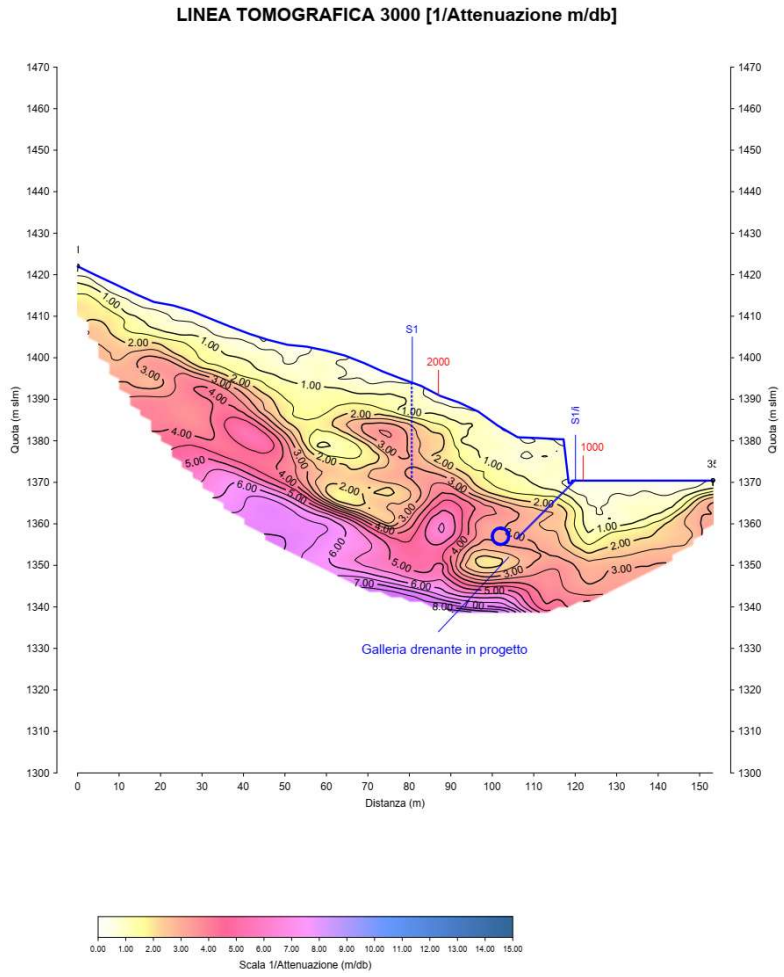


Figura 3.6 - Linea tomografica [8]

3.2 Monitoraggio in superficie

3.2.1 Estensimetro a filo

L'estensimetro a filo (Figura 3.7) viene solitamente utilizzato per controllare e misurare movimenti in frane e comunque fra due punti distanti fra loro. Lo strumento è costituito dal sensore protetto in una robusta scatola di alluminio, da un cavo indeformabile tenuto costantemente in trazione da un apposito tensionatore e da un dispositivo di fissaggio per fissare l'altra estremità del cavo al punto di misura.

I vantaggi più importanti nell'utilizzo dell'estensimetro a filo sono l'elevato range di misura e interdistanza tra i punti di misura. La misura può essere automatizzata impiegando un trasduttore di spostamento in sistemi di monitoraggio automatico [9].



Figura 3.7 - Estensimetro a filo [9]

3.2.2 Clinometri

I clinometri sono utilizzati per misurare la variazione di inclinazione di pareti rocciose o di elementi strutturali in cui sono attesi spostamenti con componenti rotazionali. Sensori biassiali, posizionati su barre infisse nel terreno e distribuiti in punti strategici all'interno del versante, possono essere impiegati per il controllo dello stato di attivazione del fenomeno franoso (Figura 3.8). I sensori rilevano le variazioni di inclinazione del palo infisso quando viene sottoposto allo sforzo di taglio conseguente al movimento del materiale detritico [10].

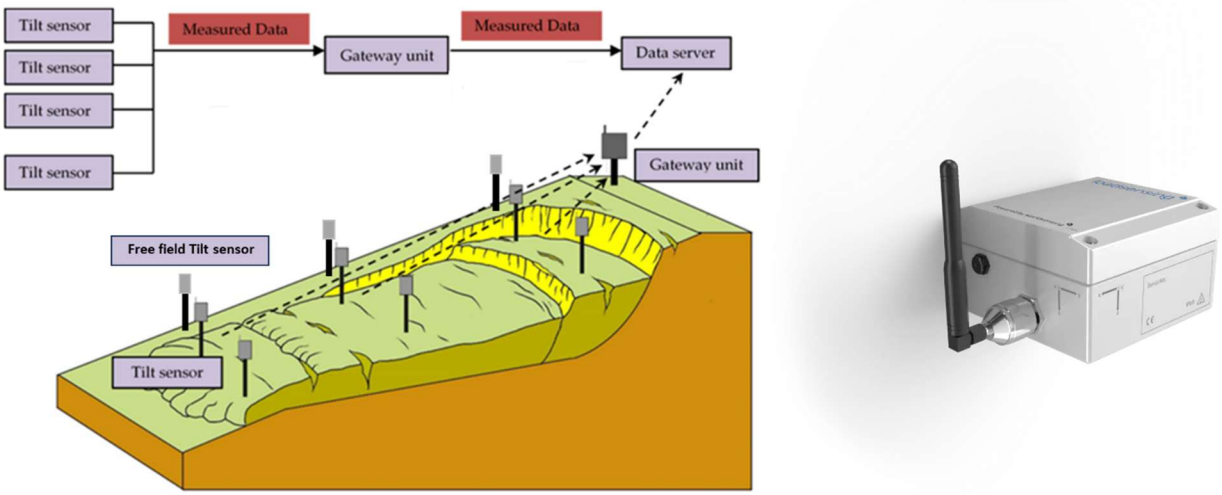


Figura 3.8 Schema del posizionamento dei sensori clinometrici su versante in frana [11]

3.2.3 Misure topografiche tradizionali

Le misure topografiche sono utilizzate per analizzare gli spostamenti superficiali di un versante, eseguite da fuori frana ma necessitano della presenza di riflettori all'interno del corpo frana. Per la facilità di esecuzione, la completezza dell'informazione di movimento acquisita (il dato, rappresentabile su tre assi, è definibile completamente nello spazio 3D) e la possibilità di ampliare facilmente l'area di monitoraggio e/o la densità dei punti di misura sull'area prescelta, è uno dei metodi più comuni per il monitoraggio di movimenti superficiali [1].

Lo schema base della rete per misure topografiche prevede:

- una o più postazioni, esterna all'area di frana e possibilmente frontale ad essa, dove l'operatore installa periodicamente la stazione topografica per l'esecuzione del rilievo;

- una serie di target riflettenti (mire ottiche) posizionate su punti stabili e significativi (perché rappresentativi della dinamica della frana e/o ridondanti rispetto ad altre misure presenti) per il monitoraggio dei movimenti superficiali della frana;

- almeno due, preferibilmente tre, mire posizionate esternamente all'area di frana, su aree stabili, con funzione di master di controllo/riferimento per l'esecuzione delle misure.

Per campagne topografiche manuali l'operatore si reca periodicamente sul punto di misura ed effettua la misurazione utilizzando la stazione totale (Figura 3.9). È anche possibile automatizzare i rilievi dotando la stazione totale robotizzata di specifico software di gestione dei rilievi e calcolo delle coordinate.



Figura 3.9 - Stazione totale robotizzata

3.2.4 Monitoraggio GNSS

I sistemi di posizionamento satellitare possono essere impiegati per il calcolo della posizione (coordinate e quota) di punti di controllo sul corpo di frana. Il monitoraggio di un'area in frana viene condotto utilizzando la metodologia GPS/GNSS in modalità differenziale, ovvero misurando la posizione di una o più stazioni

all'interno dell'area in studio (stazioni *rover* o di monitoraggio) rispetto a una o più stazioni di riferimento (*Master* o Base) posizionate in aree stabili o relativamente più stabili rispetto a quella in studio e determinando il vettore (*baseline*) come espressione della differenza di coordinate. L'inquadramento delle stazioni di riferimento in un sistema di coordinate internazionale permette di passare da misure relative a misure assolute, ma questo non è sempre necessario e dipende dalle finalità del monitoraggio [1]. Nel caso di una frana, per la quale l'obiettivo è la definizione degli spostamenti all'interno del corpo di frana relativamente ad un punto considerato stabile, può essere correttamente utilizzato un sistema di riferimento locale. In generale la metodologia di rilievo GPS/GNSS è condotta nelle seguenti modalità:

- statica con acquisizione periodica;
- statica con acquisizione continua;
- statico-rapida;
- cinematica in tempo reale o con post-processamento.

La trasmissione del segnale satellitare prescinde dalle condizioni meteorologiche e non necessita dell'intervisibilità tra le singole stazioni GPS/GNSS (Figura 3.10), essa però è disturbata dalla presenza di ostacoli (piante, fogliame, strutture antropiche, ecc.). Pertanto, la postazione di misura richiede la presenza di un orizzonte il più possibile libero.

Il numero di stazioni di monitoraggio e di riferimento da installare dipende dalle dimensioni e dalle caratteristiche del fenomeno, dalle problematiche logistiche e dal numero di strumenti disponibile.



Figura 3.10 - Postazione GNSS

3.2.5 Misure Lidar

I sistemi LiDAR (*Light Detection and Ranging*), e più in generale tutti quelli che sono in grado di acquisire modelli digitali del terreno, possono essere impiegati nel campo del monitoraggio delle frane per una valutazione delle variazioni morfologiche prodotte dall'evoluzione della frana. Il Lidar, nella sua versione terrestre o aerotrasportata, è uno strumento di rilevamento topografico utilizzato per la generazione di nuvole di punti tridimensionali dell'oggetto ripreso. Tali strumenti, in linea generale, emettono impulsi laser e ne

ricevono gli echi riflessi generando una nuvola di punti tridimensionale in un sistema di riferimento arbitrario e/o geografico (assoluto).

Attraverso una comparazione di DTM acquisiti in tempi successivi, è infatti possibile riconoscere e misurare l'entità delle deformazioni topografiche occorse nel periodo intercorso tra i vari rilievi disponibili (Figura 3.11). Questo approccio si dimostra molto efficace per una caratterizzazione multi-temporale dello stato di attività della frana e per l'identificazione degli eventuali domini cinematici. Considerando fenomeni più ampi e complessi, è infatti molto comune la presenza di settori caratterizzati da tassi di movimento più elevati ed altri meno attivi [1]. Uno studio di carattere areale permette il riconoscimento e la delimitazione di questi settori ed una valutazione numerica delle variazioni occorse. Per contro, la frequenza di campionamento che caratterizza questi sistemi (con particolare riferimento al LiDAR aereo) spesso è piuttosto bassa e quindi è necessario considerare questo approccio per lo più non adatto ad un monitoraggio del fenomeno di dissesto in continuo o ad alta frequenza.

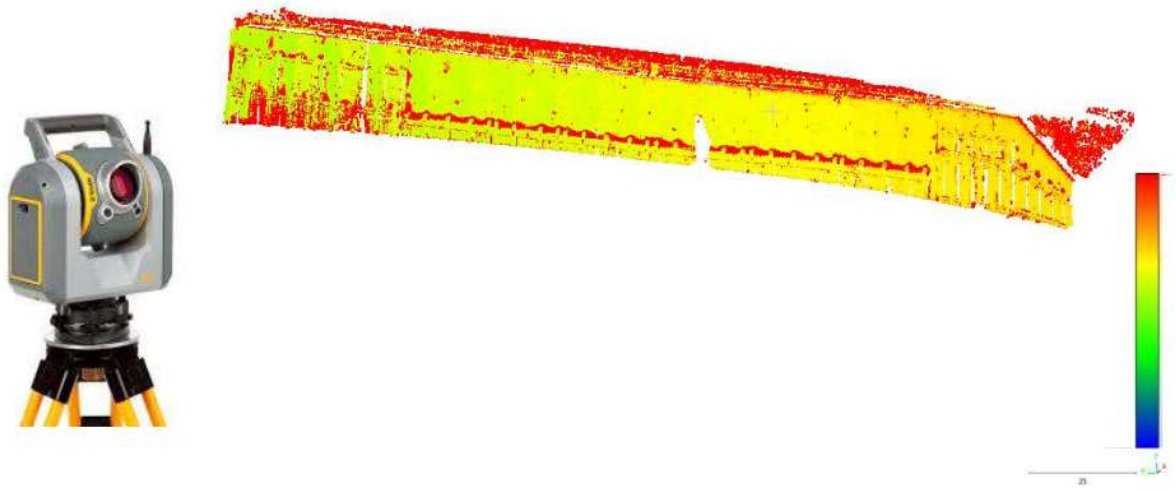


Figura 3.11 - Scansione laserscanner

3.2.6 Misure interferometriche da satellite

Le tecniche radar interferometriche utilizzano la differenza di fase tra immagini acquisite da sensori Radar ad Apertura Sintetica (SAR) e stimano eventuali differenze riconducibili a fenomeni di deformazione avvenuti tra le acquisizioni. In particolare, le tecniche interferometriche radar satellitari multi-temporali chiamate PSI (*Persistent Scatterer Interferometry*) si basano sull'analisi di lunghe serie di immagini radar (Figura 3.12) acquisite da satellite su una stessa area in tempi diversi, all'interno delle quali vengono identificati bersagli radar, naturali e antropici, che vengono utilizzati per la misura degli spostamenti superficiali del terreno [12]. Questo approccio è basato sul riconoscimento di bersagli radar puntiformi, costituiti da riflettori permanenti chiamati PS (acronimo di *Persistent Scatterers*), che mantengono la stessa "firma elettromagnetica" in tutte le immagini satellitari al variare dell'acquisizione e delle condizioni climatiche e atmosferiche, preservando l'informazione di fase nel tempo. Lo studio delle deformazioni su larga scala si basa sull'analisi delle serie storiche dello spostamento di singoli PS nelle geometrie ascendente e discendente.

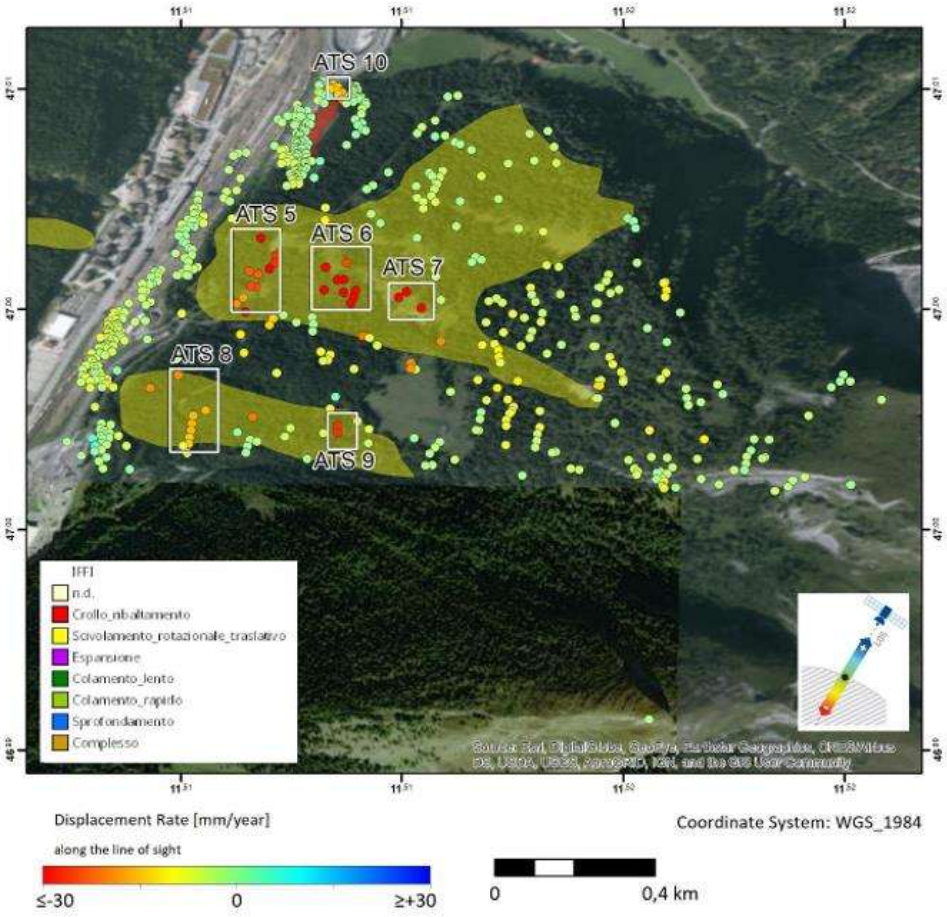


Figura 3.12 - Interferometria satellitare

3.2.7 Celle di carico

La cella di carico toroidale elettrica è un particolare sensore di pressione che misura le variazioni di carico di lavoro a cui sono sottoposti tiranti ed ancoraggi di rinforzo, permettendo in questo modo di valutare con cura le eventuali perdite per il rilascio durante l'esercizio oppure gli aumenti della pressione dovuti alla spinta del terreno sulle strutture di contenimento [13].



Figura 3.13 - Cella di carico su tiranti di ancoraggio a trefoli

4 Caso di Studio

4.1 Introduzione

Nel lavoro di tesi si analizza la stabilità di una struttura di contenimento che contrasta un versante interessato da un esteso movimento franoso. A ridosso della struttura, situata nelle vicinanze di una stazione ferroviaria, sono installati diversi strumenti di monitoraggio per il controllo dei fenomeni deformativi in atto.

Il muro in questione è stato realizzato negli anni tra il 1963 e il 1966 a seguito dell'allargamento del piazzale di stazione per consentire l'aggiunta di due ulteriori binari, incidendo al piede del versante con uno sbancamento di circa 13m di altezza. Il muro attuale è un tipico muro a gravità in calcestruzzo non armato con altezza massima di circa 14m, spessore in sommità di 1.5m e spessore di base di 2.8m. La fondazione in calcestruzzo è impostata a circa 3m di profondità rispetto al piazzale con un sensibile allargamento (B=4m) per la presenza di terreno di fondazione scadente.

Negli anni, la struttura è stata oggetto di adeguamenti strutturali; contestualmente, i sistemi di monitoraggio sono stati più volte modificati nel tempo. Dal giugno 2023, sulla struttura è attivo un sistema di monitoraggio automatico con finalità di allertamento.



Figura 4.1 – Aerofotogrammetria dell'area di studio (Google Earth). In rosso è riportata l'area oggetto di approfondimento



Figura 4.2 - Foto frontale del muro in esame

4.2 Assetto geologico e geomorfologico del versante

Facendo riferimento alla carta geologica, sondaggi e sezioni geologiche reperite, è possibile desumere che il versante in questione è costituito nella porzione inferiore da calcescisti. Si tratta di una roccia di colore grigio scuro a grana media, a tessitura generalmente scistosa-ondulata, che ingloba frequenti lenti di quarzo o di quarzo misto a calcite. Verso fondovalle, le perforazioni hanno messo in evidenza la presenza in profondità di lenti ed orizzonti di marmi calcareo-dolomitici sempre attribuibili all'unità geologica dei calcescisti. La giacitura degli strati è disposta a franapoggio con la stessa inclinazione del pendio, generalmente compresa fra 35° ± 5°, e l'ammasso roccioso è in genere sensibilmente fratturato.

Sul fondovalle sono presenti depositi alluvionali di origine fluviale e fluvioglaciale, ghiaie sabbiose, con presenza di una modesta frazione limosa. Nelle porzioni prossime al piano campagna si trovano sabbie limose e limi argillosi in cui sono presenti importanti livelli di torbe o sostanza organica.

Lungo il pendio si rinvengono depositi di copertura, costituiti per lo più da materiali detritici di falda, da depositi colluviali ed accumuli di frana.

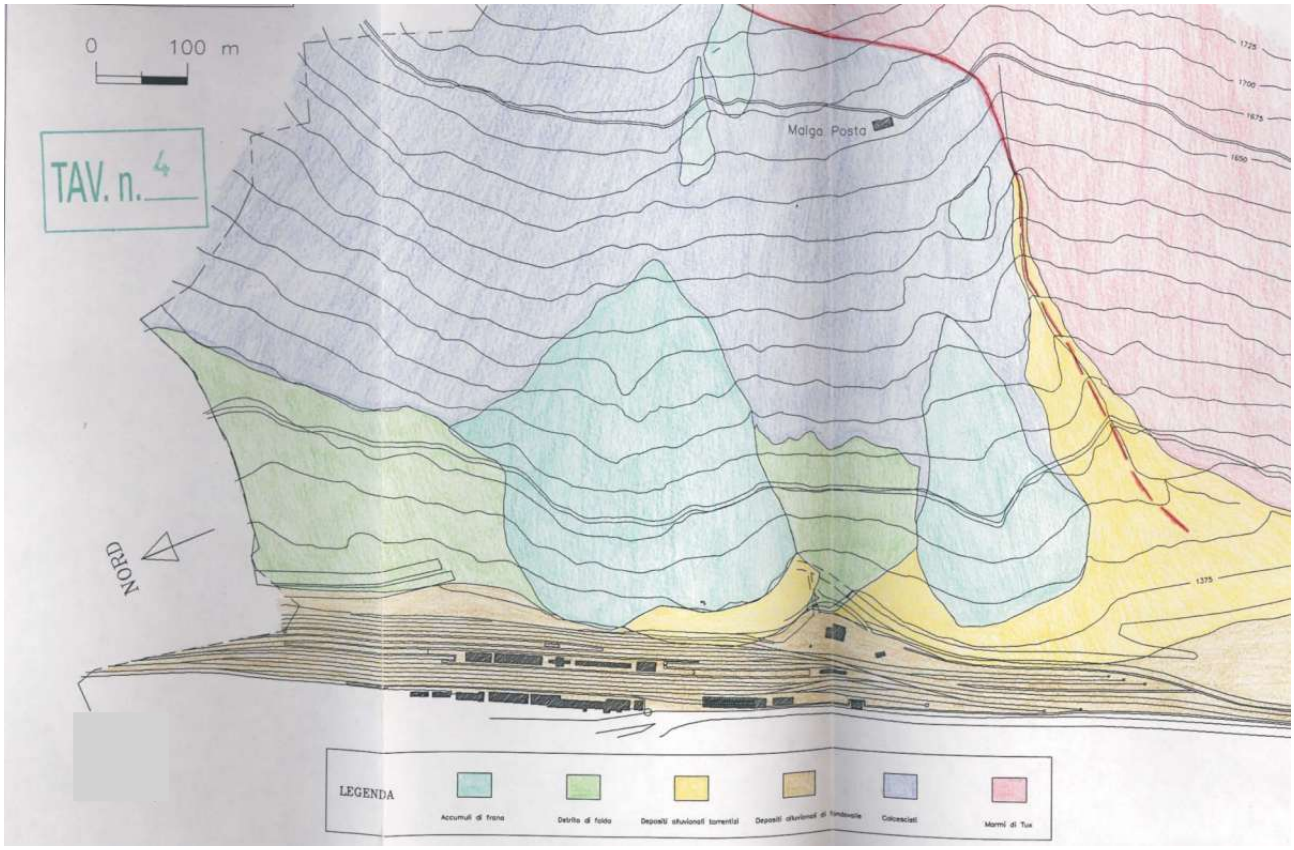


Figura 4.3 - Carta geologica [14]

Il versante in oggetto ha conosciuto una sensibile attività morfodinamica dovuta sostanzialmente a fenomeni di erosione idrica e di massa che hanno modellato intensamente il versante compreso fra il fondovalle e quota circa 1800m. Le forme di erosione più diffuse sono costituite da scarpate di frane di scivolamento traslativo in roccia, le quali assumono andamento e direzioni prevalentemente regolate dall'assetto tettonico generale del pendio.

Secondo lo studio geomorfologico del 1994 [14], nell'area risultano mappati n.2 corpi di frana, di cui uno condiziona la stabilità geostatica del fondovalle interferendo con il muro di sostegno. Si sviluppa da quota 1370m a 1600m assumendo una forma lobata allargata. È costituito da detrito a volume molto variabile, dove spesso esistono anche vuoti e contropendenze. Il volume è stimato in circa 600.000 m^3 con uno spessore massimo di 50m, ed è costituito dal materiale roccioso staccatosi progressivamente nel tempo dalle scarpate.

A livello morfologico, l'esistenza di movimenti attivi in questa zona del pendio è evidente. Lo stesso accumulo di frana è interessato da superfici di rottura con evoluzione retrograda complessa, lungo superfici di base di stratificazione. L'accumulo di frana ricopre quasi completamente un precedente conoide alluvionale torrentizio che è ormai visibile solo al piede del pendio, dove emerge parzialmente. È stato depositato da un torrente il cui alveo si sviluppava lungo la linea di massima pendenza sino a quota 1800m, colmato completamente dal successivo accumulo di frana. La presenza del paleoalveo è stata rilevata sperimentalmente, mediante le prospezioni sismiche a rifrazione eseguite a diverse quote.

Per ultimo, l'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) riporta, in corrispondenza dell'area di studio (Figura 4.4, Figura 4.5), quattro dissesti principali sul versante in cui è impostata l'opera in progetto:

1. Frana per scivolamento rotazionale/traslativo – Stato di attività: Attivo/riattivato/sospeso;

2. Aree con crolli/ribaltamenti diffusi - Stato di attività: Attivo/riattivato/sospeso;

3. Frana per scivolamento rotazionale/traslativo – Stato di attività: Stabilizzato;

4. Aree con crolli/ribaltamenti diffusi - Stato di attività: Attivo/riattivato/sospeso.

Il primo corpo di frana citato, quello di interesse per questo studio, costituisce il corpo di frana principale ed è descritto dall'ISPRA come di seguito riportato: "Rimobilitazione di materiale precedentemente accumulato, per scalzamento al piede. Predomina un movimento traslazionale anche nel detrito in quanto il rapporto D/L è fra 0.1 e 0.2 È costituito dal materiale roccioso staccatosi progressivamente nel tempo dalle scarpate subverticali a sviluppo NW-SE di altezza sensibile, compresa fra 20 e 30m, di ammasso in calcescisti, disposte immediatamente a monte, per un volume complessivo di circa 600.000 m³, che scivolano verso valle lungo superfici di base di stratificazione. I parametri morfometrici denotano un indice di dilatazione elevato pari a Id=240% e bassi indici di scorrimento e di spostamento (Isc=5,6; Isp=3,25). Complessivamente si tratta di un accumulo di età recente, apparentemente stabilizzato, ma in diversi punti sono presenti delle scarpate di movimento palesemente attive a sviluppo trasversale con concavità rivolta a valle che si accompagnano a zone di evidente allentamento geostatico del versante. L'accumulo di frana ricopre quasi completamente nel fianco sinistro un precedente conoide alluvionale torrentizio che è ormai visibile solo al piede del pendio dove emerge parzialmente".

Il secondo identifica un'area più estesa descritta dall'ISPRA [15] come un'area in cui "[...] Complessivamente c'è un rischio elevato di caduta massi, per questo motivo l'autostrada passa attraverso una galleria". Nella medesima documentazione viene inoltre evidenziato il parziale stato di fratturazione in blocchi della roccia sul versante e la presenza di blocchi in equilibrio precario con dimensioni comprese tra il mezzo metro ed i due metri.

Il corpo franoso collocato più a sud è così descritto dall'ISPRA: "Scivolamento traslazionale in roccia. Deve essere fatta molta attenzione a qualsiasi intervento che possa alterare le condizioni di equilibrio dell'accumulo, come incisioni al piede, tagli stradali ecc. Infatti, l'accumulo si trova attualmente in condizioni di equilibrio instabile e qualsiasi intervento anche di piccola entità può causare la rimobilitazione della frana […]. Frana antica di scivolamento in roccia con nicchia di distacco impostata a quota 1650 m […]. L'accumulo è formato da blocchi irregolari di calcescisti, anche di notevoli dimensioni e si presenta ricoperto da alberi di alto fusto".

Infine, il quarto corpo è costituito da un'area con crolli/ribaltamenti diffusi, collocata più a monte lungo il versante, ed è così descritto dall'ISPRA: "L'area in esame è caratterizzata da pendenze moderate. Lungo il versante è possibile cartografare i costoni rocciosi di minore estensione. I costoni rocciosi locali sono compatti, fortemente scistosi e non molto fratturati. I prodotti di degradazione nella gamma di dm (Ø <0,5 m) si trovano di solito direttamente sotto la parete rocciosa come detriti di versante. All'interno dell'area in esame sono stati osservati alcuni blocchi da crollo antichi, testimoni muti e piccoli segni d'impatto sugli alberi".

Il movimento di frana che insiste sul versante può essere classificato come scorrimento roto-traslativo ed è attualmente attivo ed in evoluzione, con movimenti lenti e multipli, lungo superfici di scivolamento poste a diverse profondità. Il corpo di frana principale si sviluppa a partire dalla quota di circa 1800 m s.l.m. fino alla quota del fondo valle posta a circa 1370 m s.l.m. ed è composto dal detrito roccioso di versante depositatosi progressivamente sugli affioramenti dei calcescisti ubicati alle quote più elevate del pendio. Inoltre, il movimento è favorito dall'assetto strutturale dei litotipi costituenti il pendio, la cui stratificazione posta a franapoggio con inclinazione compresa tra 30° e 40° favorisce l'innesco di movimenti gravitativi. Laddove, però, esistono delle incisioni erosive più o meno profonde, operate soprattutto da torrenti, si sviluppano fenomeni di modellamento che coinvolgono porzioni di pendio molto maggiore attraverso frane di scivolamento traslativo che danno origine ad accumuli instabili, molto sensibili alle modificazioni ambientali (Figura 4.6). In diversi punti sono presenti delle scarpate di movimento palesemente attive a sviluppo trasversale con concavità rivolta a valle che si accompagnano a zone di evidente allentamento geostatico del versante.

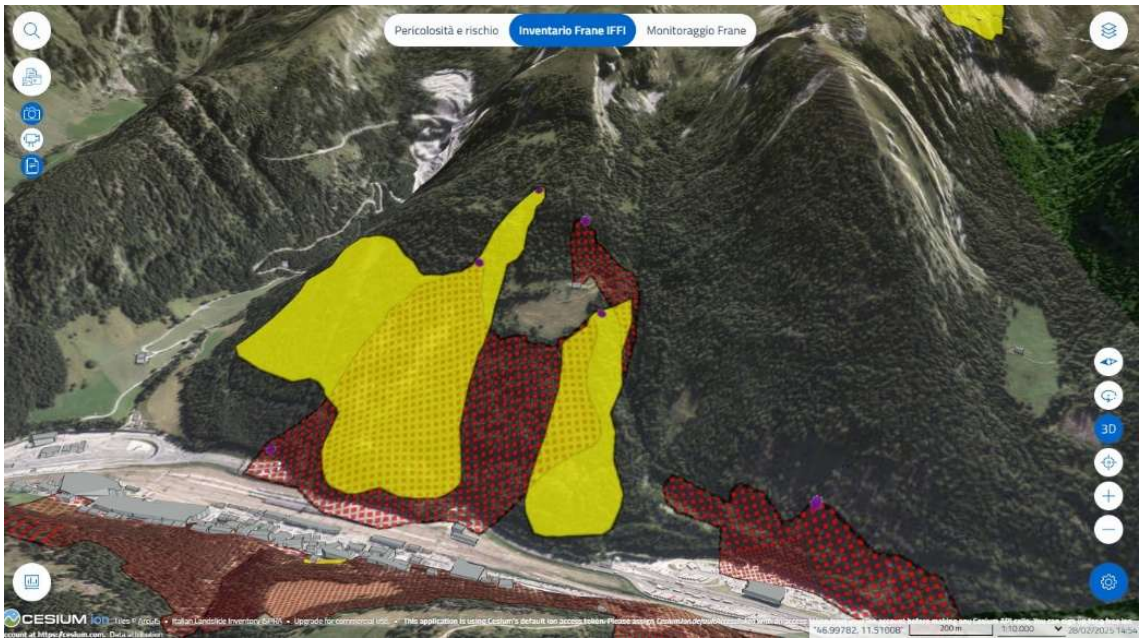


Figura 4.4 - Estratto Inventario IFFI dell'area oggetto di studio [15]

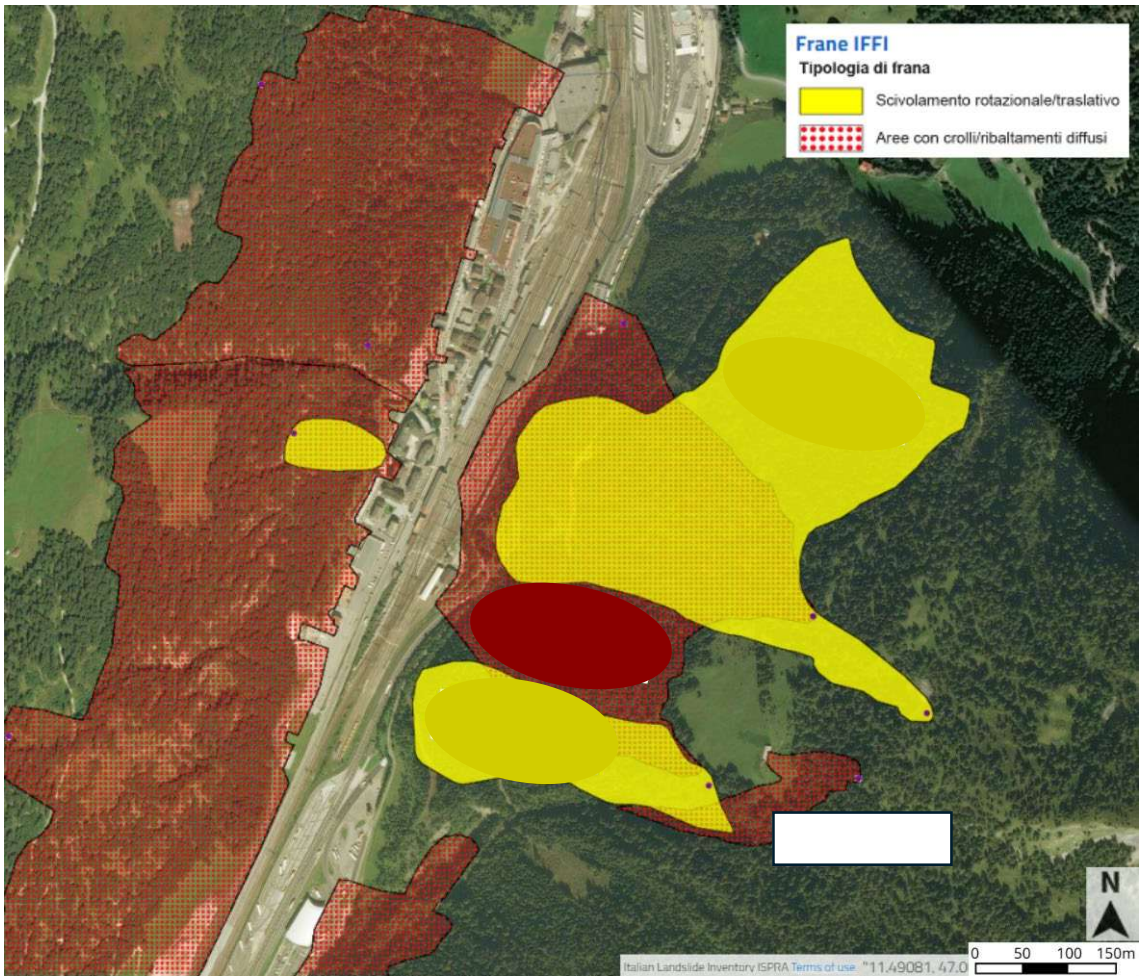


Figura 4.5 - Stralcio dell'IFFI ricavato dal Geoportale Idrogeo [15]

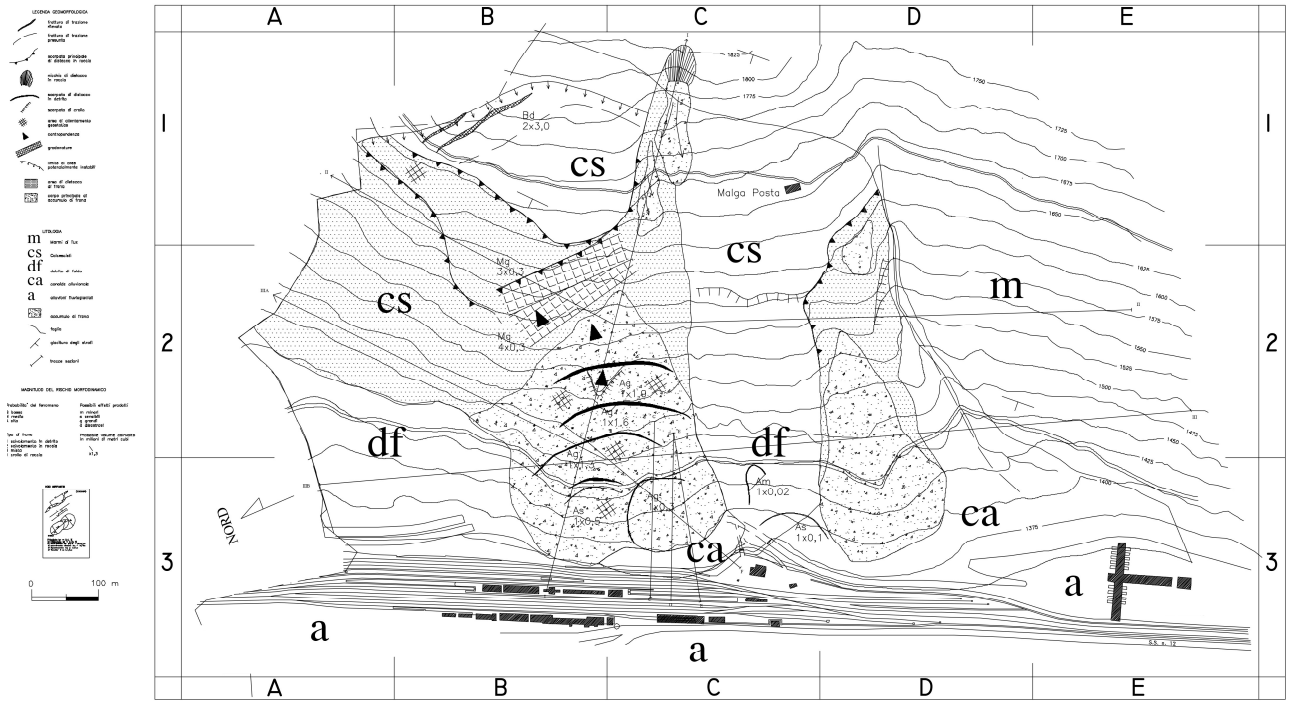


Figura 4.6 - Geomorfologia [14]

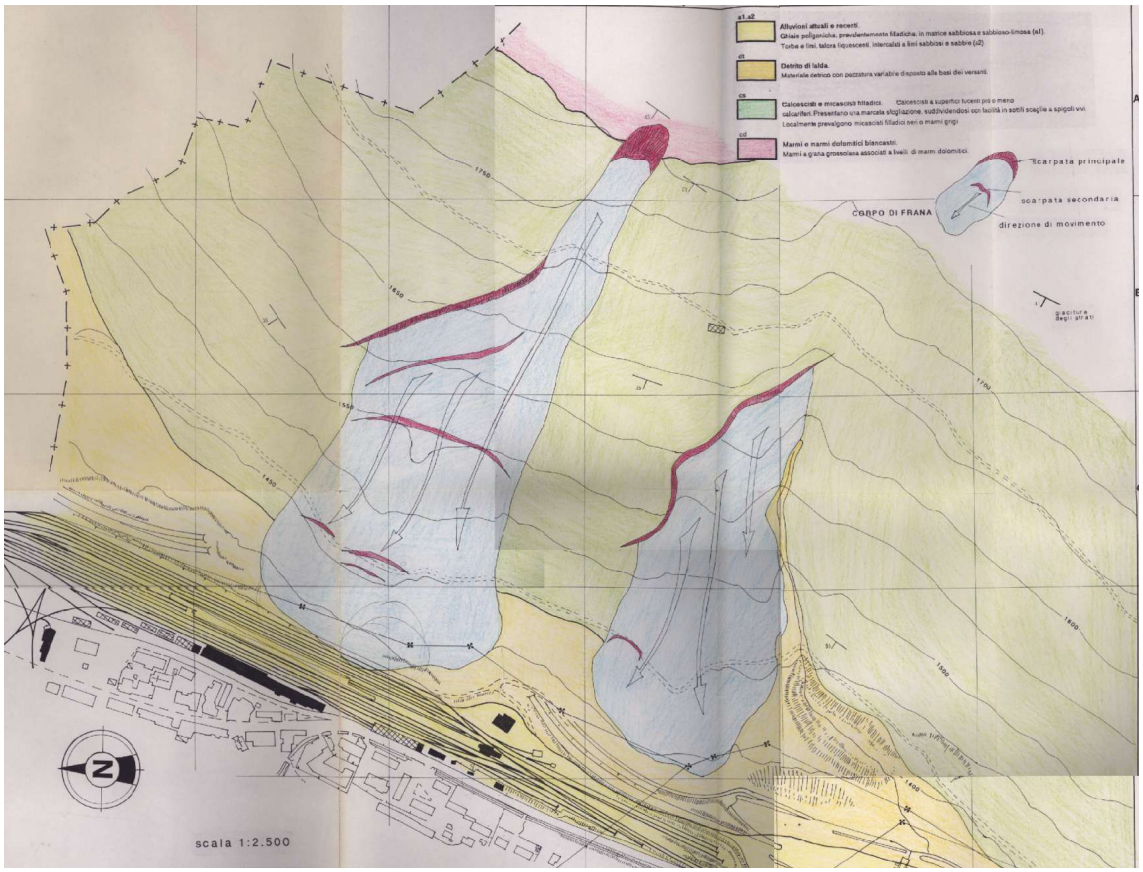


Figura 4.7 - Planimetria corpo frana [14]

4.3 Inquadramento idrogeologico

Per ciò che concerne lo schema idrografico, il reticolo idrografico in corrispondenza dell'area di studio risulta costituito principalmente dal Fiume Isarco, caratterizzato da un alveo torrentizio che scende dal versante occidentale della valle alla destra orografica. Sulla sinistra orografica del versante invece, l'area di studio è interessata dal Fiume Sill che scorre in direzione nord.

L'assetto idrogeologico del versante e del fondovalle è stato ricostruito sulla base dei dati acquisiti con i monitoraggi piezometrici disponibili e sulla base dell'assetto geologico locale [14]. I dati disponibili si riferiscono al periodo di monitoraggio compreso fra 1999 e 2010, periodo in cui venivano rilevati diversi piezometri con frequenza variabile (v. paragrafo successivo) oppure ai rilevamenti effettuati durante perforazioni geognostiche.

Nella documentazione si desumeva che sul fondovalle la falda freatica varia attorno a profondità comprese fra 2m e 6m, con oscillazioni che seguono l'andamento stagionale delle piogge, con massimo in periodo estivo e minimo invernale. All'interno del versante i dati disponibili sono ridotti e indicano che la falda nella porzione inferiore del pendio si mantiene a quote similari. Si riporta la presenza di corpi idrici limitati ed effimeri contenuti negli strati più permeabili del corpo detritico di versante, riscontrati in periodi di abbondanti precipitazioni e scioglimento della copertura nevosa. Con probabilità, durante le precipitazioni, si verifica, nei depositi incoerenti nei quali si sviluppa la frana, una circolazione idrica lungo le superfici di rottura, che genera un modesto carico piezometrico alla base del muro.

Per ciò che concerne le permeabilità, è stata effettuata una categorizzazione delle unità idrogeologiche in base alle caratteristiche geologiche, attribuendo un valore di permeabilità alle singole unità riscontrate basata su fonti bibliografiche. Sul fondovalle, sono state identificate una classe di permeabilità attribuibile ai corpi antropici con permeabilità variabile (valori da 10^{-7} m/s a 10^{-4} m/s), e depositi classificati come "Alluvioni recenti ed attuali talora terrazzate. Coni di deiezione (a2)" sono caratterizzati sia da materiali grossolani (ghiaie più o meno grossolane, 10^{-5} m/s e 10^{-2} m/s) che medio-fini (sabbie e limi, 10^{-5} m/s e 10^{-8} m/s). Il versante in frana, invece, è caratterizzato da depositi a permeabilità medio-alta e comprende principalmente corpi sedimentari a granulometria ghiaiosa a composizione eterometrica da angolosi ad arrotondati, in base al meccanismo deposizionale, con matrice sabbiosa. Il range che è stato attribuito è compreso tra valori di 10^{-5} m/s e 10^{-2} m/s, definendo così una permeabilità per porosità da media ad alta.

Per quanto riguarda l'ammasso roccioso, invece, sono state individuate due classi differenti a seconda del tipo di permeabilità per fratturazione e una classe che identifica una permeabilità sia per fratturazione che per carsismo. Il range di valori possibili è compreso tra 10^{-9} m/s (normale stato di fratturazione) e 10^{-6} /m/s (zone di faglia).

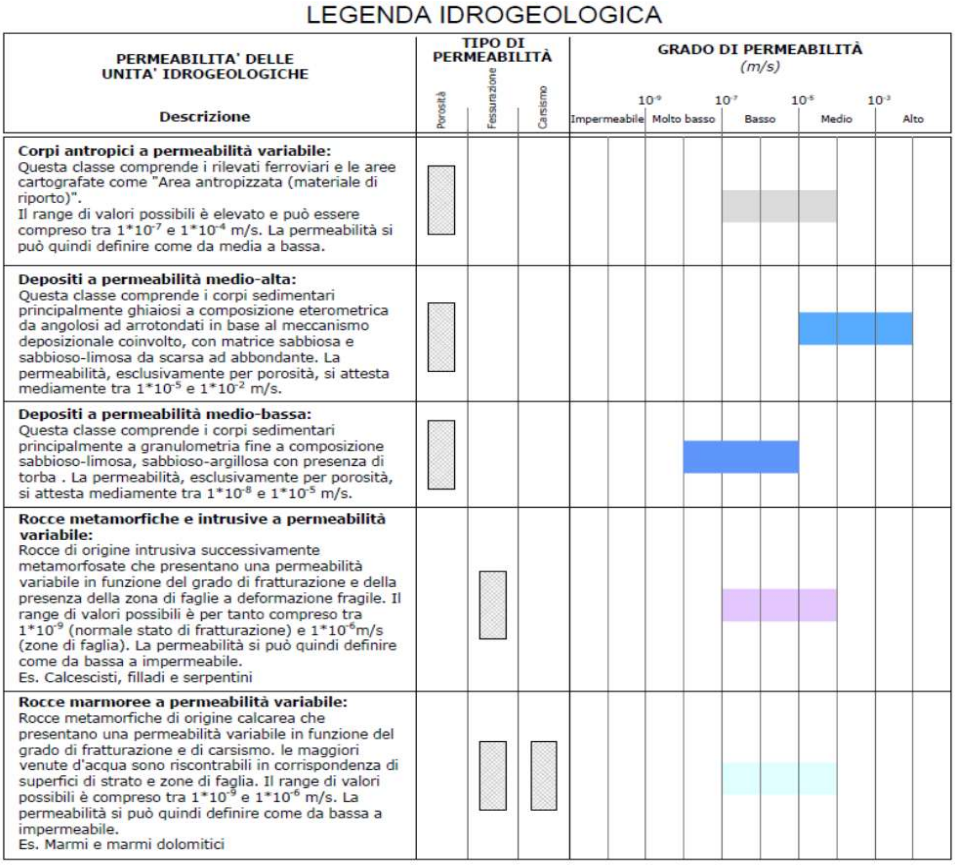


Figura 4.8 - Classi di permeabilità e valori del grado di permeabilità (m/s) individuati nell'area [14]

4.4 Analisi della pericolosità idrogeologica

Per quanto concerne i rischi di natura geologico-geomorfologica è stata analizzata la cartografia tematica resa disponibile dall'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) [15]. I Piani delle Zone di Pericolo (PZP), individuano le aree soggette ai pericoli idrogeologici (frane, alluvioni, colate detritiche e valanghe) che incombono su insediamenti e infrastrutture, individuandone l'entità e l'estensione geografica.

Il PZP prevale sugli strumenti urbanistici comunali, che devono pertanto rispettarne le prescrizioni. Alle zone di pericolo si applicano infatti le norme di uso del suolo contenute in un apposito Regolamento di esecuzione. Nei Piani delle zone di pericolo vengono valutati i pericoli idrogeologici, quali: Frane, Pericoli idraulici e Valanghe.

La Carta delle zone di pericolo riporta, con campiture differenti, le zone relative ai 3 tipi di pericolo idrogeologico considerati, mentre per indicare i livelli di pericolo si utilizzano i seguenti colori:

- Rosso: zone a pericolo molto elevato (H4);
- Blu: zone a pericolo elevato (H3);
- Giallo: zone a pericolo medio (H2);
- Grigio: zone esaminate che al momento della redazione del PZP non evidenziano livelli di pericolo H4-H3-H2.

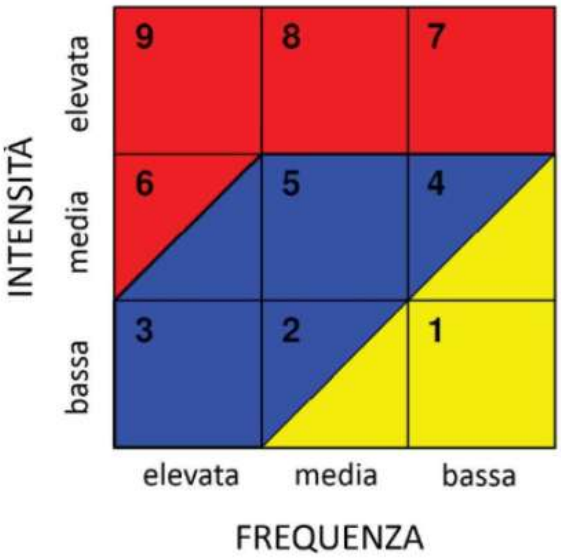


Figura 4.9 - Matrice intensità-frequenza per determinare i livelli di pericolo [16]

In Figura 4.10 e Figura 4.11 si riportano gli stralci dei Piani delle Zone di Pericolo (PZP) [16], in riferimento alla pericolosità da frana e da valanga rispettivamente. Da tale cartografia emerge come l'area di studio sia caratterizzata da pericolosità da frana H3 (elevata) e pericolosità da valanga 1 (non pericoloso).

Il piano ha perimetrato, in corrispondenza dell'area di studio, un'area a rischio molto elevato da frana R4 (Figura 4.12).

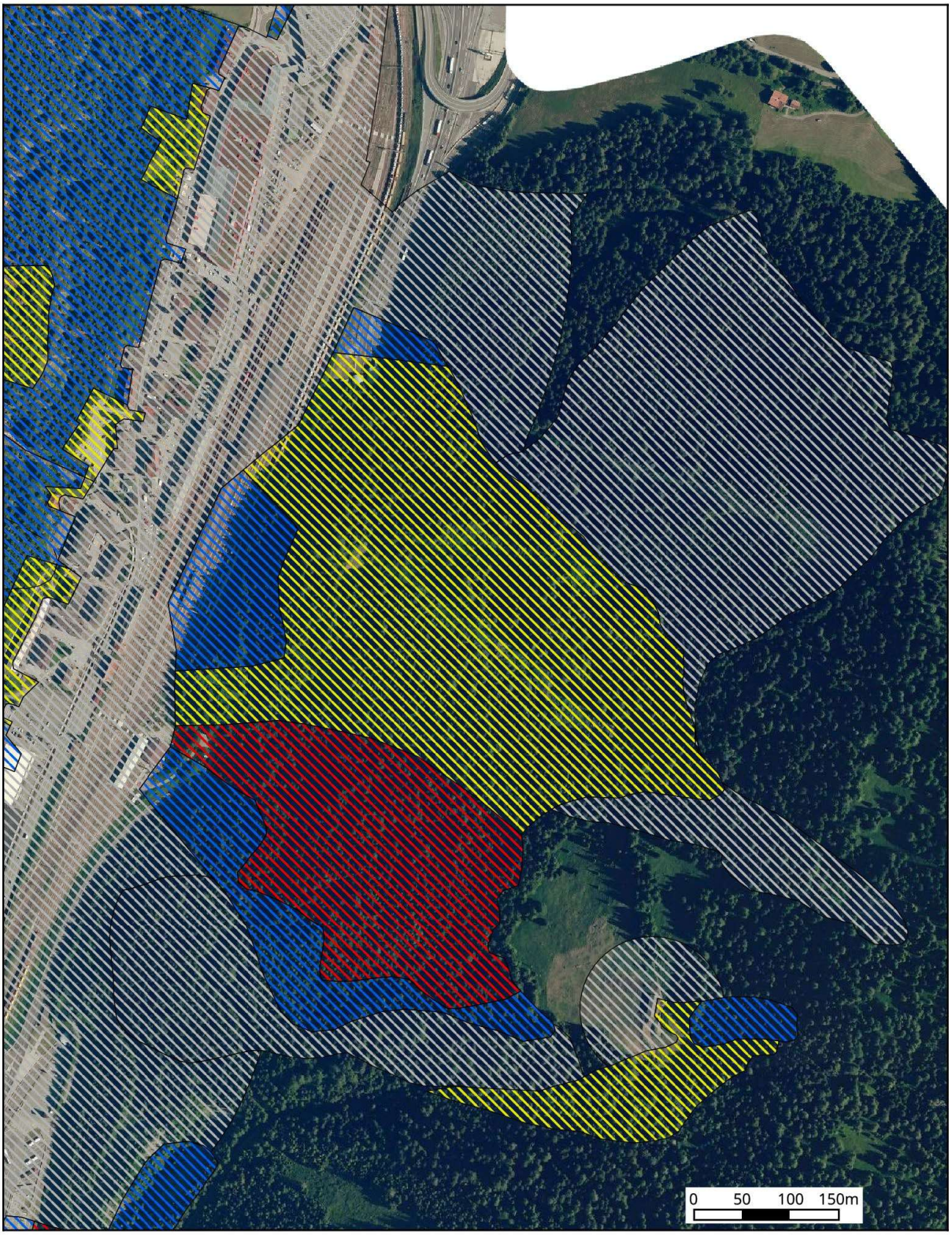


Figura 4.10 - Stralcio della Pericolosità da Frana riportata nei Piani delle zone di pericolo (PZP) [16]

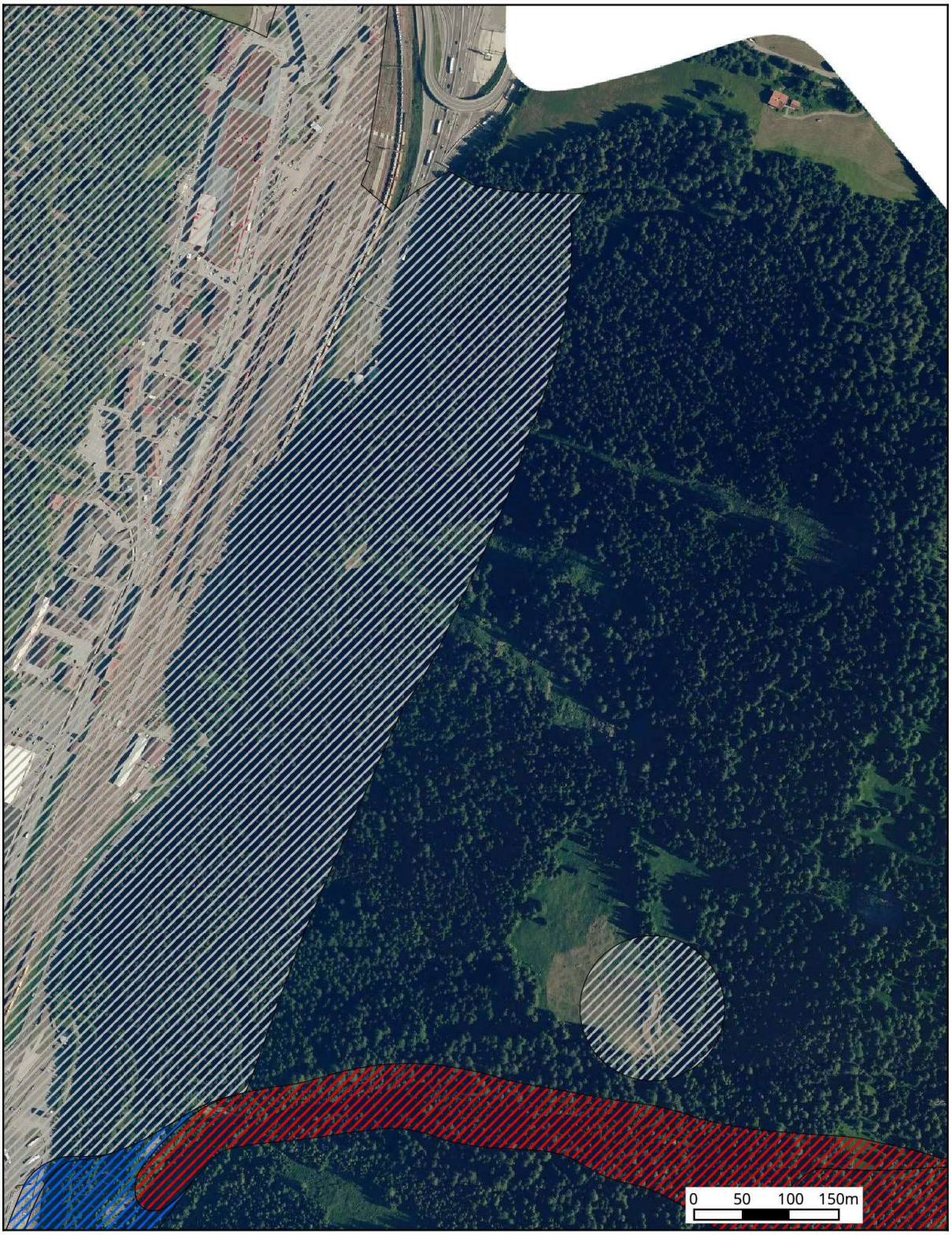


Figura 4.11 - Stralcio della Pericolosità da Valanga riportata nei Piani delle zone di pericolo (PZP) [16]

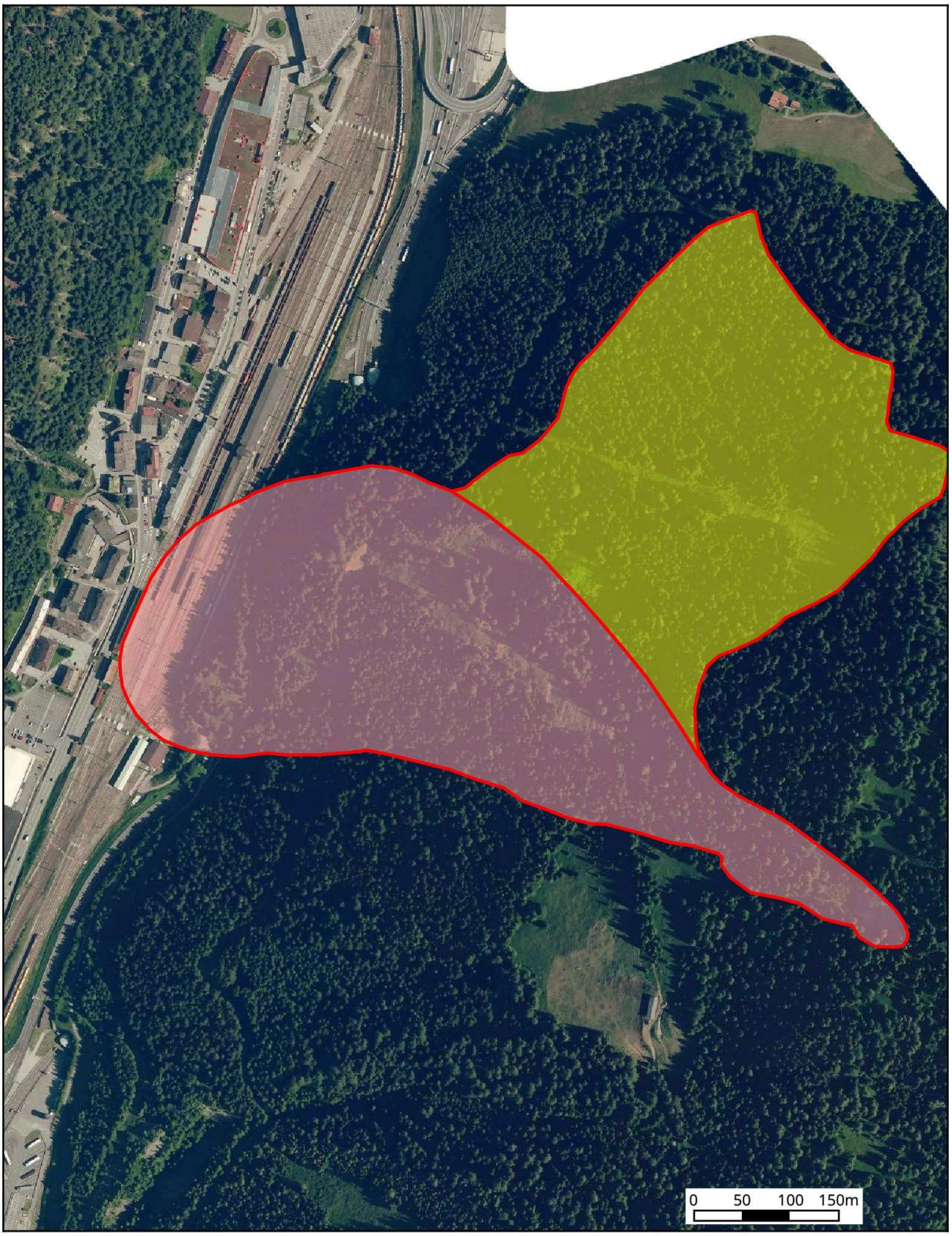


Figura 4.12 - Stralcio delle Zone a rischio geologico D.L. 180, 11.6.1998 [16]

4.5 Sismicità dell'area

4.5.1 Classificazione sismica e pericolosità sismica di base

Ai sensi delle NTC2018 [17], l'azione sismica viene determinata in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido (Categoria A) e superficie topografica orizzontale (Categoria T1); si fa qui riferimento alle tabelle in allegato alla edizione 2008 delle NTC, le quali elencano i valori di accelerazione massima al suolo, oltre ai parametri spettrali, in corrispondenza dei punti di una griglia di apertura 5x5 km a coprire il territorio nazionale. Il sito è stato classificato in zona sismica 4: "Zona con pericolosità sismica molto bassa" poiché ricade in un'area con un valore di a_g compreso tra 0,025g e 0,050g (Figura 4.13).

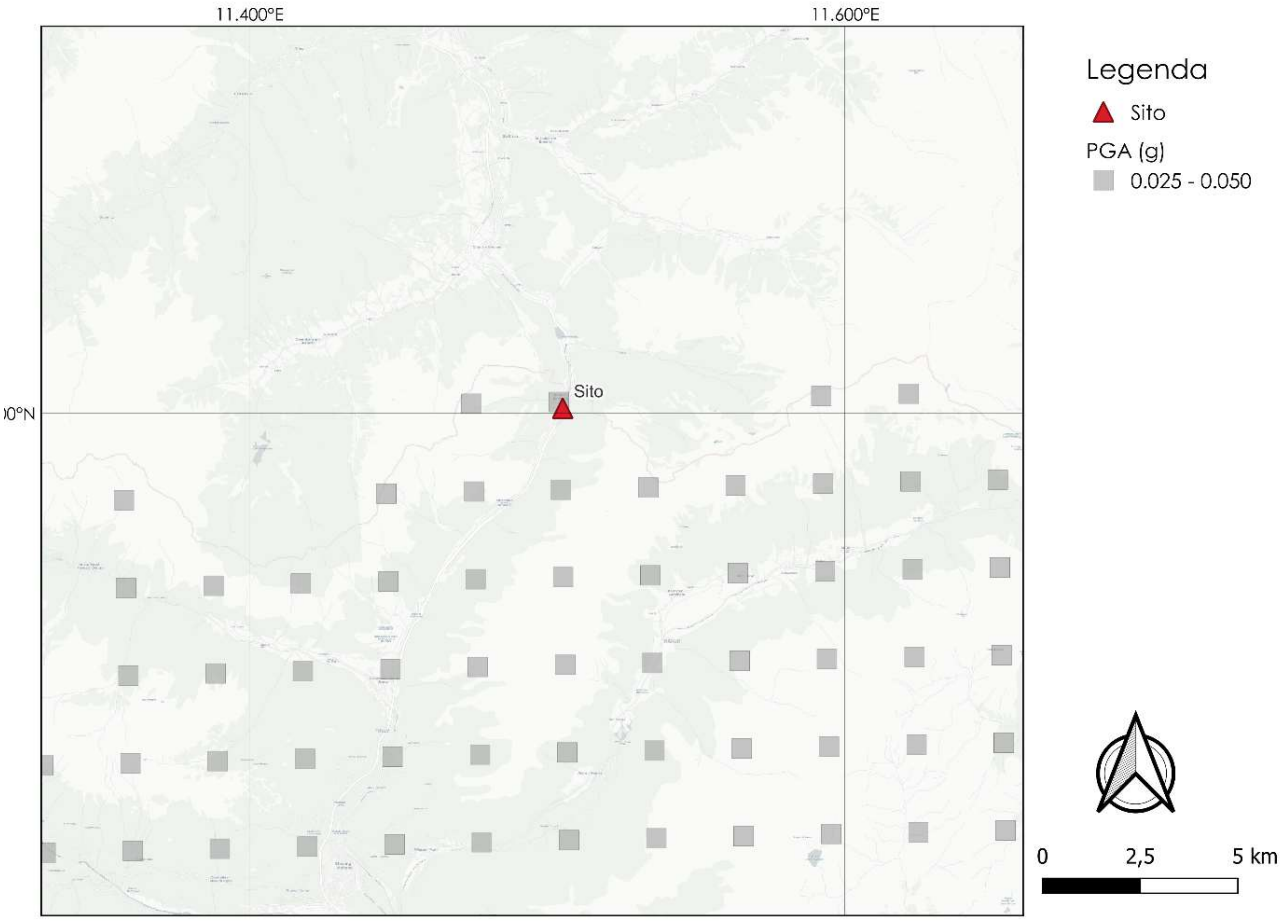


Figura 4.13 - Valori di pericolosità sismica in termini di accelerazione massima (g) su suolo rigido nell'intorno dei siti di progetto da elaborazioni DPC-INGV S1 [18]

4.5.2 Sorgenti sismogenetiche

La Figura 4.14 illustra la distribuzione degli epicentri dei terremoti inclusi nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani [19]. Gli epicentri sono sovrapposti alle sorgenti sismiche del modello di zone sismogenetiche ZS9 [20], alla base dell'attuale mappa di pericolosità del territorio italiano di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni [17]. In Figura 4.15 sono inoltre riportate le principali faglie individuali (ISS) ed i sistemi di faglie composite (CSS) tratti dal progetto DISS3 [21]. Il modello sismogenetico racchiude pertanto informazioni sia di natura geologica, sia dettate dalla sismicità storica.

L'area di studio non ricade all'interno di zone sismogenetiche; le zone sismogenetiche più vicine si trovano a sud del sito in esame a una distanza di circa 100 km e ad ovest del sito a una distanza di circa 72 km. Tali ZS

appartengono all'Arco Alpino, più precisamente al settore in cui è osservata la massima convergenza tra le placche adriatica ed europea. I lineamenti di faglia più vicini al tracciato sono costituiti da sistemi di faglie composite (CSS), all'interno dei quali si classificano alcune sorgenti individuali (ISS). A ovest del sito di progetto si trova il sistema ATCS012, caratterizzata da una sismicità sparsa ma moderata. I principali eventi in questa zona si sono verificati il 17 luglio 1670 (Mw 5.6) e il 22 dicembre 1689 (Mw 5.3). A sud del sito, è localizzato il sistema ATCS010 che corrisponde alla parte sismogenetica della zona di faglia Periadriatica (PFZ). La PFZ è un importante faglia tettonica avente un orientamento Ovest-Est che segna il confine tra la catena principale delle Alpi Centrali dal dominio delle Alpi Calcaree meridionali. Questo lineamento tettonico si è originato a seguito della collisione fra la Placca Adriatica e la Placca Euroasiatica. L'attività sismica registrata strumentalmente lungo la linea Periadriatica è bassa, ma questa faglia è una delle possibili strutture ospitanti il terremoto del 1348, uno degli eventi più forti della regione.

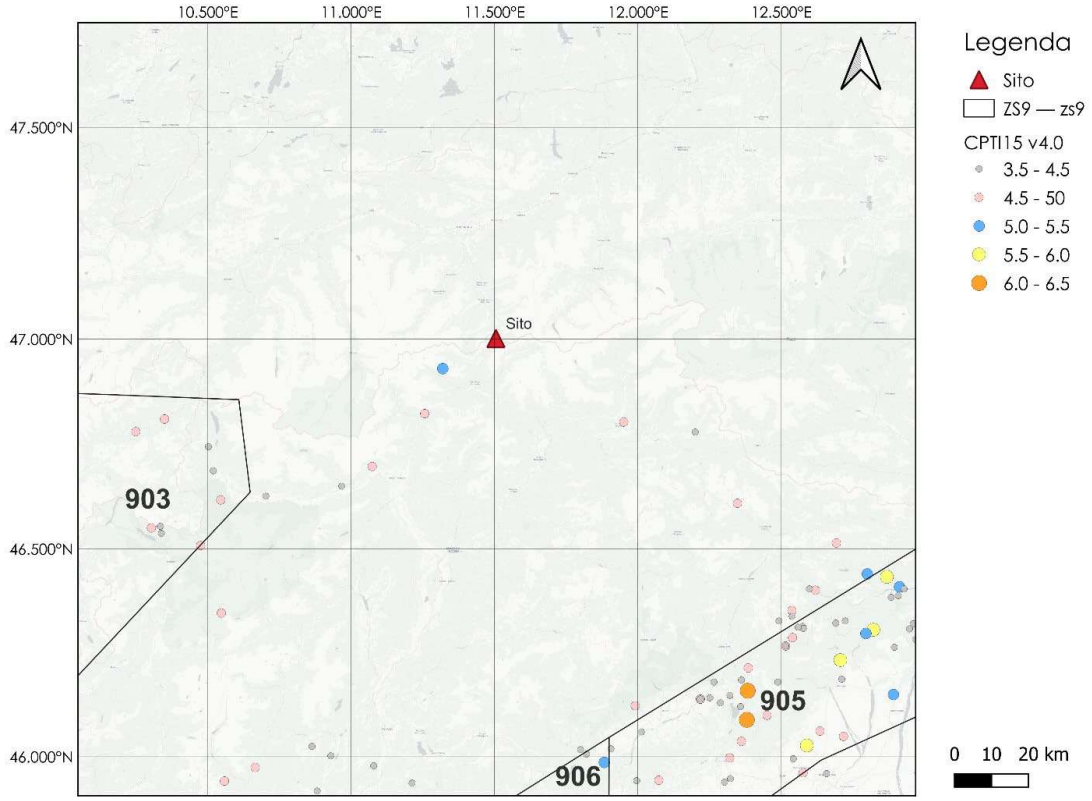


Figura 4.14 - Contesto sismo-tettonico della regione estesa nell'intorno dei siti di progetto: i poligoni in nero rappresentano i confini delle sorgenti sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), i cerchietti colorati rappresentano gli epicentri dei terremoti inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI15) [18]

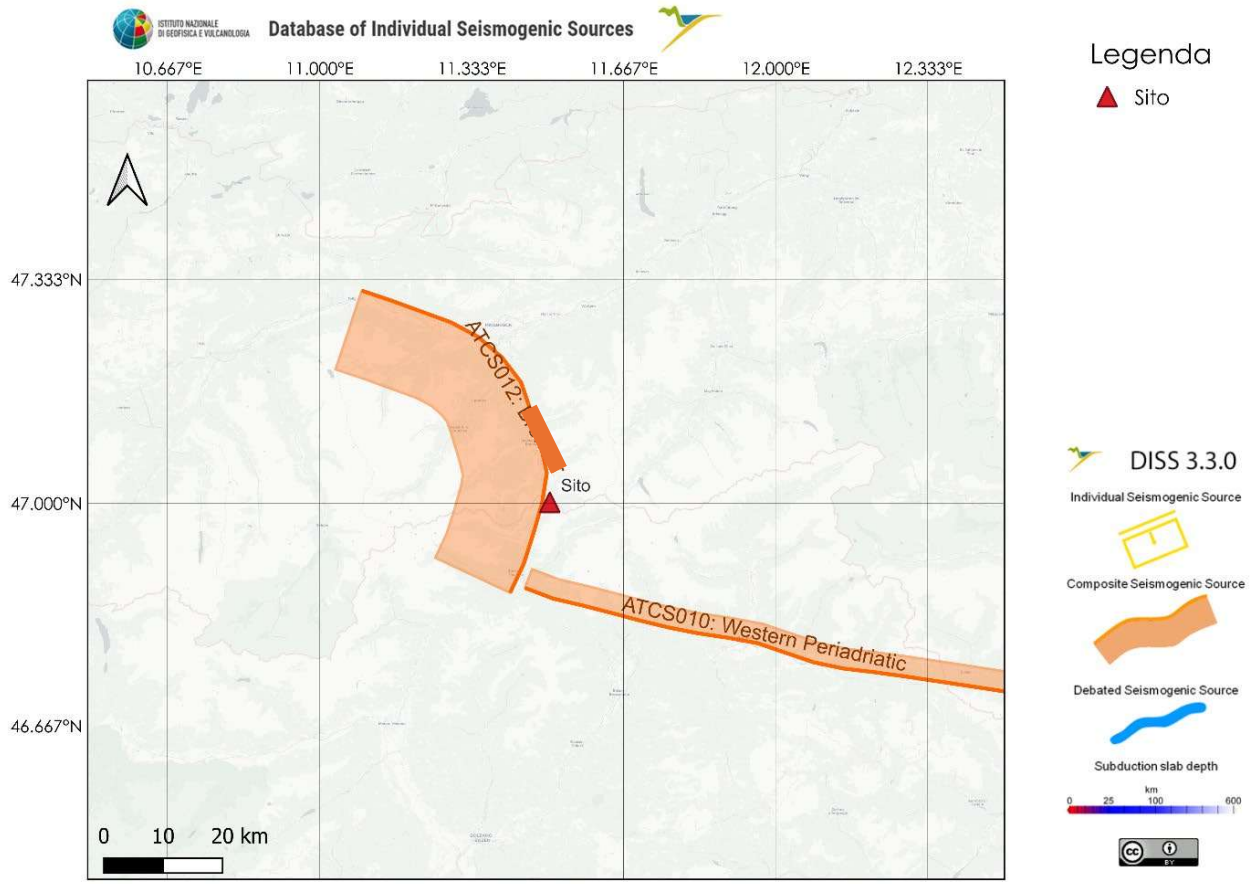


Figura 4.15 - Sorgenti sismogenetiche individuali e composite dal "Database of Individual Seismogenic Sources" (DISS 3.3.0) [18]

4.5.3 Magnitudo di riferimento

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento, oltre al quadro sismo-tettonico esposto ai paragrafi precedenti, può essere considerata l'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2018. Il calcolo dei valori di magnitudo di riferimento avviene mediante l'analisi di disgregazione di PGA nell'intorno del sito di progetto. Per il sito di progetto può essere considerato un valore di magnitudo di riferimento pari a 5.9 per una probabilità di superamento di 5% in 50 anni. Dalla consultazione del catalogo ECLiq [22] che riporta le manifestazioni di fenomeni di liquefazione simo-indotti, si è evidenziata l'assenza di tali fenomeni in corrispondenza dell'area di studio e del suo adeguato intorno.

Tabella 3.1 Magnitudo media da disaggregazione dell'accelerazione al suolo su roccia

ID punto griglia	Latitudine (°)	Longitudine (°)	Magnitudo media da disaggregazione PGA con probabilità di eccedenza in 50 anni del 5 %
5854	46.967	11.371	5.79
5855	46.968	11.444	5.84
5856	46.969	11.517	5.88
6076	46.917	11.373	5.79
6077	46.918	11.446	5.85
6078	46.919	11.519	5.89

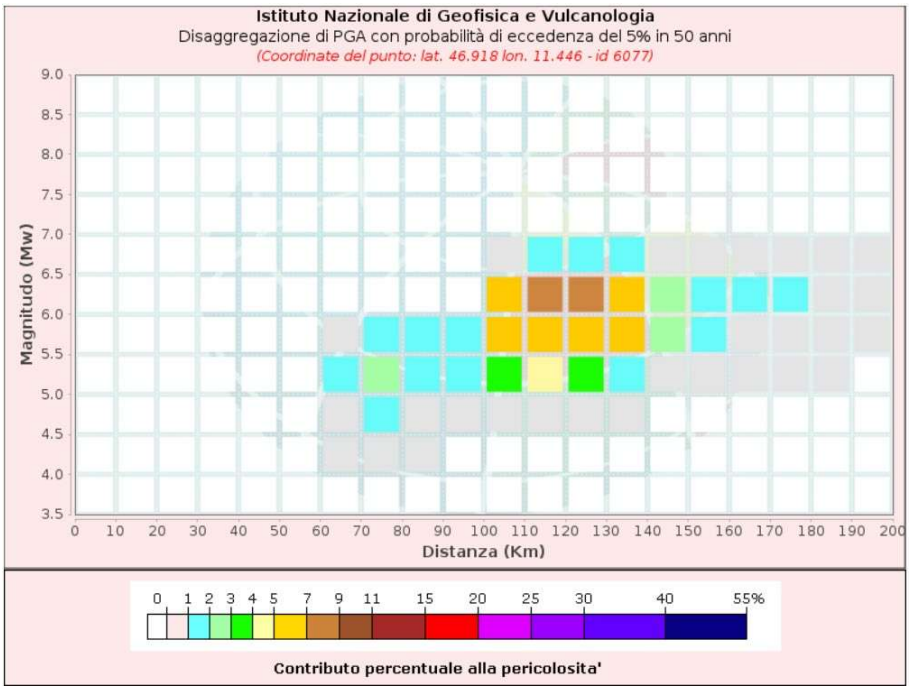


Figura 4.16 - Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità (PGA) per il punto di griglia più prossimo al sito di progetto per una probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (da elaborazioni DPC-INGV S1 [18]

Il Database Macrosismico Italiano DBMI15 [19] contiene tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche (IMCS) risentite a seguito dei terremoti accaduti fino al 2020. Le intensità sismiche massime avvertite nel comune sono nell'ordine di IMCS=4, relativo all'evento del 17/07/2001 caratterizzato da una magnitudo di 4.73.

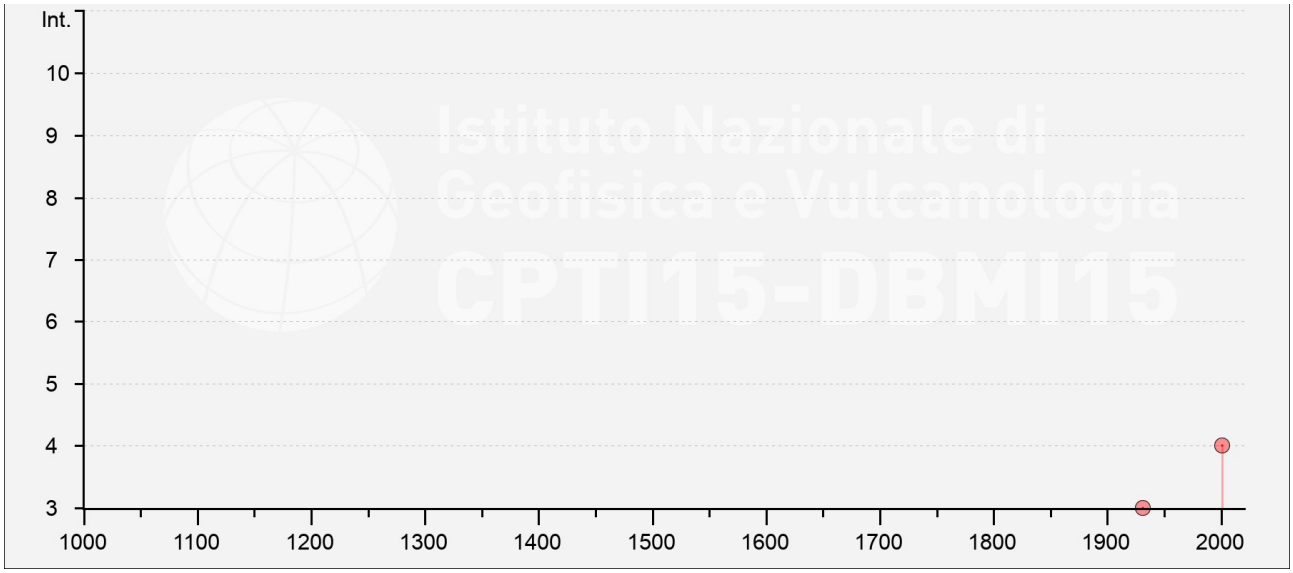


Figura 4.17 - Storia sismica in termini di intensità macrosismica (IMCS) associata al Comune del sito di riferimento [19]

4.5.4 Azione sismica di riferimento *secondo le NTC2018*

L'azione sismica in base alla quale va valutato il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio, SLE, e Ultimi, SLU) viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta esprimibile in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale. Data la probabilità di superamento nel periodo temporale di riferimento, funzione dello Stato Limite considerato per la verifica, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;

- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica, SS;

- Coefficiente di Amplificazione Topografica, ST.

La Vita Nominale VN di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa possa essere usata per lo scopo al quale è destinata, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

• VN ≤ 10 anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;

• VN ≥ 50 anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;

• VN ≥ 100 anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Sulla base dei risultati della campagna di prospezioni geofisiche che ha compreso l'esecuzione di indagini di sismica a rifrazione al di sopra del corpo di frana e di indagini geofisiche passive (HVSR) in corrispondenza del fondovalle, i profili sismici evidenziano che la velocità del V_{seq} è inferiore a 360m/s e ciò pone il sito in categoria E. I coefficienti SS per la categoria di sottosuolo E si ottengono dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$SS = 1.00 \leq 2.00\text{-}1.10 \cdot Fo \cdot a_g/g \leq 1.60$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, si considera che:

- per il versante in frana, si attribuisce al versante una categoria topografica T2 (pendii con inclinazione media i > 15°, in accordo alla Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018 [17]). Il fattore di amplificazione topografica risulta pari a ST = 1,2;

- per la piana alla base del versante, si sviluppa su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1 – Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°, in accordo alla Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018 [17]). Il fattore di amplificazione topografica risulta pari a ST = 1.

L'azione sismica di riferimento secondo le NTC2018 è riepilogata nella Tabella 4.1.

Tabella 4.1 Azione sismica di riferimento (periodo di riferimento 100anni) secondo NTC2018.

Stato Limite	**Tr [anni]**	**a_g [g]**	**Fo**	**Tc^* [s]**	**Amax [m/s^2] ST=1**	**Amax [m/s^2] ST=1,2**
Operatività (SLO)	60	0.018	2.454	0.165	0.280	0.336
Danno (SLD)	101	0.023	2.474	0.203	0.358	0.429
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.047	2.737	0.365	0.741	0.889
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.056	2.874	0.381	0.876	1.052

4.6 Caratteristiche del muro di controripa

Il muro di controripa è stato realizzato negli anni tra il 1963 e il 1966 a seguito dell'allargamento del piazzale della stazione per consentire l'aggiunta dei binari n. 11 e 12, incidendo al piede il versante con uno sbancamento di circa 13 m di altezza. A seguito di significative deformazioni registrate dall'opera a partire dal periodo immediatamente successivo alla costruzione, questa è stata oggetto di numerosi interventi che tuttavia non sono stati risolutivi, tanto che tuttora il muro continua a muoversi in direzione della stazione.

4.6.1 Epoca 1960 - 2000

Il muro risulta costruito in origine come muro a gravità in calcestruzzo non armato, altezza massima circa 13 m, spessore in sommità 1.5 m e spessore alla base 2.8 m. La fondazione è un "dado" impostato a circa 3 m di profondità di larghezza 4 m. Il muro è stato realizzato per conci, con scavo presumibilmente ad alta pendenza (stimata 60-70°), successivamente riempito con materiale di rinterro a grossa pezzatura con funzione drenante.

A causa degli spostamenti e delle deformazioni accumulate, il muro ha subito negli anni '80 un primo intervento di consolidamento costituito da due ordini di tiranti ad altezza circa 2.05 m (tre trefoli) e 6.45 m (due trefoli) dal piano del ferro. I tiranti sono lunghi in totale 19 m di cui 11 m di lunghezza libera e 8 m di bulbo. L'intervento di tirantatura di cui sopra risulta al momento molto deteriorato e probabilmente non più efficace.

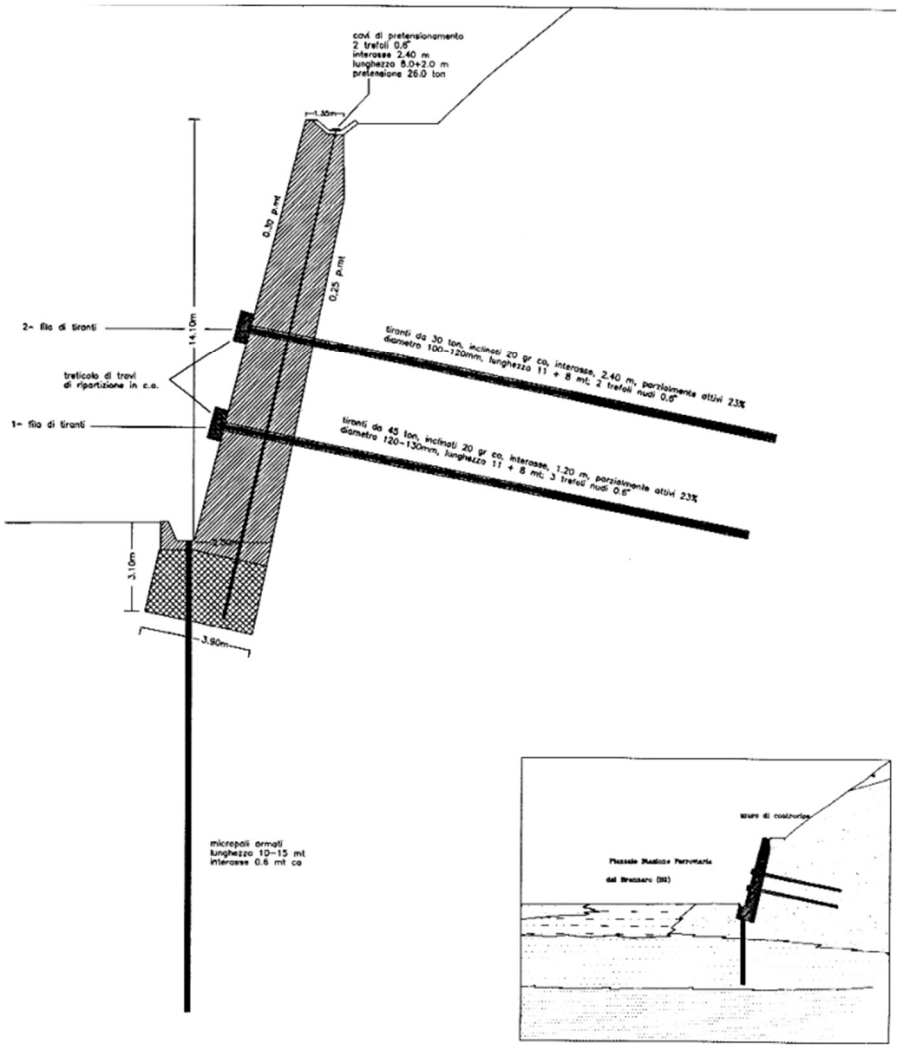


Figura 4.18 - Schema muro di controripa anni '80

Negli anni '90, veniva installato il primo sistema di monitoraggio e allertamento automatico.

4.6.2 Epoca 2000 - 2011

Nel 2011 viene realizzato un ordine di tiranti ad altezza circa 3 m da piano del ferro. Lunghezza nominale tra 60 m e 70 m totali di cui 8 m di bulbo, n.8 trefoli ancorati al substrato. Dai sopralluoghi è emerso come tali tiranti siano molto deteriorati e probabilmente minimamente o per nulla efficaci.

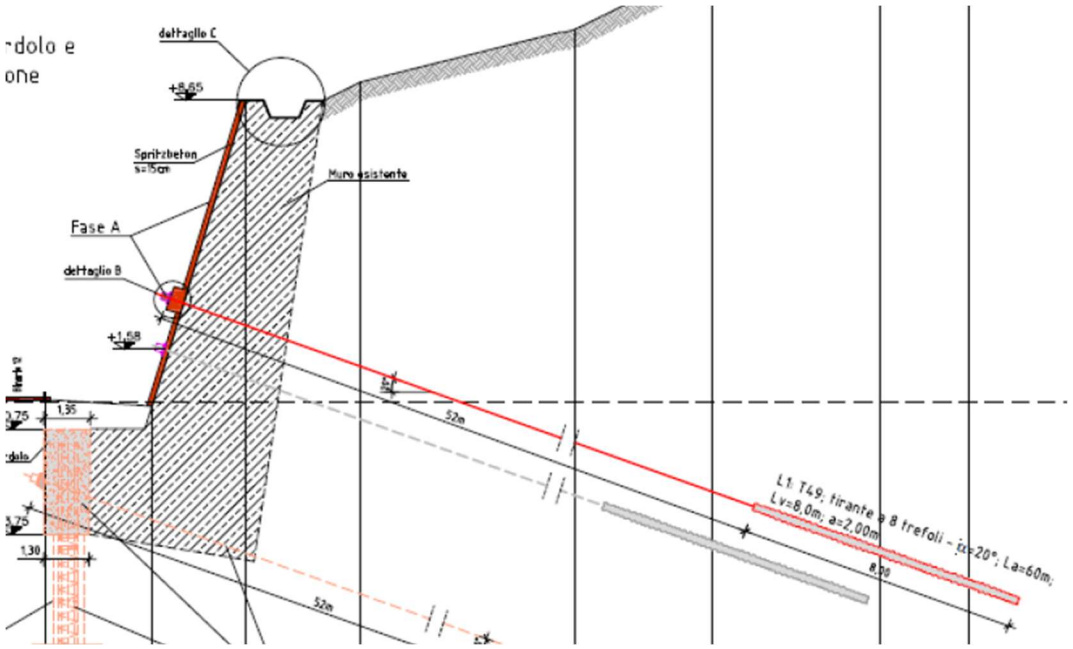


Figura 4.19 - Schema interventi anni '80 e 2011

4.6.3 Epoca 2020 – in corso

Nel 2022, viene installato un sistema di monitoraggio topografico e allertamento real-time e viene avviato un processo di progettazione per la sistemazione definitiva. Nel frattempo, nel 2024, vengono effettuatati interventi provvisori con l'obiettivo di ottenere il consolidamento provvisorio per quanto riguarda la struttura e contrastare il meccanismo locale di collasso al ribaltamento. L'intervento si compone di due elementi principali:

- **Struttura di contrasto** sulla faccia del muro, atta a fornire sia la ripartizione delle forze puntuali date dai tiranti, sia a garantire l'integrità strutturale del muro. La struttura di contrasto è composta da ritti e traversi in profilati metallici a creare un graticcio di travi sulla faccia del muro, a cui verranno ancorati i tiranti.
- **Tirantatura**, tipicamente su due ordini, localmente tre dove necessario, oppure un solo ordine nelle porzioni terminali del muro. I tiranti saranno di lunghezza variabile, ma tipicamente compresa tra 23 m e 33 m, con numero di trefoli variabile tra 5 e 8, installati ortogonalmente alla faccia del muro.

Il progetto prevede anche la pulizia e l'eventuale sostituzione dei dreni attualmente presenti. L'intervento è stato completato a giugno 2024.



Figura 4.20 Prospetto intervento 2023-24

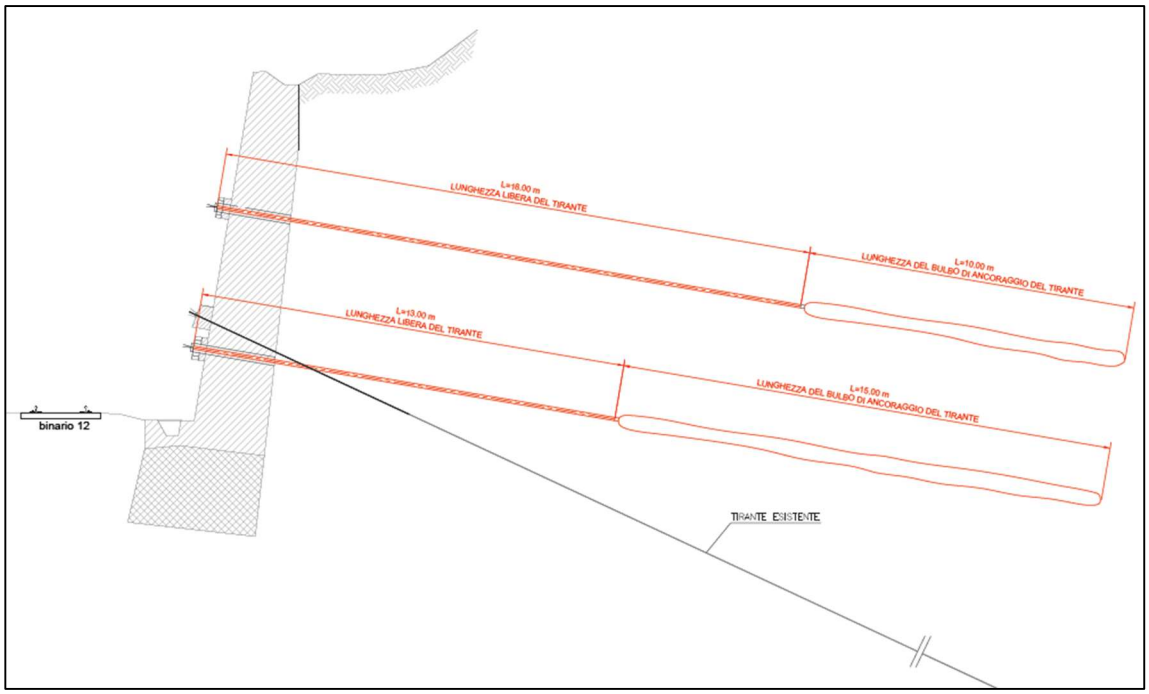


Figura 4.21 - Schema e sezione di progetto 2023-24

4.6.4 Cronologia degli eventi

La Tabella 4.2 riepiloga tutti gli interventi eseguiti descritti nella documentazione reperita.

Tabella 4.2 Cronologia interventi

Anno	**Documento / Intervento**
1963-1966	Costruzione muro per allargare il piazzale ferroviaria. Questo sostituisce un precedente muro di rivestimento.
-	Dopo la costruzione del muro vengono realizzate opere di consolidamento a seguito del verificarsi di alcune deformazioni
1978	Intervento sul muro con realizzazione di un graticcio di travi di ripartizioni e tiranti (non ancorati al substrato stabile).
Anni 80	Intervento sul muro con opere di tirantatura (due file di tiranti parz. attivi inclinati 20°, disposte ad un'altezza di 1.5m e 5.5m lunghi 19m). Installazione di micropali di consolidamento in fondazione (diametro 120mm, prof. 10/15m)

-	Nonostante gli interventi eseguiti il dissesto del muro continua.
1991	Inizio campagna di studi e ricerche per definire e quantificare il dissesto del muro e trovare cause del dissesto.
1992	Installazione di impianto di monitoraggio geotecnico automatico.
1993	Impianto di monitoraggio ampliato a 167 sensori (inclinometri, estensimetri, piezometri e sensori metereologici).
1993	Campagna di controllo topografico di precisione del muro.
1994	Ricostruzione di un primo modello parametrico generale del dissesto del versante e del muro con individuazione delle cause, dei meccanismi e cinematismi di deformazione anche attraverso verifiche numeriche delle condizioni di stabilità con dati disponibili fino a quel momento.
1998	Progetto per la costruzione di una galleria drenante per alleggerire il carico dietro al muro.
2000	Confronto dei dati acquisiti durante le campagne di monitoraggio condotte negli anni passati per valutare l'esistenza di possibili cambiamenti nelle geometrie dei piani di scivolamento o alterazioni nei cinematismi di collasso.
2002	Stato delle conoscenze geologico-tecniche riguardanti il dissesto, nuove analisi di stabilità all'equilibrio limite, individuazione delle condizioni al contorno più rappresentative per progettare le opere di consolidamento e sismicità dell'area e risposta sismica locale
2004	Valutare la fattibilità di un consolidamento con ancoraggi profondi sono stati realizzati alla base dell'opera 12 tiranti definitivi in trefoli d'acciaio da 900 kN, lunghi da 40 a 80m, tesati tra 50 e 100 kN e monitorati con celle di carico. Tramite l'esecuzione di dreni sub- orizzontali, rimasti sempre asciutti, è stata confermata la posizione della falda che rimane sempre a quote inferiori al piazzale comprese tra i 3 ed i 6m.

2005-2008	Campagne di monitoraggio inclinometrico. Esecuzione di misure inclinometriche sul versante a monte della stazione.
2006	Un rilievo effettuato ha evidenziato il degrado sia del muro che di alcune travi del graticcio costruito nel 1978.
2009	Fase “A”: consolidamento in elevazione. Fase “B”: consolidamento in fondazione.
2013	Cronistoria degli interventi posti in opera per la messa in sicurezza del tracciato ferroviario, stato attuale del sistema di monitoraggio della frana e proposte per l’implementazione di tale sistema di controllo/allerta.
2017-2018	A seguito di lesioni sui fabbricati viene eseguita una campagna indagini per la caratterizzazione del terreno di fondazione della stazione ferroviaria.
2020	Indagini geognostiche per indagare le stratigrafie delle torri faro presenti nella stazione ferroviaria e conseguente rifacimento di dieci torri faro.
2022	Installazione sistema di monitoraggio topografico e allertamento real-time.
2024	Installazione dei nuovi sistemi di ancoraggio.

4.7 Aspetti critici

L’area in esame è interessata da un complesso sistema di fenomeni di dissesto geologico, alcuni di questi interferenti con la stazione ferroviaria.

I dati precedenti riguardanti il livello di falda nell’area di interesse hanno escluso l’ipotesi della presenza di una falda consistente all’interno dell’ammasso detritico soggetto a scivolamento; hanno invece riscontrato la presenza di un acquifero costituito dai sedimenti di fondovalle (limi argillosi – sabbiosi recenti) e nel quale il livello di falda registra annualmente un innalzamento tra la stagione invernale e l'inizio di quella estiva di 2-3 m. All’interno del corpo di frana sono stati riscontrati unicamente corpi idrici limitati ed effimeri contenuti negli strati più permeabili, la cui presenza si riscontra in periodi di abbondanti precipitazioni e scioglimento della copertura nevosa.

Da un punto di vista geomorfologico [14], lungo i versanti si ritrovano coni di detrito o depositi per frana di crollo, legati a processi gravitativi di versante, ovvero i principali processi attualmente attivi, frutto della forte azione erosiva, tipica di rilievi, come questi, interessati da fenomeni orogenici recenti. Il versante su cui è impostata la frana è caratterizzato da uno spessore di detrito di falda con una potenza media di circa cinquanta metri; quest’ultimo poggia su calcescisti caratterizzati da una giacitura a franapoggio con inclinazione di circa 35°. Con i dati a disposizione lungo il versante, non è possibile distinguere il detrito di falda (dt) dal detrito di frana (df), anche se è ipotizzabile che questo sia posto in prossimità della superficie di rottura più profonda. Il fondovalle è caratterizzato da diversi depositi alluvionali di origine fluviale e fluvioglaciale interdigitati fra loro e legati alle diverse evoluzioni geo-morfologiche.

5 Analisi dei dati del monitoraggio pregresso

In questo capitolo, si fornisce un quadro interpretativo dei dati di monitoraggio pregresso [14] effettuato sul muro stesso e sulla porzione di contorno del corpo di frana.

A partire dal 1991, sono state realizzate campagne di studi e ricerche finalizzate alla definizione e quantificazione numerica del dissesto del muro ed all'individuazione delle cause del dissesto stesso.

Nel 1992 è stato installato un primo impianto di monitoraggio geotecnico automatico per il controllo delle deformazioni del muro e del pendio a tergo. Nel 1993 l'impianto è stato ampliato con 167 sensori di vario tipo (spostamento inclinometrico ed estensimetrico, controllo piezometrico e meteorologico) come visibile in Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3.

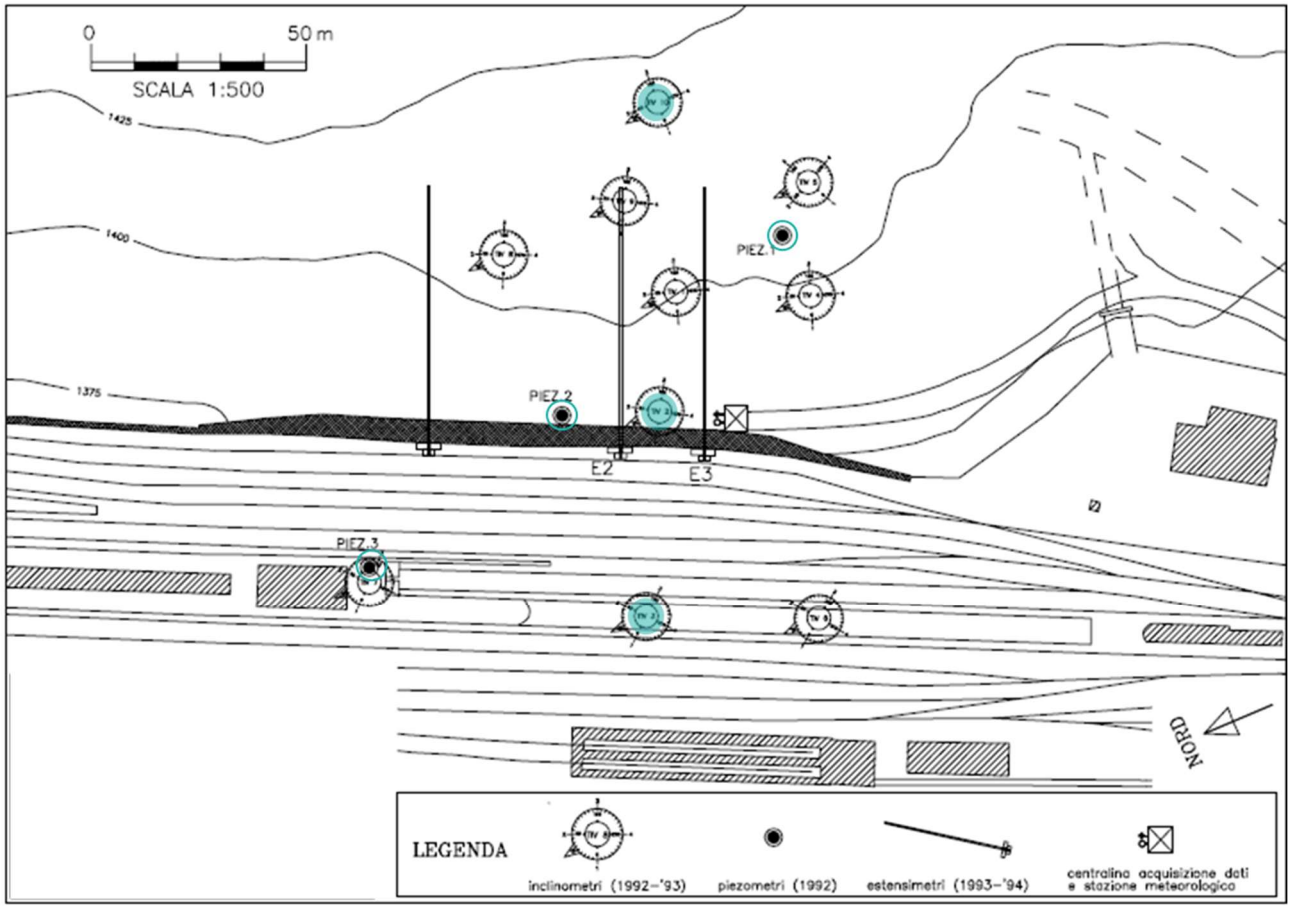


Figura 5.1 - Planimetria 1995 Inclinometri, Estensimetri, Piezometri (auto), Inclinometri con sonde fisse (5÷8), 167 sensori

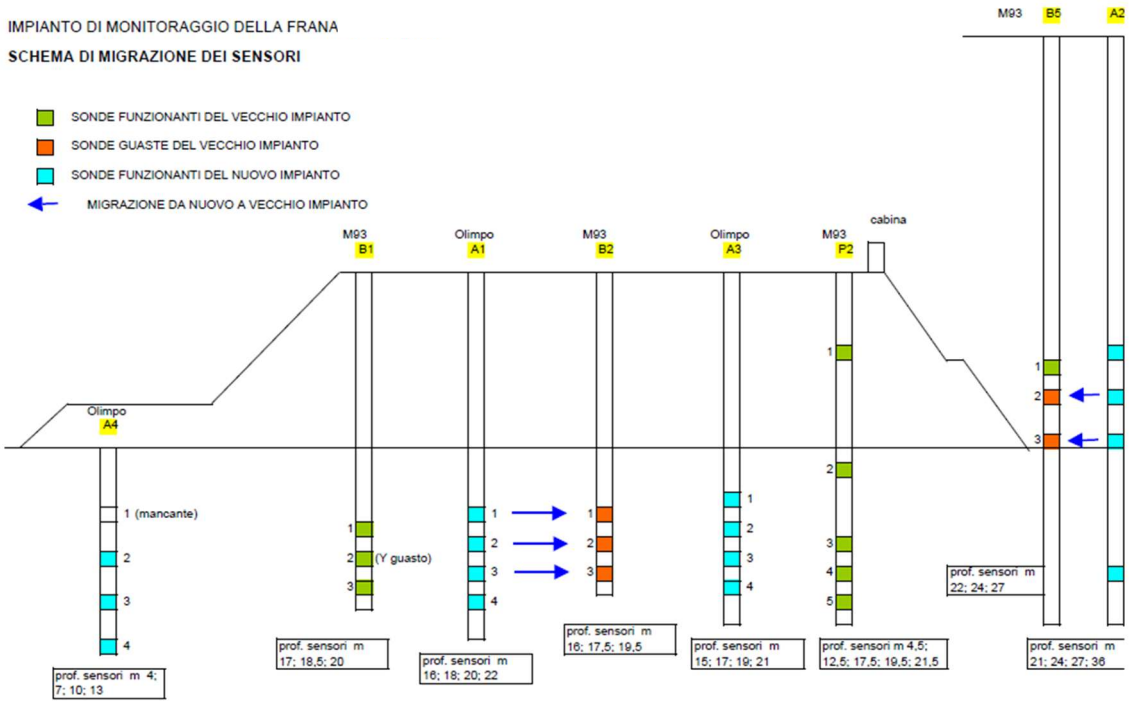


Figura 5.2 - Schema al 2007

Decennio 2010 – 2020: le verticali inclinometriche hanno subito deformazioni tali da inficiare il funzionamento della strumentazione fissa in foro, rendendo necessaria la perforazione di nuovi inclinometri e la installazione di nuove catene inclinometriche, oppure la sostituzione di alcuni sensori. Oltre alle catene IPI il sistema comprende anche celle di carico, sensori meteo, estensimetri e piezometri.

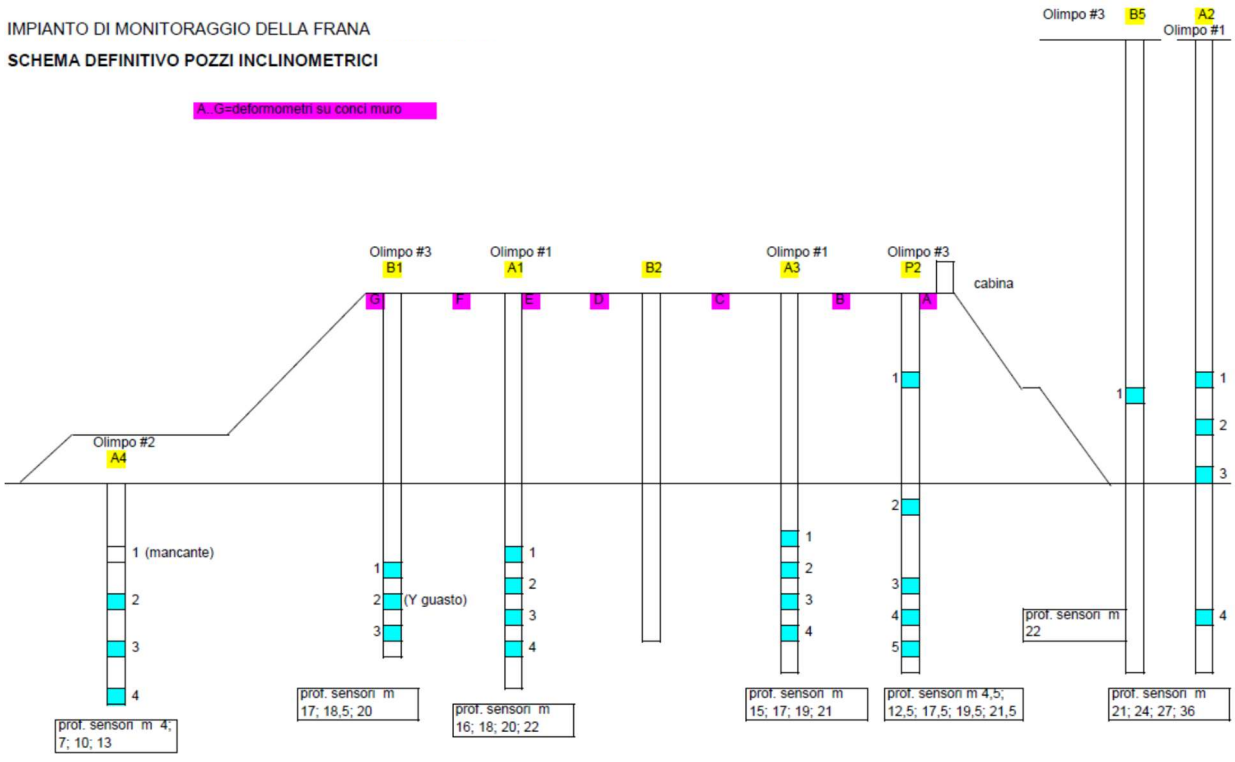


Figura 5.3 - Schema al 2013

Tutta la strumentazione è cablata e centralizzata alla cabina di monitoraggio posta sulla estremità sud del muro e risulta al giorno d'oggi che piezometri ed estensimetri non sono più funzionanti, mentre le celle di carico risultano funzionanti solo in parte.

5.1 Monitoraggio inclinometrico

Il monitoraggio del contorno del muro di controripa è stato realizzato a partire dagli anni '90 attraverso l'installazione di n.28 inclinometri, come indicato nella planimetria delle indagini pregresse e mostrato in modo indicativo in Figura 5.4. Più in dettaglio:

• TIV 1-10: installati durante la campagna indagine realizzata nei primi anni '90;

• TIV NS4-7: installati nei sondaggi S4-7 durante la campagna indagine realizzata tra il 1996 e il 1998 e riesaminati nel 2002, e nel 2005- 2008;

• TIV B1-5, attrezzati con sonde inclinometriche fisse a determinate profondità, e TIV S5, S7, S9 e TIV P2 installati durante la campagna indagine integrativa tra il 1999 e il 2000;

• TIV A1-A4 e PAB 1 installati durante la campagna indagine integrativa nel 2005. Tali strumenti vengono riesaminati nel 2008.

I risultati derivanti dal monitoraggio inclinometrico vengono esaminati analizzando l'eventuale correlazione con i dati del monitoraggio meteorologico.

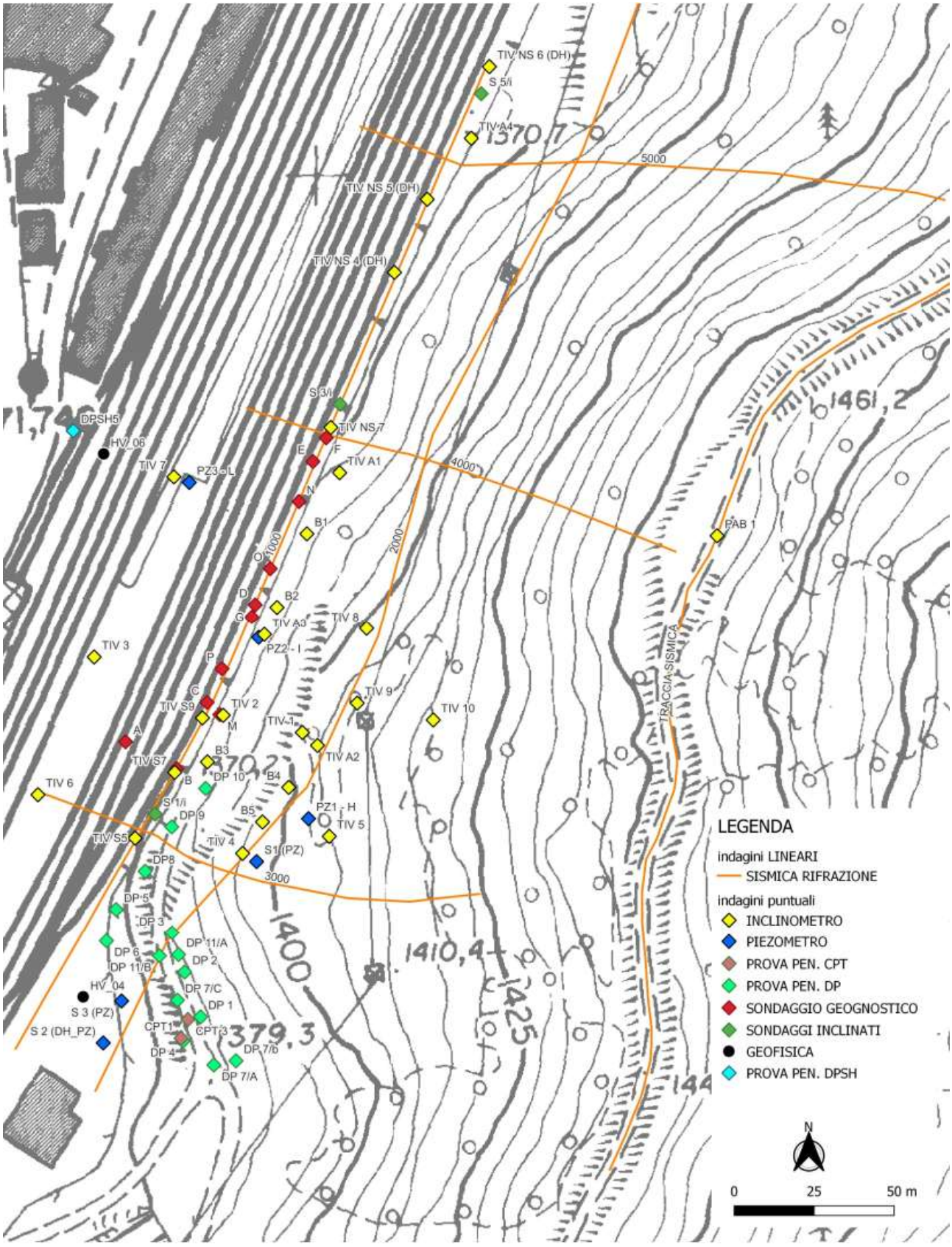


Figura 5.4 - Planimetria indicativa delle indagini pregresse. In giallo gli inclinometri, in blu i piezometri.

La prima campagna di monitoraggio disponibile (TIV 1-10, 1992-1995) risulta essere già esplicativa per lo studio del movimento del complesso sistema di frana dietro al muro. Tale monitoraggio ha fornito dati utili per comprendere i cinematismi del versante. Di seguito vengono riportate le sezioni tracciate all'epoca delle indagini nel quale sono mostrate anche le letture eseguite sugli inclinometri installati (Figura 5.5). Nelle figure seguenti vengono riportate le sezioni con gli inclinometri e le relative misure (Figura 5.6, Figura 5.7, Figura 5.8 e Figura 5.9).

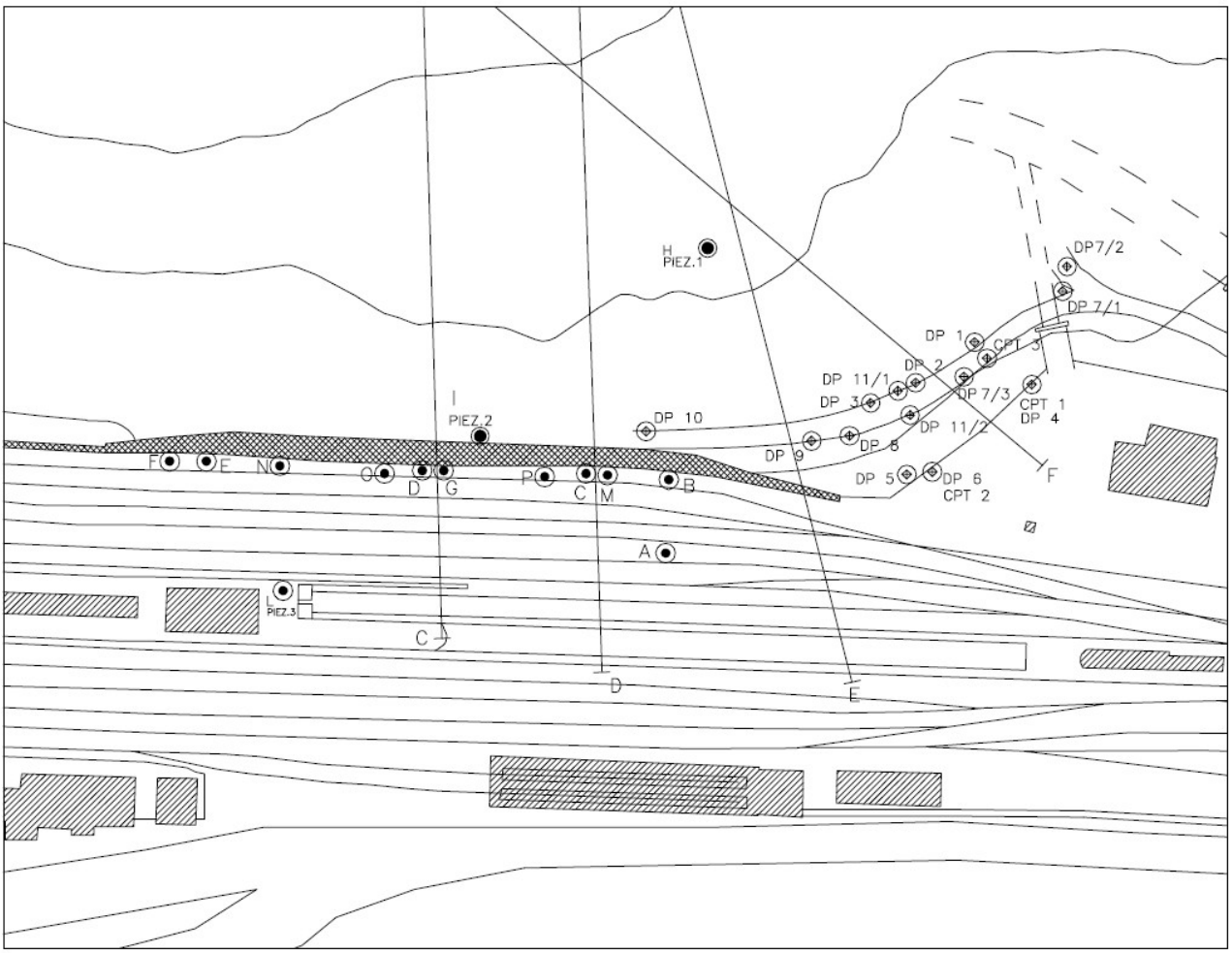


Figura 5.5 - Planimetria dei sondaggi e indicazione delle sezioni analizzate

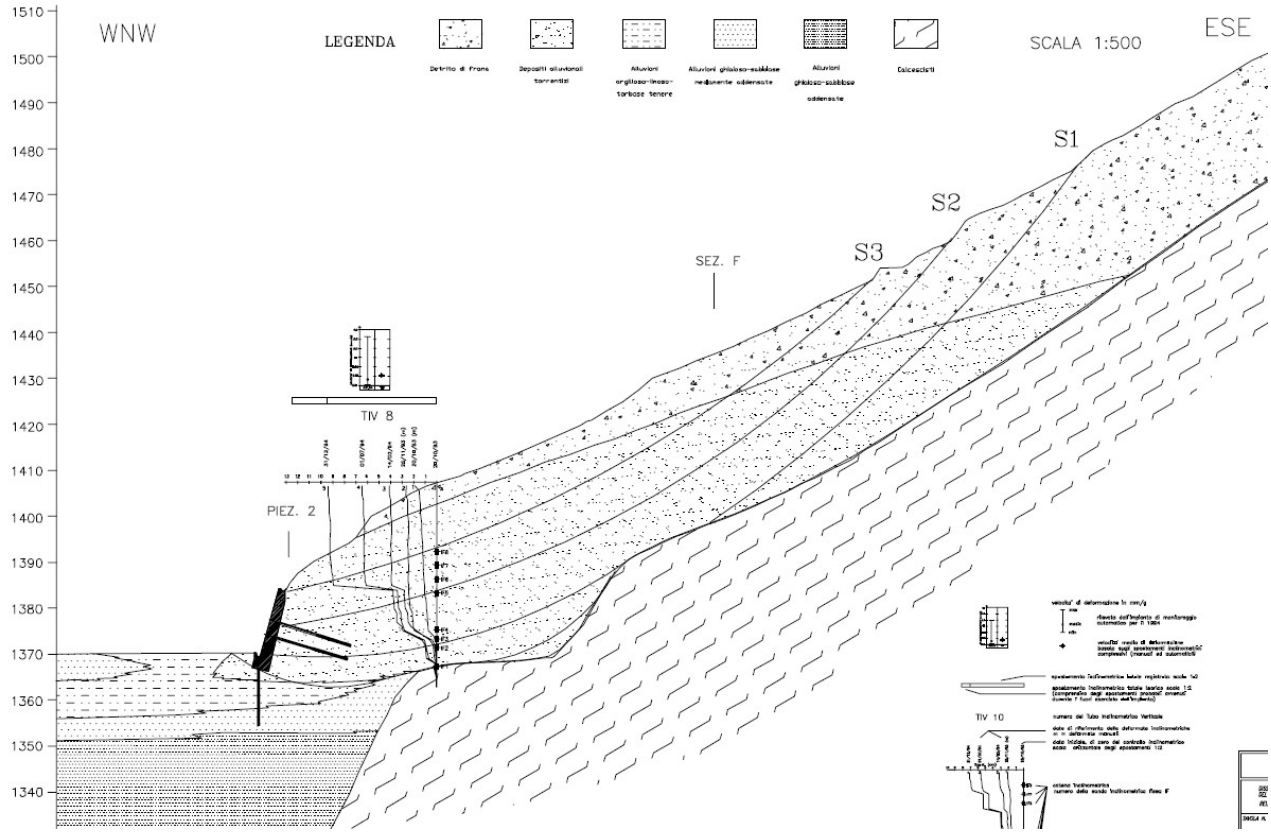


Figura 5.6 - Sezione C - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca

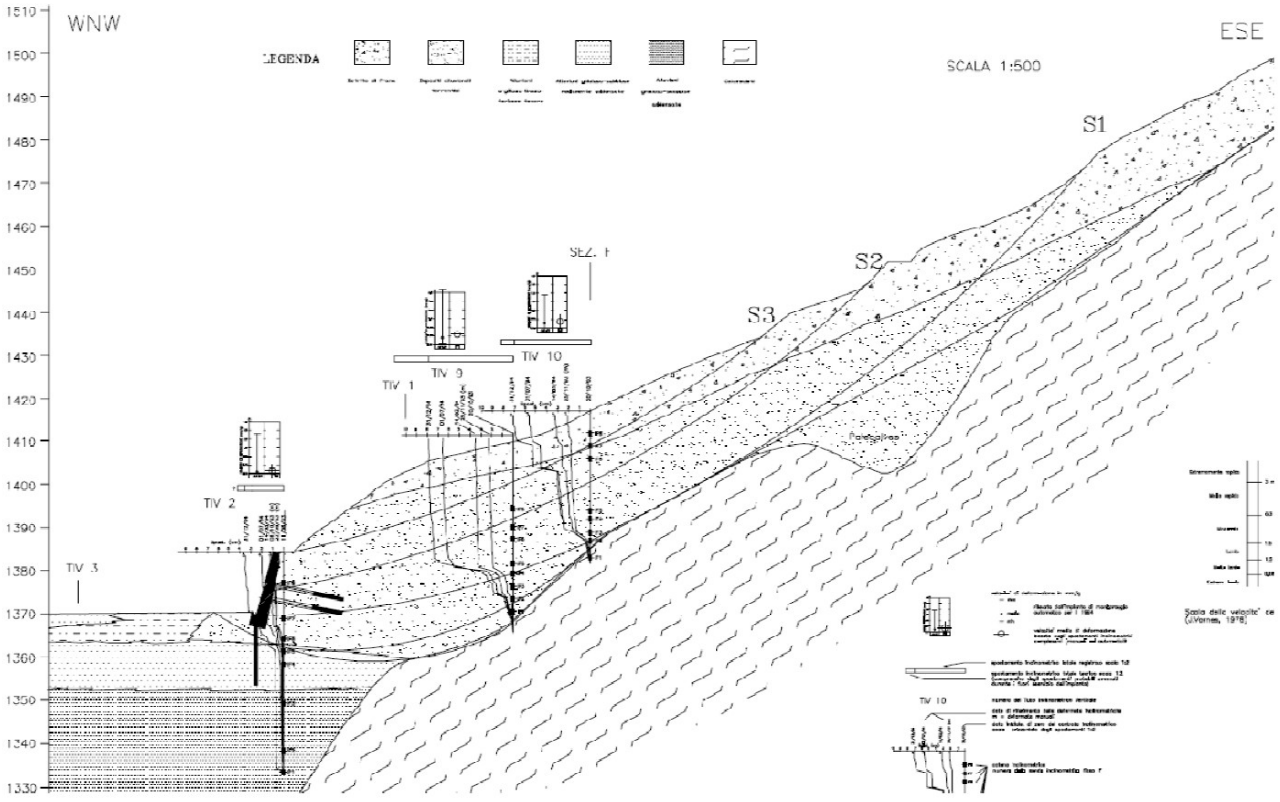


Figura 5.7 - Sezione D - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca

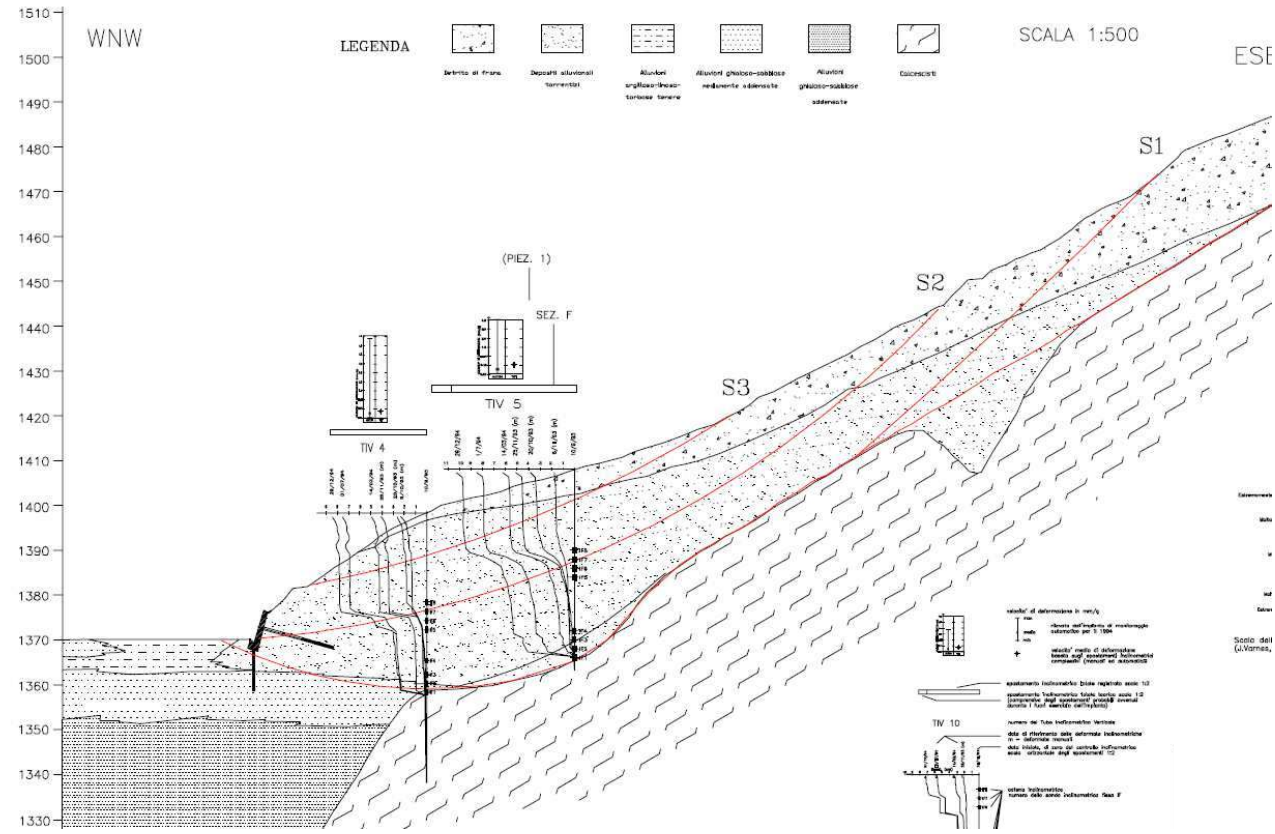


Figura 5.8 - Sezione E - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca

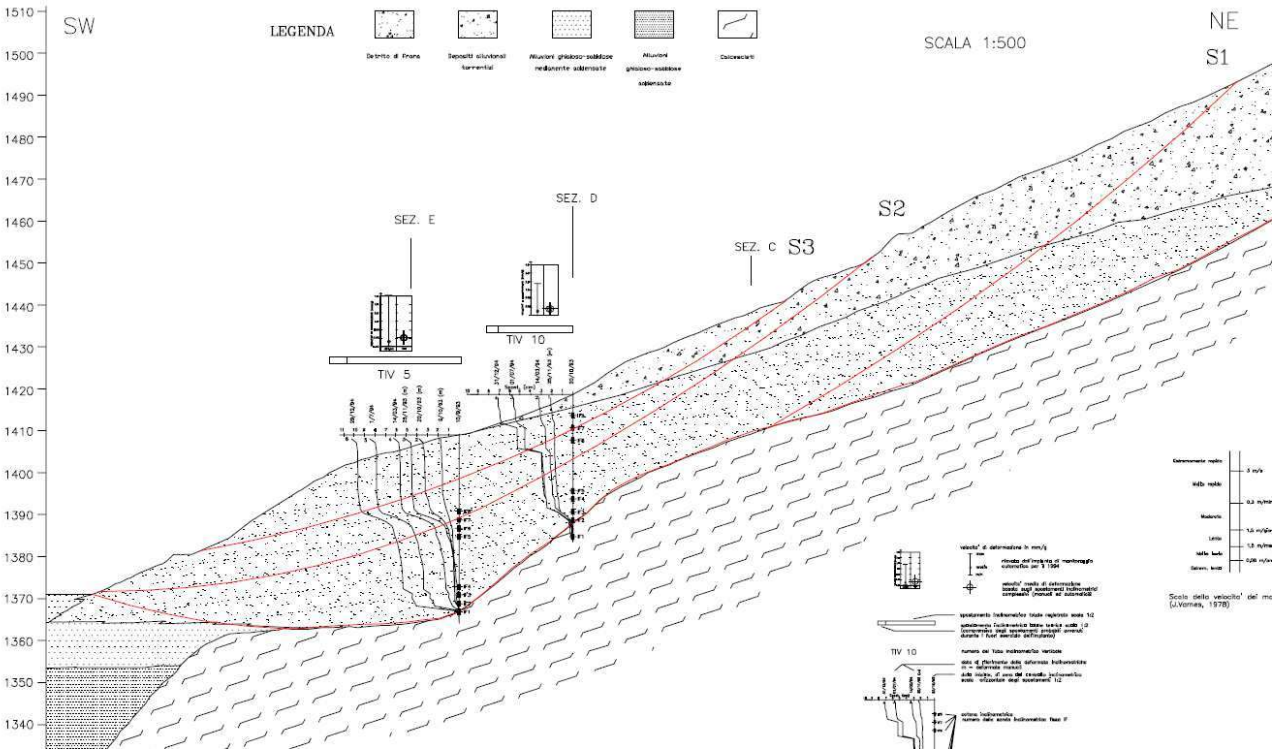


Figura 5.9 - Sezione F - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca

Di particolare interesse risultano anche le letture delle catene inclinometriche TIV B1, B2, B5 (1999-2000), posizionati a tergo del muro. Nelle figure seguenti (Figura 5.10, Figura 5.11 e Figura 5.12), le misure a determinate profondità sono correlate anche alle precipitazioni per il periodo febbraio '99 – giugno 2000. Riguardo TIV B5 (Figura 5.12) si fa notare come, secondo il piano di manutenzione, la catena inclinometrica è stata rimossa il 5/8/99 e reinstallata il 6/10/99. I segnali registrati in questo lasso di tempo non sono corretti, per cui non sono stati considerati. Successivamente all'intervento di manutenzione sono stati registrati picchi di spostamento anomali non riconducibili a comportamenti geotecnici. Le letture degli inclinometri TIV B3 e TIV B4 (1999-2000) rispettivamente posizionati a tergo del muro e nelle vicinanze del TIV B5, risultano in accordo a quanto riportato sopra.

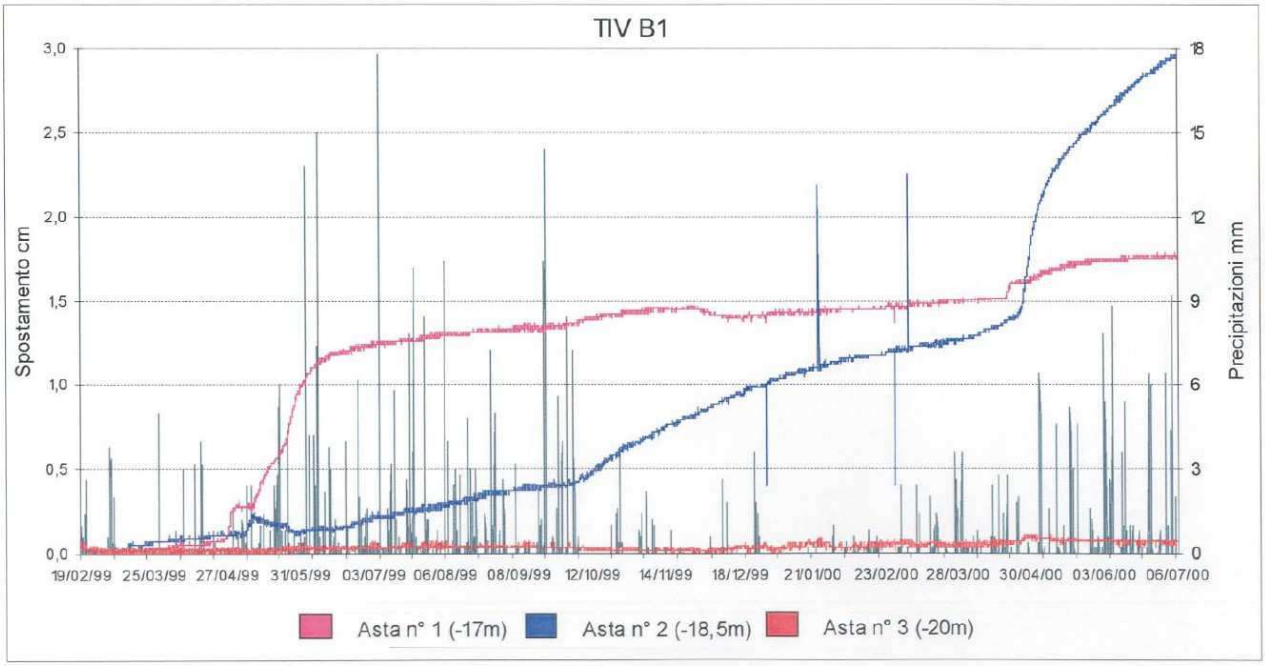


Figura 5.10 - TIV B1 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000

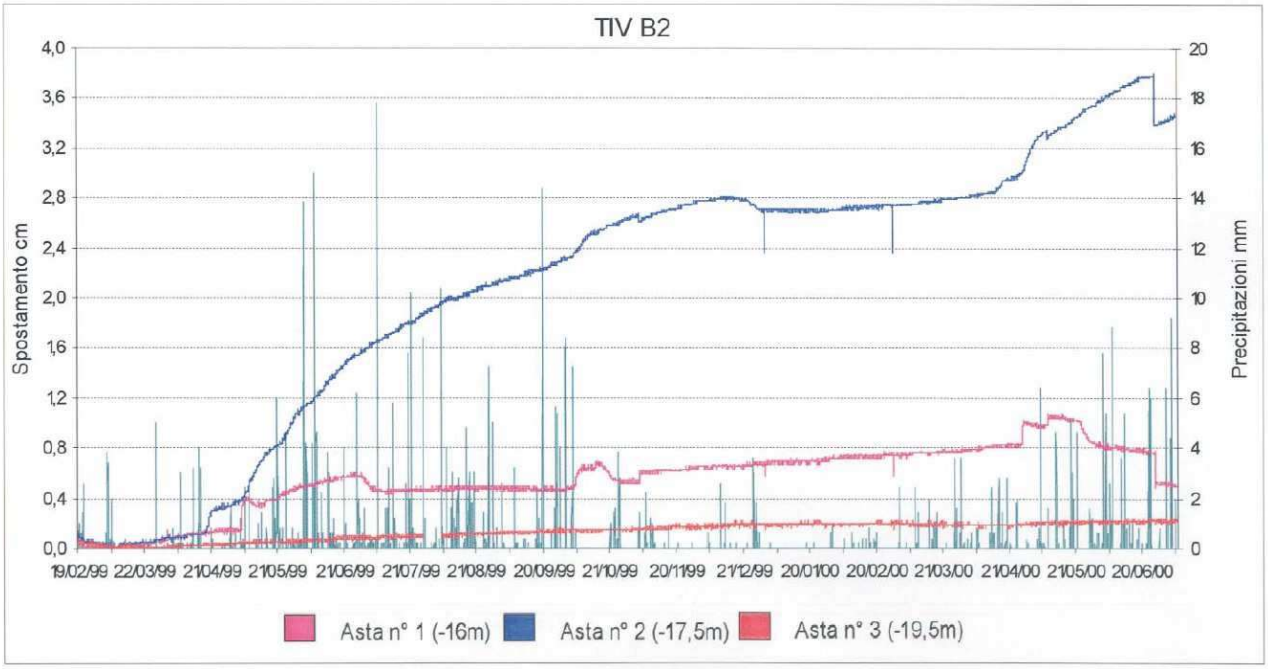


Figura 5.11 - TIV B2 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000

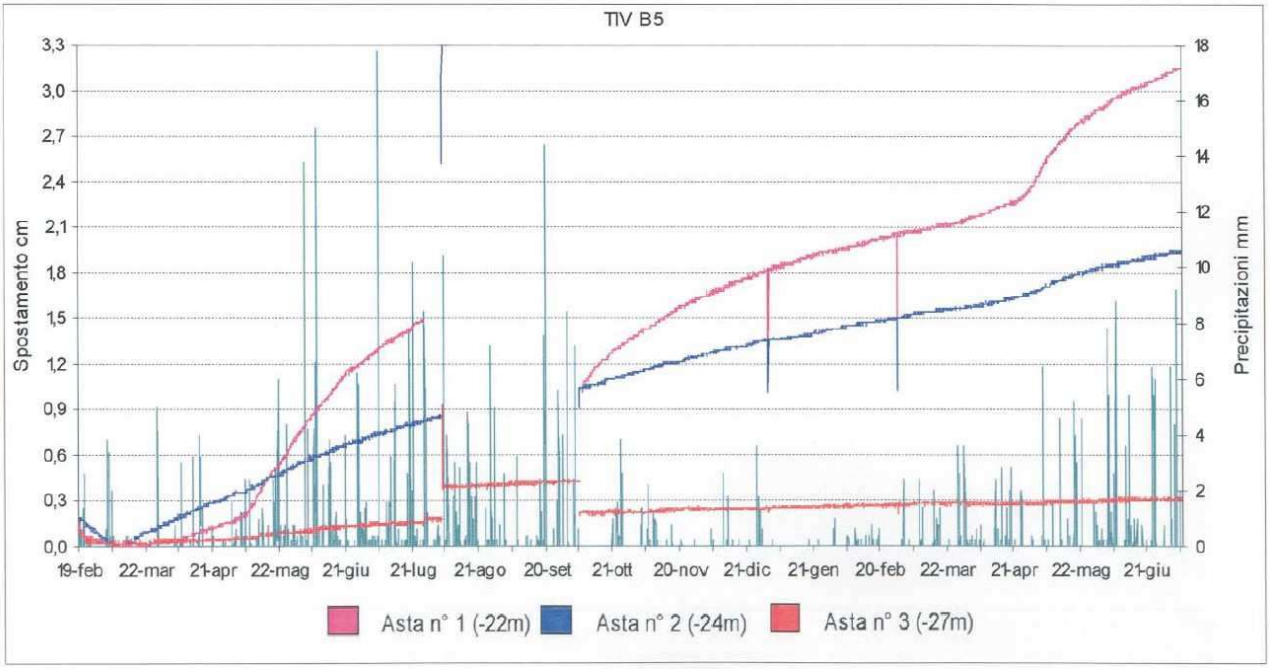
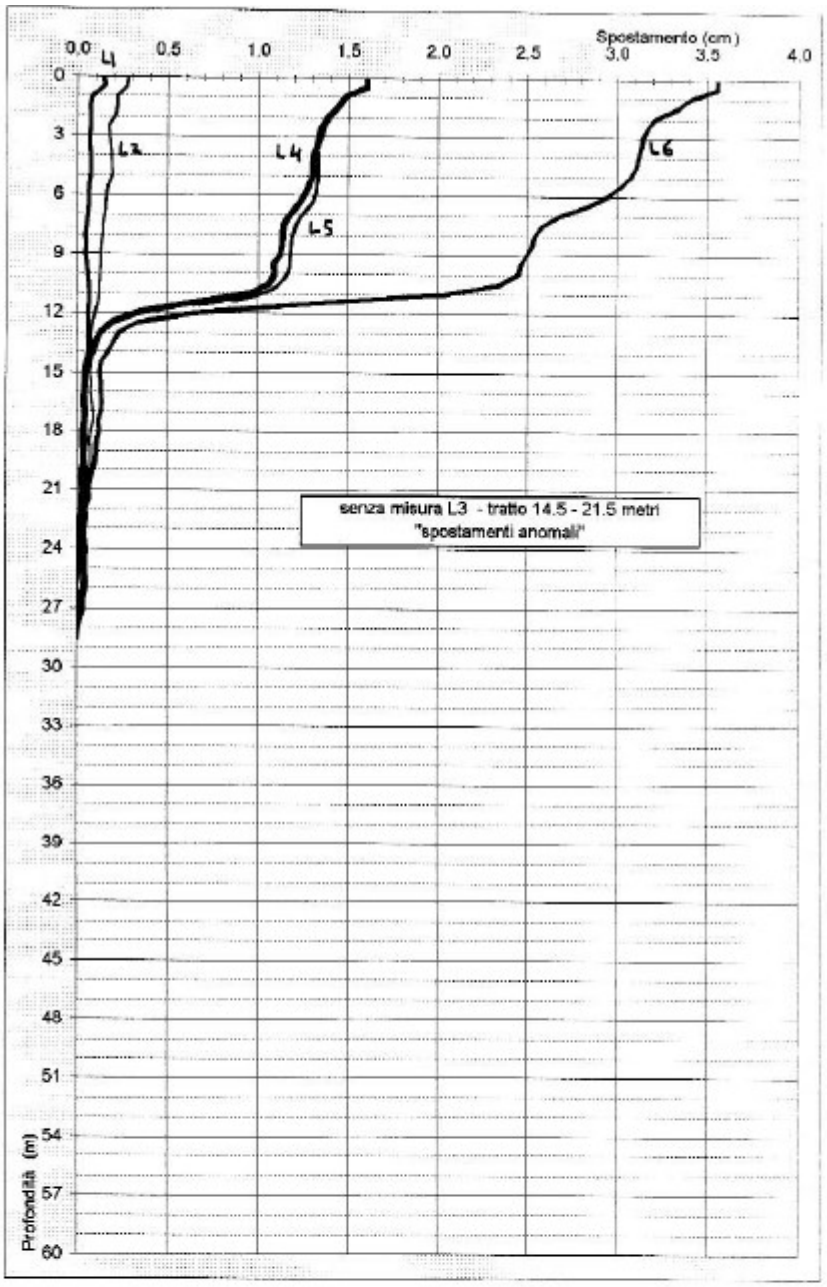


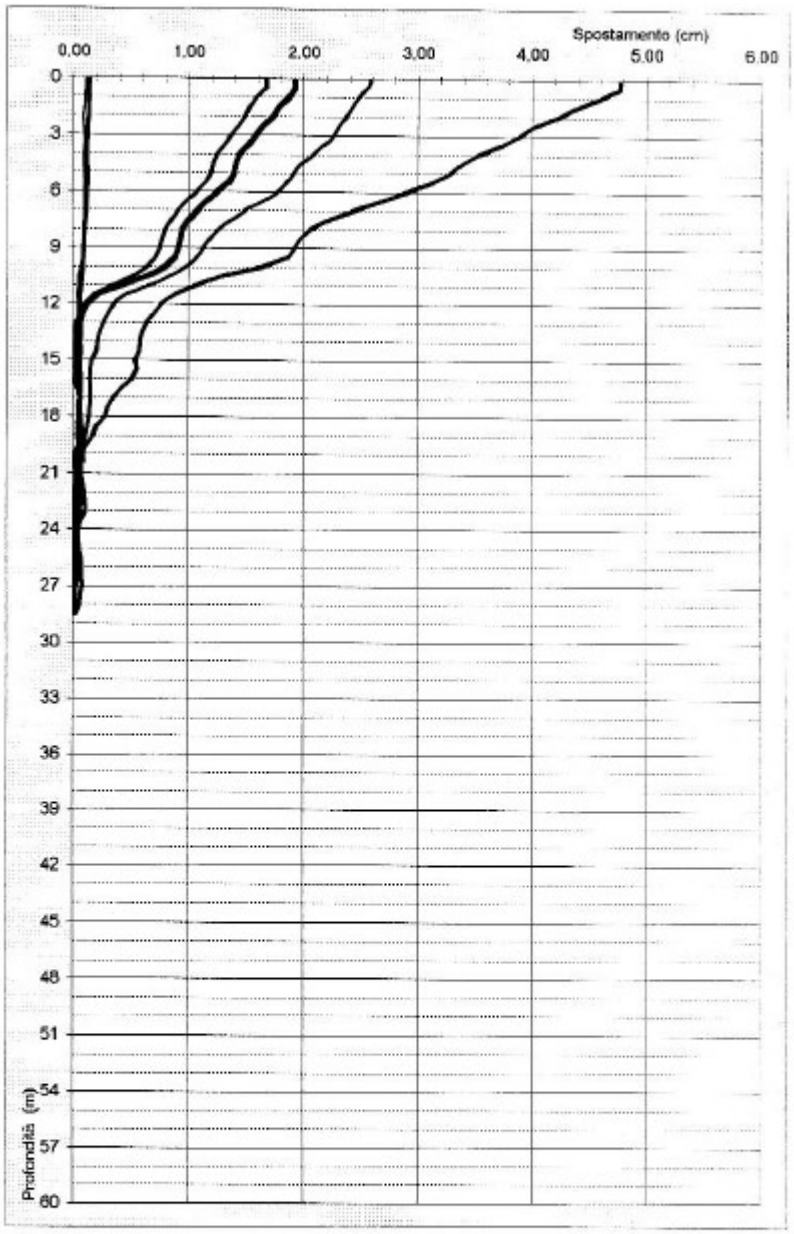
Figura 5.12 - TIV B5 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000

Le letture degli inclinometri TIV S5, S7, S9 (1996-2000) risultano utili in quanto in grado di monitorare eventuali superfici di scorrimento al di sotto del muro e con uscita nel piazzale. Le letture sono mostrate nelle figure da Figura 5.13 a Figura 5.18.



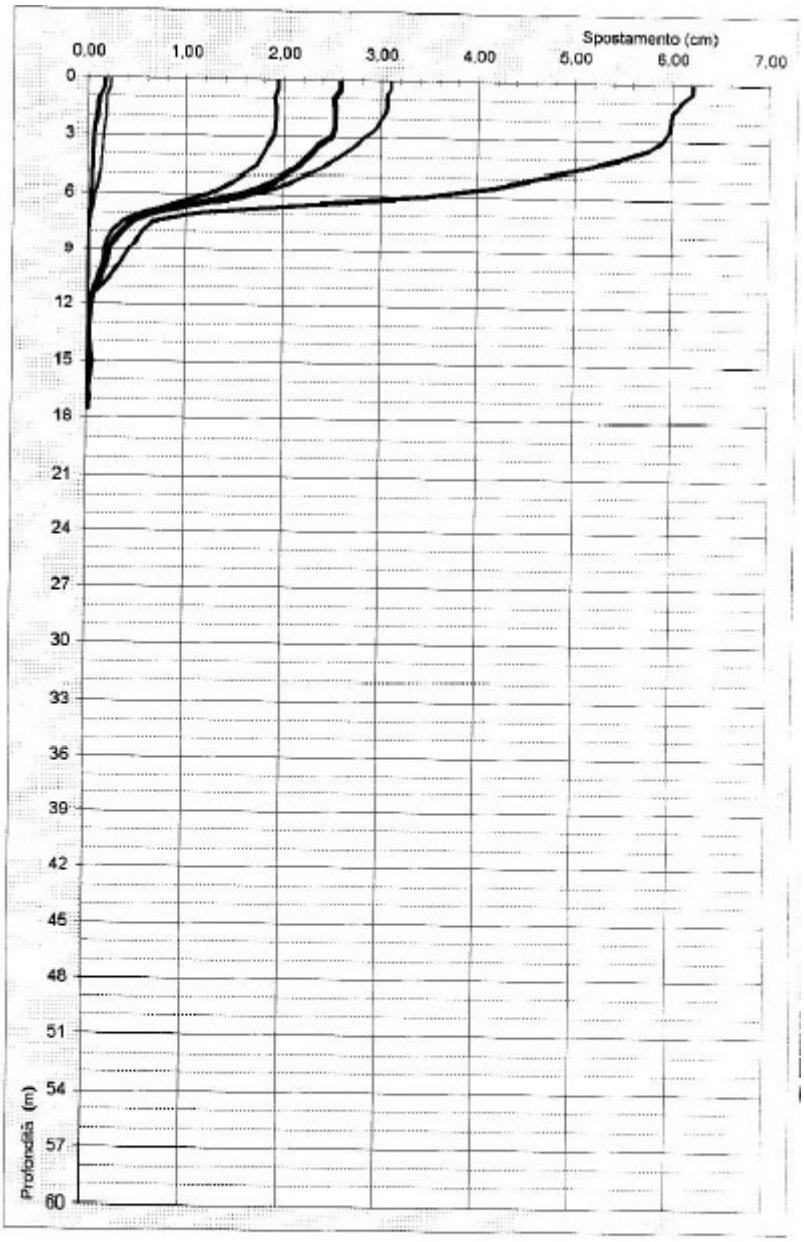
LETTURE ELABORATE	riferimento	letture di esercizio					
	ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6
data:	30/07/96	12/08/96	05/09/96	17/07/97	24/09/97	14/05/98	16/12/99
Asse G13: elaborazione su sensori:	AB	AB	AB	A	A	A	A
Asse G24: elaborazione su sensori:	AB	AB	AB	B	B	**B**	B
spostamento complessivo testa tubo.....(cm)		0,15	0,28	1,94	1,60	**1,6**	3,56
giorni trascorsi tra le misure.....		13	37	352	421	653	1197
velocità media di deformazione .....(cm/g)		0,012	0,008	0,006	0,004	0,002	0,003
correzione deformata T.T.....(cm)		0,46	0,57	0,91	0,63	0,88	0,68
errore deformata T.T.....(cm)		0,11	0,11	0,11	0,08	0,09	0,05
precisione deformata .....(cm/m)		0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01

Figura 5.13 - TIV S5 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000



LETTURE ELABORATE	riferimento ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6
		letture di esercizio					
data:	30/07/96	12/08/96	05/09/96	17/07/97	24/09/97	14/05/98	16/12/99
Asse G13: elaborazione su sensori	AB	AB	AB	A	A	A	A
Asse G24: elaborazione su sensori	AB	AB	AB	B	B	**B**	B
spostamento complessivo testa tubo.....(cm)		0,14	0,11	1,67	1,92	**2,61**	4,77
giorni trascorsi tra le misure.....		13	37	352	421	653	1197
velocità media di deformazione .....(cm/g)		0,011	0,003	0,005	0,005	0,004	0,004
correzione deformata T.T.....(cm)		0,40	0,63	0,91	1,14	1,14	1,71
errore deformata T.T.....(cm)		0,12	0,12	0,11	0,10	0,12	0,39
precisione deformata .....(cm/m)		0,02	0,02	0,01	0,01	0,02	0,05

Figura 5.14 - TIV S7 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000



LETTURE ELABORATE	riferimento	letture di esercizio					
	ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6
data:	30/07/96	12/08/96	05/09/96	17/07/97	24/09/97	14/05/98	15/12/99
Asse G13: elaborazione su sensori:	AB	AB	AB	A	A	A	A
Asse G24: elaborazione su sensori:	AB	AB	AB	B	B	**B**	B
spostamento complessivo testa tubo.....(cm)		0,17	0,23	1,93	2,56	**3,04**	6,21
giorni trascorsi tra le misure.....		13	37	352	421	653	1197
velocità media di deformazione .....(cm/g)		0,013	0,006	0,005	0,006	0,005	0,005
correzione deformata T.T.....(cm)		0,25	0,18	0,46	0,49	0,53	0,88
errore deformata T.T.....(cm)		0,16	0,16	0,11	0,12	0,11	0,10
precisione deformata .....(cm/m)		0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02

Figura 5.15 - TIV S9 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000

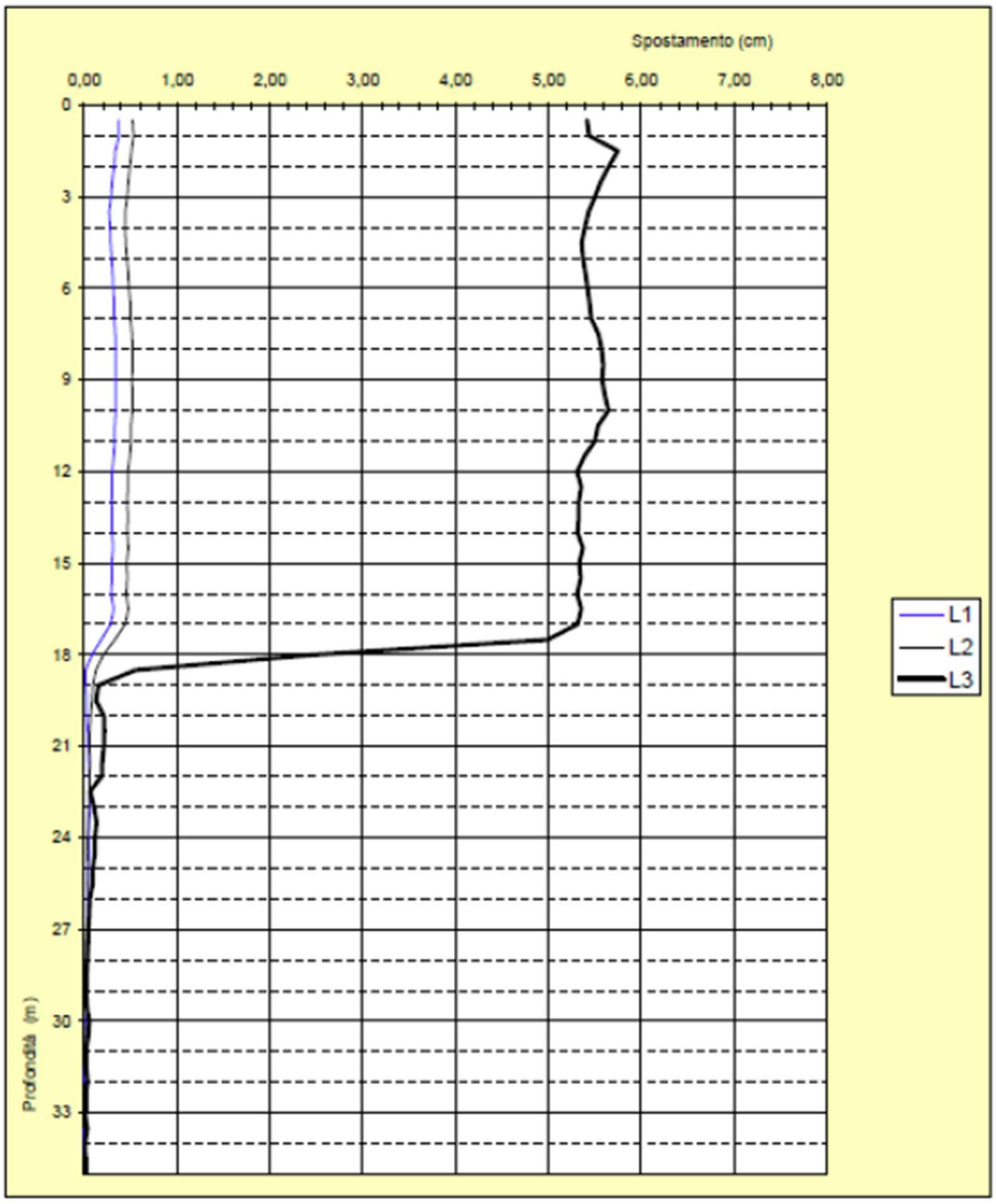
Le letture degli inclinometri TIV NS4-6 (1998-2008) e TIV A4, PAB 1 (2005-2008**)** risultano di minor interesse poiché più lontane dall'area del muro e quindi meno utili per lo studio. Si segnala che l'inclinometro PAB 1, posizionato sul versante lontano dal muro con piano campagna circa 85 m sopra il piazzale di stazione, identifica una superficie di scorrimento con spostamenti dell'ordine di 10 cm ad una profondità elevata di circa 50m.

Le letture degli inclinometri TIV A1, A3 (2005-2008) e NS7 (1998-2008) (Figura 5.16,Figura 5.17 e Figura 5.18) descrivono un quadro sostanzialmente invariato ed in continua evoluzione con spostamenti significativi a profondità analoghe a quanto già riportato in precedenza.

Gli spostamenti più significativi sono localizzati sia al contatto fra il substrato roccioso ed il deposito di versante soprastante, sia all'interno dello stesso corpo di frana; il movimento non avviene infatti in maniera uniforme all'interno del detrito di versante ma è sviluppato lungo le diverse superfici di rottura. Le velocità medie del dissesto risultano negli ultimi anni di circa 1,5-2 cm/anno (nel passato furono anche di 5-10 cm/anno), con accelerazioni nel periodo primaverile ed estivo, in relazione allo scioglimento delle nevi e alla maggior abbondanza di precipitazioni.

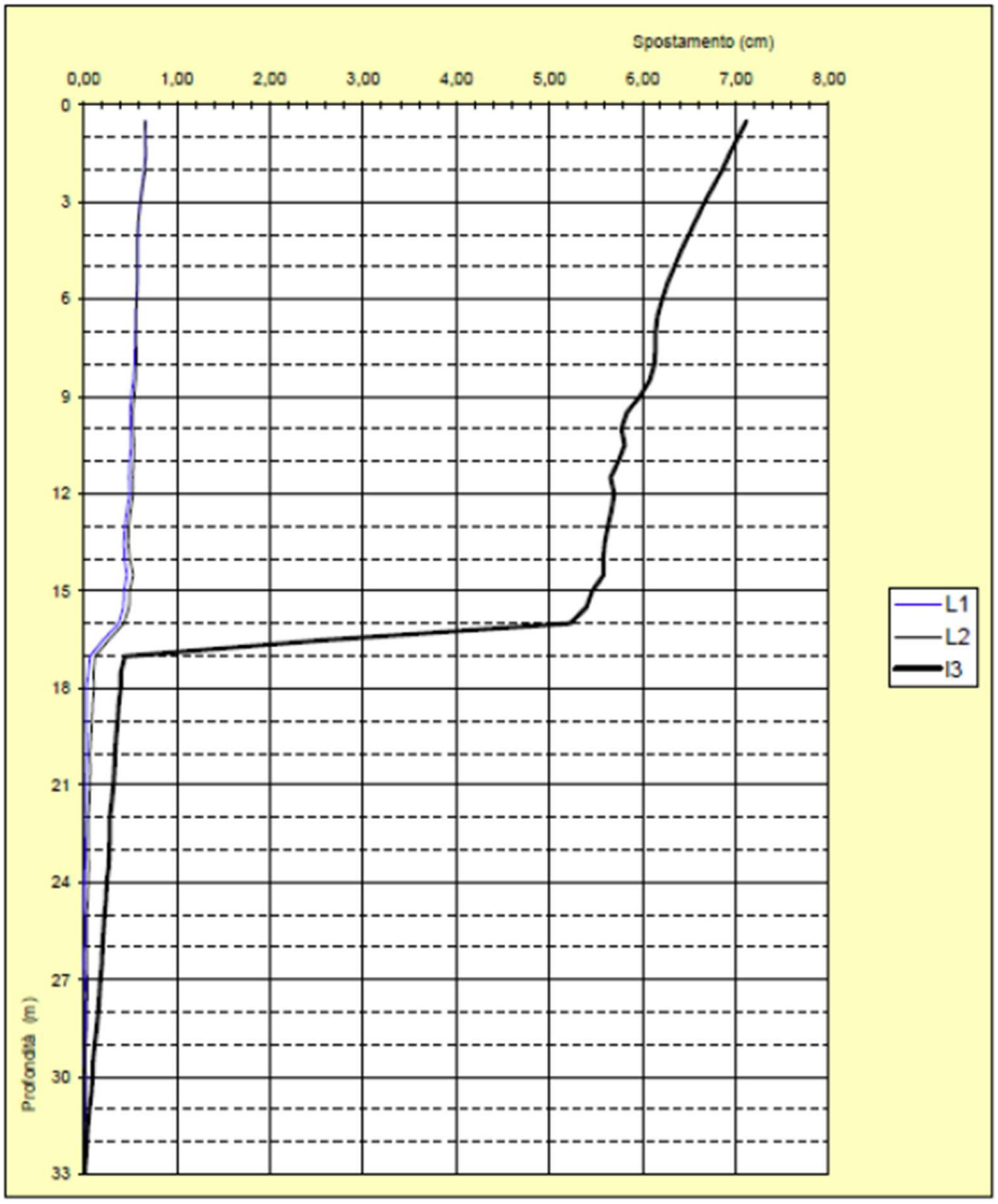
Tutte le deformate mostrano un evidente orizzonte di spostamento la cui profondità è ovviamente connessa all'ubicazione dei fori rispetto allo sviluppo planimetrico del corpo di frana ed alla quota relativa della testa del foro. Appare però evidente quanto la deformazione sia concentrata in un intervallo piuttosto definito spesso 1÷3 m.

Sulla base delle deformate e della quota approssimativa delle teste degli inclinometri, ricavabile dalla planimetria, è possibile affermare che la superficie primaria di deformazione si attesta intorno ai 1363 m slm in corrispondenza della verticale TIV A1; intorno ai 1365 m slm in corrispondenza di TIV A3. Pertanto, circa 5÷6 m al di sotto del piano della massicciata ferroviaria in corrispondenza della base del muro.



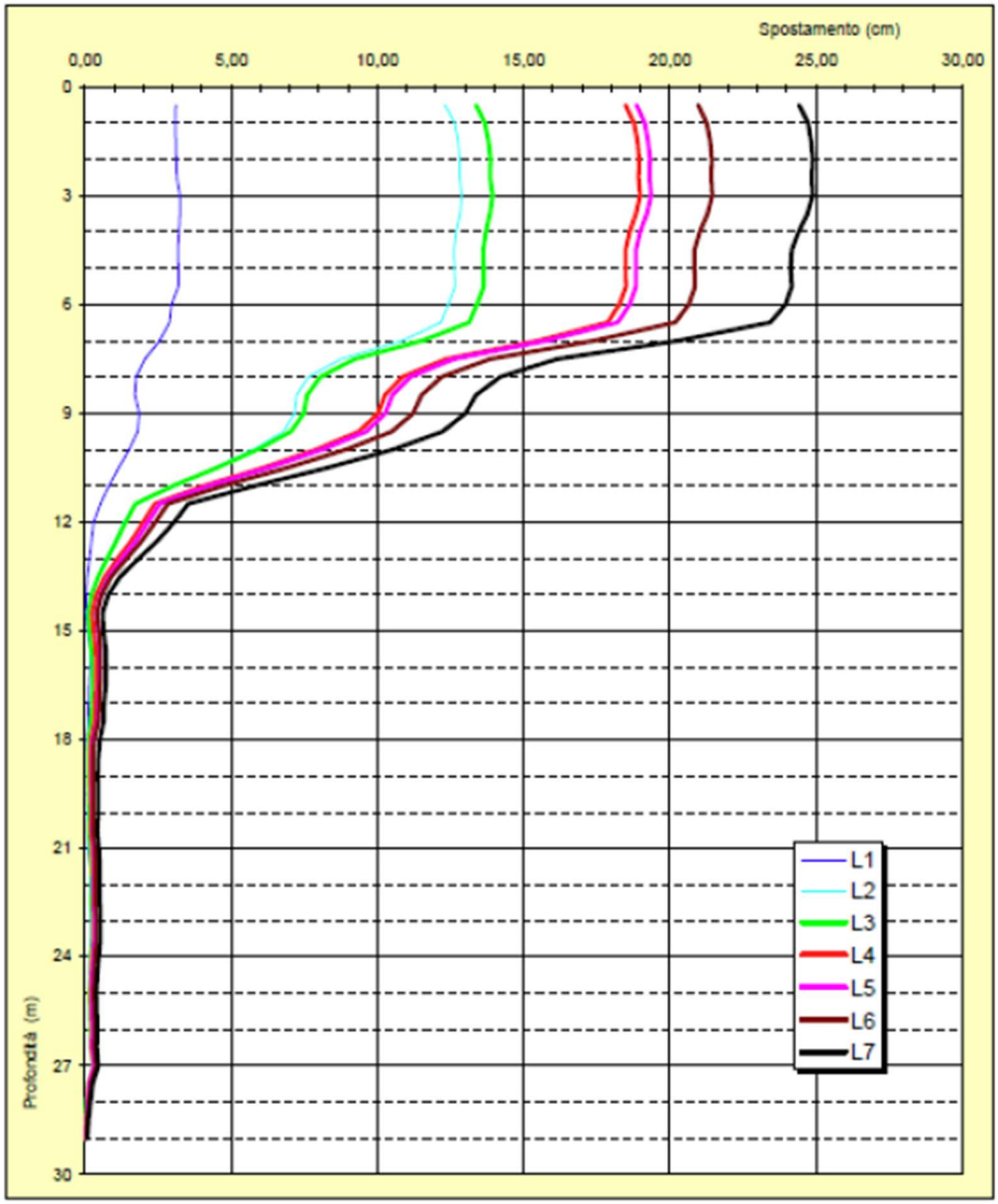
LETTURE ELABORATE		riferimento	letture di esercizio					
		ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6
data:		26/11/2004	14/04/2005	26/05/2005	20/11/2008			
Asse G13:	elaborazione su sensori:	B	AB	AB	AB			
Asse G24:	elaborazione su sensori:	B	AB	AB	AB			
giorni trascorsi tra le misure	gg		139	181	1455			
spostamento complessivo in testa tubo	cm		0,37	0,52	5,42			
velocità media di deformazione	cm/mese		0,080	0,087	0,112			
correzione deformata T.T.	cm		0,00	0,00	0,00			
errore deformata T.T.	cm		0,13	0,11	0,13			
precisione deformata	cm/m		0,01	0,01	0,02			

Figura 5.16 - TIV A1– Monitoraggio inclinometrico del 2004-2008



LETTURE ELABORATE	riferimento	letture di esercizio					
	ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6
data:	26/11/2004	14/04/2005	26/05/2005	20/11/2008			
Asse G13: elaborazione su sensori:	B	AB	AB	AB			
Asse G24: elaborazione su sensori:	B	AB	AB	AB			
giorni trascorsi tra le misure	gg	139	181	1455			
spostamento complessivo in testa tubo	cm	0,67	0,65	7,12			
velocità media di deformazione	cm/mese	0,144	0,108	0,147			
correzione deformata T.T.	cm	0,00	-0,67	-0,67			
errore deformata T.T.	cm	0,07	0,10	0,08			
precisione deformata	cm/m	0,01	0,01	0,01			

Figura 5.17 – TIV A3 – Monitoraggio inclinometrico del 2004-2008



LETTURE ELABORATE		riferimento	letture di esercizio						
		ZERO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7
	data:	12/11/1998	01/10/1999	20/06/2001	27/09/2001	19/09/2003	03/12/2003	08/09/2005	29/07/2008
Asse G13: elaborazione su sensori		A	A	A	A	AB	AB	AB	AB
Asse G24: elaborazione su sensori		B	B	B	B	AB	AB	AB	AB
giorni trascorsi tra le misure	gg		323	951	1050	1772	1847	2492	3547
spostamento complessivo in testa tubo	cm		3,11	12,33	13,37	18,48	18,86	20,96	24,42
velocità media di deformazione	cm/mese		0,288	0,389	0,382	0,313	0,306	0,252	0,207
correzione deformata T.T.	cm		0,00	0,00	0,00	0,00	0,23	0,00	0,00
errore deformata T.T.	cm		0,21	0,04	0,05	0,05	0,05	0,09	0,07
precisione deformata	cm/m		0,03	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

Figura 5.18- TIV NS7- Monitoraggio inclinometrico del 1998-2008

5.2 Interferometria InSAR

Per quanto riguarda i risultati del **monitoraggio interferometrico (2015-2022)**, in Figura 5.19 e Figura 5.20 vengono riportati degli stralci a titolo d'esempio in quanto i risultati in termini di spostamento sono qualitativamente simili per tutte le varie aree investigate.

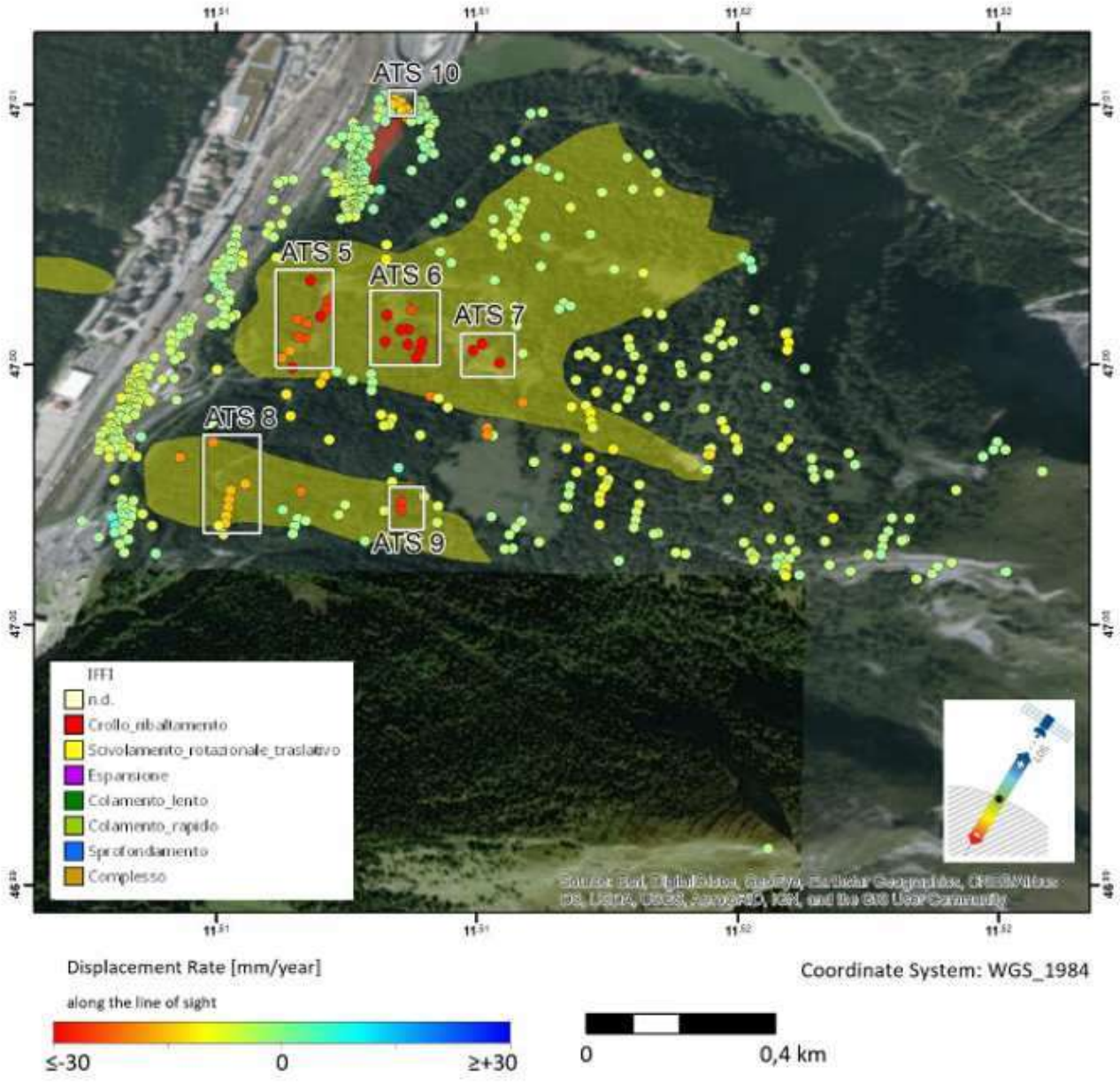


Figura 5.19 - Monitoraggio satellitare - Risultati in planimetria riferiti alla traiettoria discendente del satellite

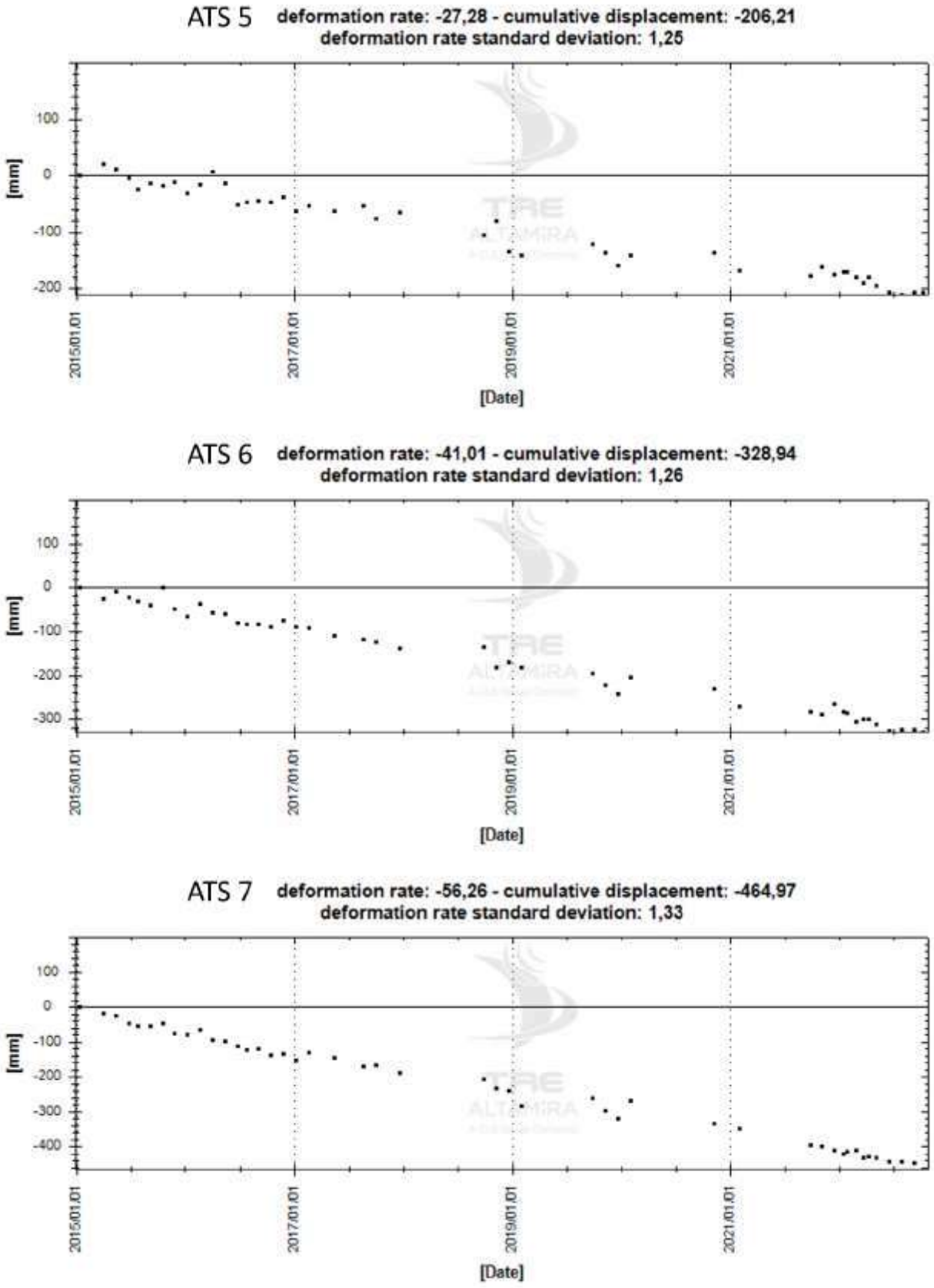


Figura 5.20 - Monitoraggio satellitare - Andamento spostamenti nel tempo per le aree ATS 5, 6, 7 di Figura 4.16 riferiti alla traiettoria discendente del satellite

Il complesso movimento di frana che insiste sul versante è attualmente attivo, con movimenti lenti e multipli, lungo superfici di scivolamento poste a diverse profondità. Tuttavia, come testimoniato da Figura 5.6 a Figura 5.9 (e confermato anche dalle letture inclinometriche relative ad anni successivi) la superficie di scorrimento più continua è probabilmente quella che passa sotto la base del muro indicata nelle figure citate con la dicitura S1. Gli spostamenti più significativi vengono riscontrati sul versante lontano dal muro, spesso al contatto fra il substrato roccioso ed il deposito di versante soprastante. Il movimento non avviene in maniera distribuita all'interno del detrito di versante ma è tipicamente sviluppato lungo alcune superfici di rottura con geometria non circolare il cui andamento viene influenzato anche dalla presenza del substrato.

La presenza di movimenti al di sotto del muro, con fuoriuscita a valle dello stesso, viene comunque confermata dalle letture degli inclinometri TIV S5, S7, S9, TIV A1, TIV A3 e TIV NS7, riportate rispettivamente in Figura 5.13, Figura 5.14, Figura 5.15, Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18. Tali letture confermano che il movimento risulta più accentuato a monte e meno a valle.

Dai risultati del monitoraggio interferometrico (Figura 5.19 e Figura 5.20) risulta inoltre chiaro come dal 2015 al 2022 il cinematismo del versante sembrerebbe essere abbastanza regolare nel tempo e con velocità medie di circa 2 -5 cm/anno (nel passato furono anche superiori).

Il dato comune a tutta l'area di progetto è la scarsa dipendenza tra la velocità del movimento del dissesto e le precipitazioni. Considerando le figure da Figura 5.10 a Figura 5.12, risulta evidente che i movimenti significativi del dissesto non vengono riscontrati in concomitanza né con le precipitazioni intense né con gli eventi meno intensi e più prolungati. Confrontano le suddette figure con la Figura 5.22, sembrerebbe invece che le accelerazioni avvengano in corrispondenza dello scioglimento del manto nevoso nel periodo primaverile, anche se di questo non dà riscontro il monitoraggio interferometrico satellitare.

5.3 Monitoraggio piezometrico

Il monitoraggio dell'andamento della falda nell'area di progetto è stato realizzato attraverso n.6 piezometri, come indicato nella planimetria delle indagini pregresse e mostrato in modo indicativo in Figura 5.4. In particolare:

• PZ1, PZ2 e PZ3, monitorati a partire dalla campagna di indagine realizzata nei primi anni. I tre piezometri sono descritti negli elaborati originali come "piezometri a pressione", posizionati rispettivamente a 44 m, 30 m e 20 m da testa tubo. Per questi piezometri sono disponibili alcune misure puntuali eseguite nel 1998 e nel 2001, riassunte in Tabella 5.1 e le misure eseguite in continuo tra febbraio 1999 e luglio 2000 (Figura 5.21). I tre trasduttori di pressione sono rispettivamente il PZ1-H, il PZ2-I ed il PZ3-L indicati nella planimetria indagini.

• S1, S2 e S3 installati durante la campagna indagine realizzata tra il 1996 e il 1998. Di questi, sono presenti due piezometri Casagrande a 18,5 m nel sondaggio S1 e a 20,0 m nel sondaggio S3; S2 è attrezzato a piezometro a tubo aperto "Norton". Per tali piezometri è disponibile una sola lettura risalente all'epoca di installazione, come riportato in Tabella 5.2. Per quanto riguarda la posizione del piezometro Casagrande, dalla documentazione attualmente disponibile non è possibile identificarne la sua posizione.

Per completezza, vengono riportate in Tabella 5.2 anche le letture eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi:

• sondaggi S4 – S7 realizzati tra il 1996 e il 1998, poi attrezzati con tubi inclinometrici;

• sondaggio S1 eseguito durante la campagna d'indagine volta a determinare le cause dei cedimenti che stanno interessando il fabbricato tra i binari 6 e 7 della stazione. Non indicato in Figura 5.4 poiché lontano dal muro;

Per permettere un confronto diretto con l'andamento dei dati meteorologici, il risultato del monitoraggio piezometrico è mostrato in Figura 5.21 sovrapposto alla misura delle precipitazioni, mentre in Figura 5.22 è riportato l'andamento temporale dell'altezza del manto nevoso nell'area nello stesso periodo. I dati di monitoraggio al 2000 davano le seguenti indicazioni;

• in corrispondenza della stazione ferroviaria la falda freatica è posizionata tra i 2 e i 6 metri circa dal piano del ferro, coincidente con il piano campagna; la minima soggiacenza viene riscontrata in seguito al periodo di scioglimento delle nevi durante la quale si assiste ad una risalita abbastanza veloce del livello di falda, tale fenomeno è tuttavia osservabile, in misura minore, anche in seguito a periodi di precipitazioni intense e prolungate nei giorni;

• il piezometro Casagrande S1 non ha mai fino ad ora registrato alcuna presenza di acqua nel terreno; ciò significa che la falda non ha mai raggiunto le quote corrispondenti alla posizione di installazione del piezometro (come riportato in precedenza non si ha indicazione sull'ubicazione di tale piezometro);

• il dato comune a tutta l'area di progetto è la scarsa dipendenza tra le oscillazioni della falda e le precipitazioni. Considerando la Figura 5.21 risulta evidente che le oscillazioni significative del livello di falda non sempre vengono riscontrate in concomitanza né con le precipitazioni intense né con gli eventi meno intensi e più prolungati. Confrontando la Figura 5.21 e la Figura 5.22 risulta evidente come sia invece lo scioglimento del manto nevoso ad assumere un peso molto maggiore nel determinare l'oscillazione della falda e in particolare la risalita della stessa durante la stagione primaverile;

• per quanto riguarda l'area subito a tergo del muro, i dati di PZ2 indicano come generalmente il livello di falda risulti circa uguale a quella riscontrato per il piazzale (PZ3). Inoltre, le venute d'acqua dai barbacani spesso osservate durante i sopralluoghi si presumeva fossero probabilmente legate alla presenza di falde effimere nel materiale di riempimento dietro al muro a seguito di eventi metereologici intensi;

• all'interno del corpo di frana (PZ1), sono risultati assenti acquiferi degni di nota; sembrano poter essere presenti unicamente corpi idrici limitati ed effimeri contenuti negli strati più permeabili del corpo detritico di versante in periodi di abbondanti precipitazioni e scioglimento della copertura nevosa.

Tabella 5.1 Livelli di falda registrati nei piezometri PZ1, PZ2 e PZ3

ID Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Strumentazione installata	Data di lettura	Falda (m da p.c.)
PZ1 (circa 30 m sopra il piazzale di stazione)	40	Piezometro a pressione	1998	35.36
			20/06/2001	36.70
			27/09/2001	39.08
PZ2 (circa 13 m sopra il piazzale di stazione)	30	Piezometro a pressione	1998	13.72
			20/06/2001	14.37
			27/09/2001	16.00
PZ3 (circa stessa quota del piazzale di stazione)	20	Piezometro a pressione	1998	2.97
			20/06/2001	3.60
			27/09/2001	5.27

Tabella 5.2 Livelli di falda registrati nei sondaggi

ID Sondaggio	Profondità (m)	Strumentazione installata e profondità (m da p.c.)	Data di lettura	Falda (m da p.c.)
S1 &	23	Piezometro Casagrande (18,5)	12/11/1998	Assente
S2	20	Piezometro Norton (20,0)	12/11/1998	4.45
S3	20	Piezometro Casagrande (20,0)	12/11/1998	4.40
S4 #	30		*	3.90
S5 #	30		*	4.70
S6 #	30		*	6.80
S7 #	30		*	2.90
S1 **	20		*	5.50

NOTE:

& S1 circa 25m sopra il piazzale di stazione; gli altri circa stessa quota del piazzale di stazione.

Individuati come NS4 – NS7 in Figura 4.1.

* Lettura effettuata nei fori di sondaggio.

** Sondaggio effettuato per il fabbricato tra i binari 6 e 7.

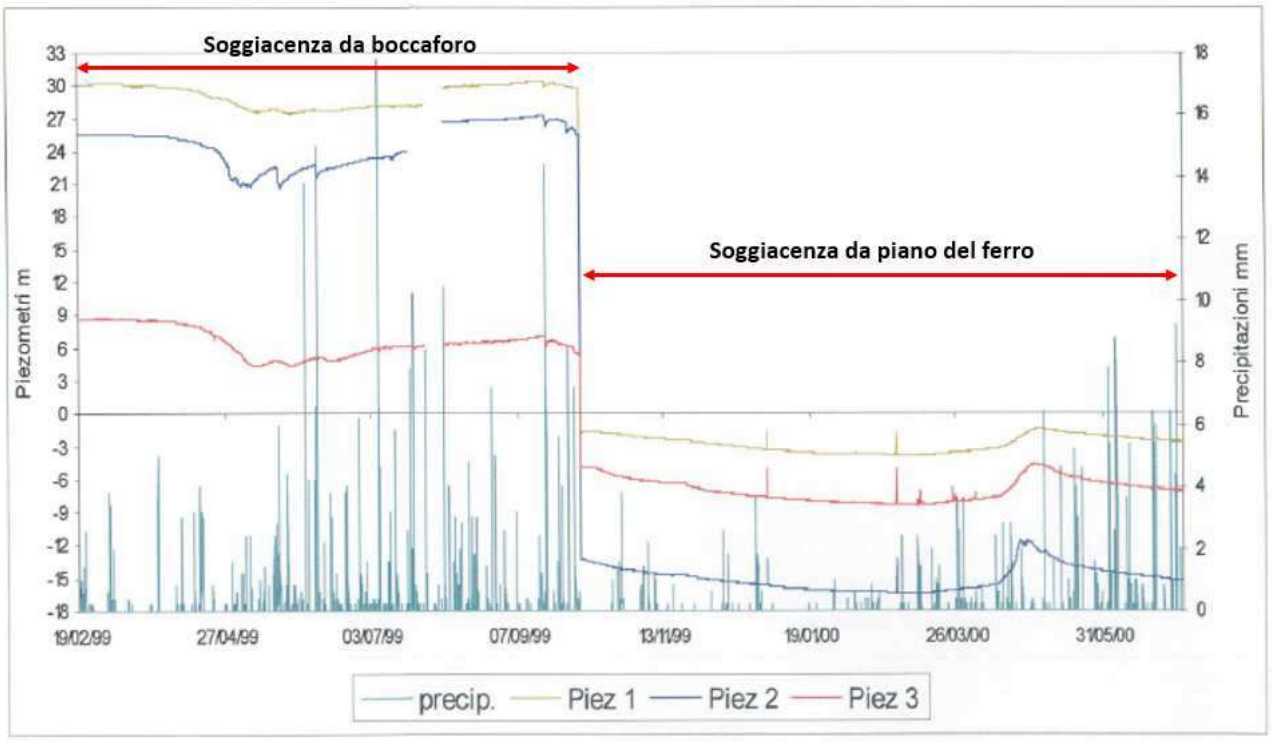


Figura 5.21 - Monitoraggio piezometrico del 1999-2000

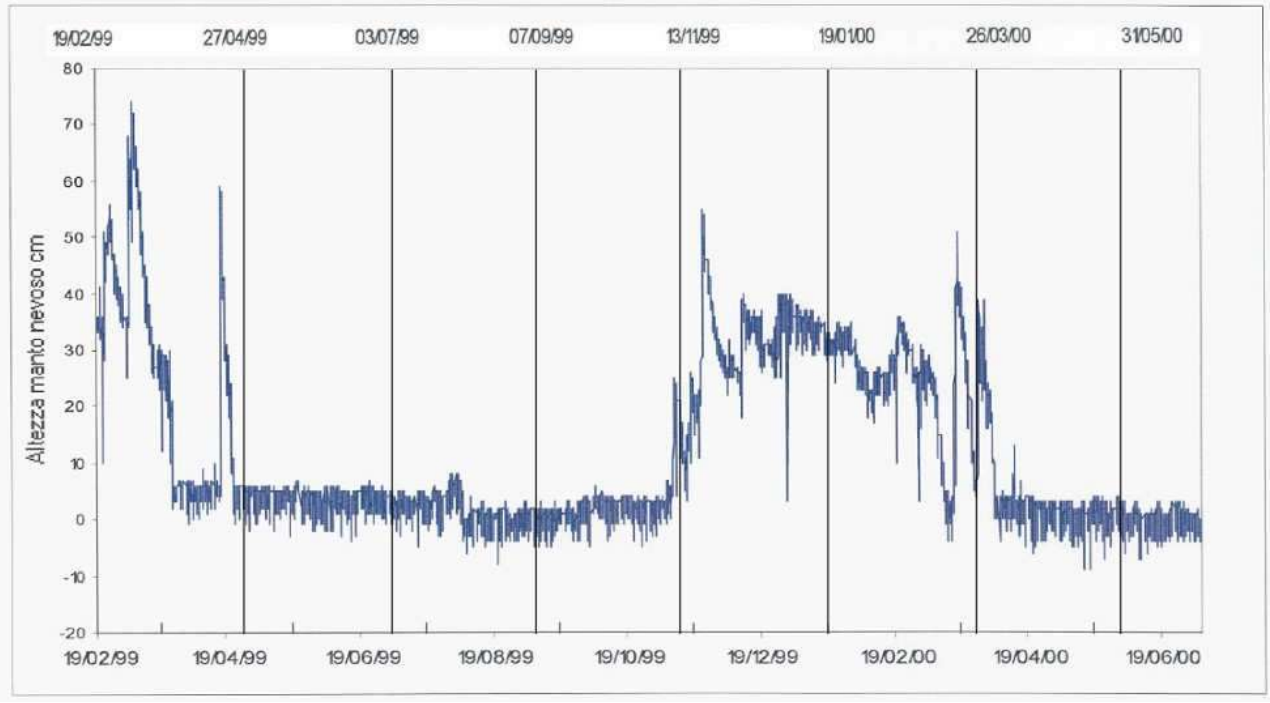


Figura 5.22 - Andamento dell'altezza del manto nevoso nel 1999-2000

5.4 Estensimetri

Nella campagna di indagine del 1999-2000 venne installato un sistema di n.7 estensimetri elettrici per il controllo puntuale delle deformazioni dei giunti strutturali del muro di controripa. Dei tre estensimetri multibase presenti sul prospetto non si hanno dettagli né misure.

Gli estensimetri installati sono in grado di fornire dati per valutare gli spostamenti e le deformazioni fra i giunti strutturali del muro. In Figura 5.23 viene riportato il monitoraggio estensimetrico e i valori di temperatura dell'aria per il periodo '99-2000. Le misure ottenute mostrano come nel periodo di osservazione siano presenti oscillazioni periodiche del segnale correlate chiaramente con le variazioni di temperatura a cui sono sottoposti, ma nel complesso non evidenziano spostamenti relativi tra conci.

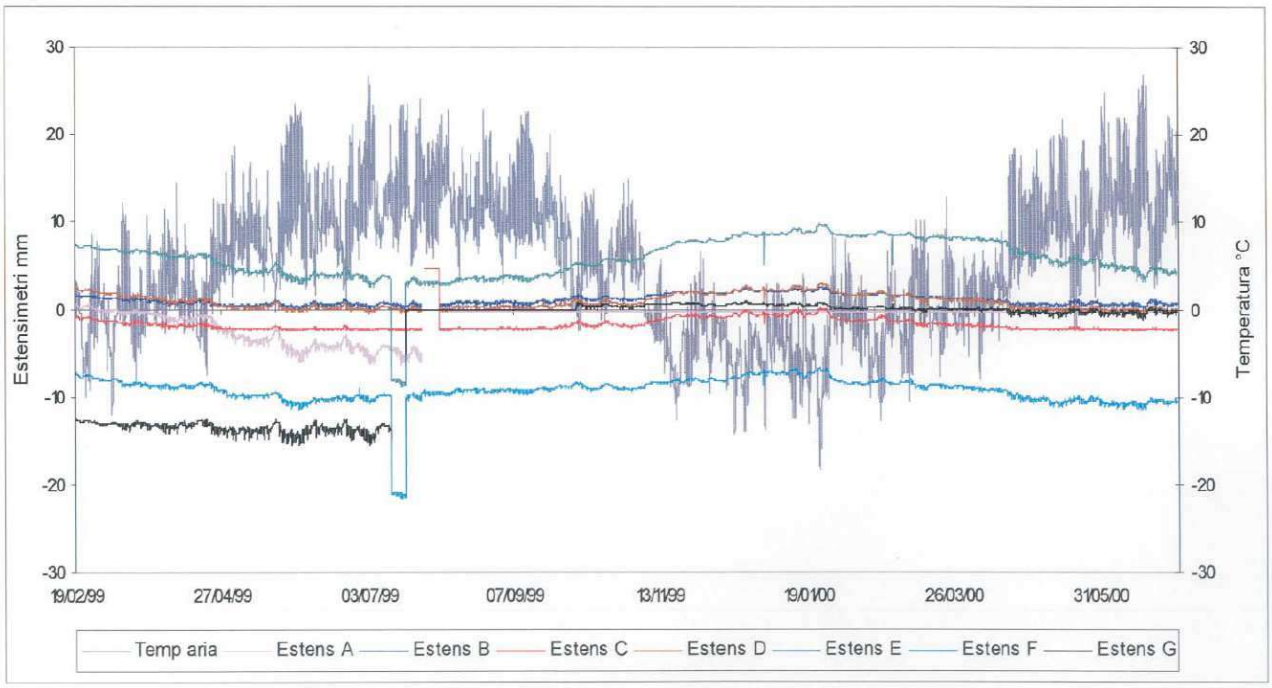


Figura 5.23 - Monitoraggio estensimetrico del 1999-2000

5.5 Celle di carico

Le celle di carico risultano collegate al sistema di acquisizione automatico locale. L'analisi delle misure acquisite recentemente (gennaio-maggio 2022) indicava che solo 3 celle su 12 risultavano funzionanti con valori di carico 730 ÷ 740 kN, di cui una con valori decrescenti da 740 kN a 660 kN (brusco calo accaduto tra il 19 e il 25/1/2022). La terza cella ha valori molto più bassi a 200 kN. Valori del tiro con tali decadimenti o valori relativamente bassi pone seri dubbi sulla effettiva efficacia dei tiranti, motivando il successivo intervento di nuovi tiranti nel 2024.

5.6 Considerazioni

I dati di monitoraggio pregressi disponibili (monitoraggio inclinometrico, interferometrico, piezometrico, estensimetrico) permettono di formulare le seguenti considerazioni:

• il pendio naturale risulta interessato da una frana complessa che si sviluppa su superfici multiple più o meno in profondità e con diversi livelli di spostamento;

• la superficie più continua è posizionata in profondità, probabilmente al contatto tra formazione rocciosa di base e detrito di versante lungo il pendio a monte del muro, con passaggio al di sotto del muro e fuoriuscita nel piazzale ferroviario, indicativamente tra i binari 9 e 10;

• le velocità di spostamento riscontrate dalle letture inclinometriche disponibili (1996 – 2008) risultano nel range 1-5 cm/anno;

• secondo il monitoraggio interferometrico, il movimento del dissesto risulta abbastanza regolare nel tempo, quanto meno dal 2015 ad oggi, con velocità medie di 2-5 cm/anno; tale movimento risulta inoltre più accentuato a monte che a valle; tale dato risulta simile a quello degli inclinometri, indicando che la velocità del movimento risulta pressoché costante negli anni;

• secondo il monitoraggio inclinometrico pregresso, il movimento subiva alcune accelerazioni in concomitanza col periodo di scioglimento delle nevi e contestuale risalita del livello della falda;

• nel fondovalle e subito a tergo del muro di controripa la falda oscilla tra una profondità di 3m e 6m dal piano del ferro. La falda risulta invece assente a profondità modeste lungo il versante, al massimo è probabile la creazione di locali falde effimere (non rilevate dalla strumentazione disponibile) in concomitanza di eventi piovosi intensi.

6 Sistema di monitoraggio real-time

Nel 2022, nel sito è stato avviato un piano di interventi per la messa in sicurezza che include il rinnovamento dei sistemi di monitoraggio attraverso l'implementazione di un novo sistema di monitoraggio real-time.

Il sistema è propedeutico agli interventi di messa in sicurezza provvisoria necessari per permettere la progettazione e la realizzazione di un successivo intervento di messa in sicurezza definitiva nei confronti del dissesto del versante.

Il sistema è parte di un Piano Operativo di Monitoraggio, che prevede azioni e attività ispettive da eseguirsi nel caso di superamento di soglie prefissate sulle misure (livello di attenzione, allerta e allarme), attivate dal sistema automatico, che prevede anche la segnalazione di mancata acquisizione dati. Il sistema prevede:

- monitoraggio automatico diretto del muro mediante misura degli spostamenti 3D assoluti e relativi di ogni concio di muro;
- monitoraggio delle rotazioni dei conci di muro;
- monitoraggio automatico delle sollecitazioni nei nuovi tiranti (parte dell'intervento di messa in sicurezza);
- visualizzazione misure real-time attraverso piattaforma di gestione web-GIS;
- servizio di messaggistica di allertamento automatico mediante SMS e/o e-mail;
- al superamento delle soglie di allarme, il sistema attiva automaticamente segnali acustici/luminosi on-site, per l'allertamento immediato delle persone presenti in cantiere/utenti;
- monitoraggio meteoclimatico.

6.1 Sistema topografico

Per il controllo topografico del muro di contenimento sono attualmente installate su di esso 43 mire topografiche (Figura 6.1), con 2-4 punti di misura su ogni concio. La numerazione dei prismi segue lo schema xxyy, dove xx sono le cifre corrispondenti al concio e yy corrispondono a 01, 02, 03 o 04 se il prisma è posto sull'allineamento superiore o inferiore, porzione sinistra o destra o in basso, rispettivamente (Figura 6.2). Delle mire installate, a causa di problemi di visibilità causati dai molti oggetti interposti lungo la linea di vista, 2 non vengono rilevate. Ulteriori 37 mire sono rilevate da una seconda stazione totale per assicurare che non vi sia perdita di dati e in completa ridondanza del sistema.

Le misure sono rilevate da stazioni totali robotizzate complete di nodo di acquisizione con software per la gestione autonoma dei rilievi. La frequenza di acquisizione è stata settata ad 1 misura/20 minuti con uno sfasamento di 10 minuti tra le due TS. Il sistema topografico installato si orienta per mezzo di n.5 punti di controllo, installati nell'area circostante su oggetti o strutture stabili ed esterne alla zona di influenza del movimento franoso. Per ottenere una buona qualità delle misure è stato imposto al sistema di utilizzare almeno n.3 punti di controllo per calcolare le deformazioni ad ogni misura. A causa del continuo movimento dei convogli ferroviari è possibile, infatti, che non tutti i punti di controllo siano sempre visibili dalla stazione totale.

La stazione totale S2 (Figura 6.3) è alimentata tramite un cavidotto che origina dalla sala di controllo, mentre il nodo di acquisizione (Monitoring Node), è installato nella sala dati sottostante (Figura 6.4). I due sistemi comunicano tramite connessione radio. Il nodo è dotato di un modem UMTS per la trasmissione dati.



Figura 6.1 - Mire topografiche installate sul muro

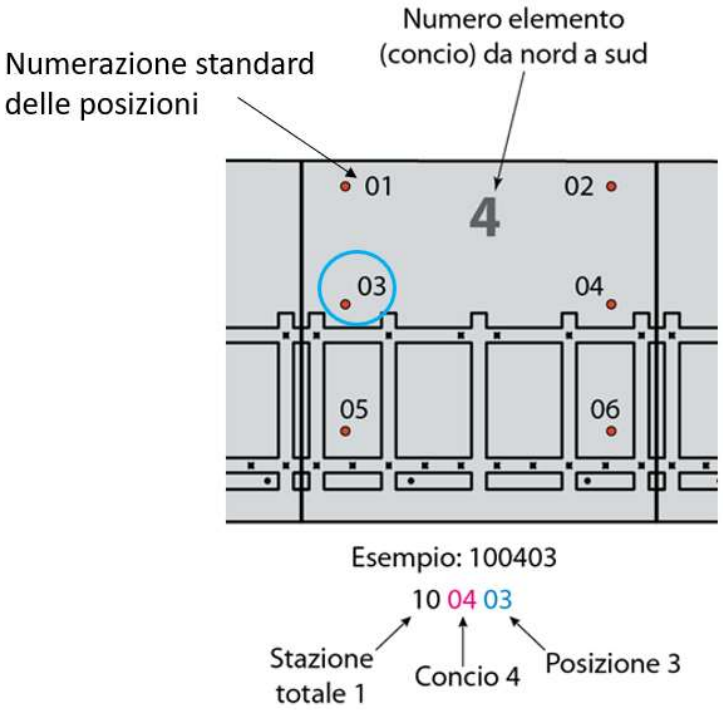


Figura 6.2 - Schema generico del sistema di numerazione delle mire ottiche, compresa la stazione totale a cui fanno riferimento



Figura 6.3 – Stazione Totale S2

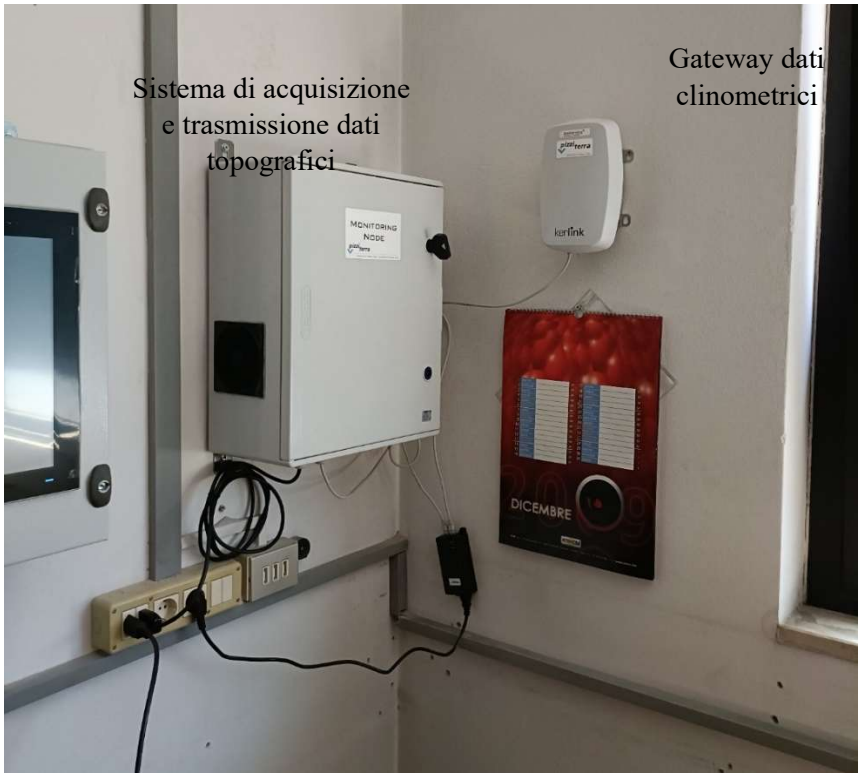


Figura 6.4 - Monitoring node e gateway installati nella sala dati

6.2 Sistema clinometrico

Al fine di avere una certa ridondanza dei dati per quanto riguarda le deformazioni rotazionali del muro oggetto del monitoraggio, il sistema topografico descritto nel precedente paragrafo è integrato con n. 12 clinometri biassiali cablati, su barra (Figura 6.6) con alimentazione esterna a testa muro per misure alta frequenza (1 ogni 5 minuti); l'unità di acquisizione è posizionata in corrispondenza del vecchio armadio tecnologico (Figura 6.7). I clinometri sono numerati da 1 a 12 procedendo dal concio 12 verso il concio 1. In Figura 6.5 si riporta una foto dei sensori ad installazione ultimata.

Ulteriori n.2 clinometri triassiali wireless alimentati a batteria (Figura 6.6) sono stati installati in prossimità della sommità del muro di sostegno, in corrispondenza delle sezioni 2 e 11. I due sensori comunicano via radio con il gateway (Figura 6.4) installato nella sala dati, il quale si occupa della trasmissione delle misure (1 misura ogni ora).

Il monitoraggio meteoclimatico è attuato con una misura ogni 15 min della temperatura e della precipitazione (Figura 6.7).



Figura 6.5 - Clinometri installati sul muro



Figura 6.6 - Clinometri cablati biassiali e clinometri wireless triassiali



Figura 6.7 - Unità di acquisizione trasmissione loop clinometri e meteo

6.3 Piattaforma di monitoraggio web-GIS

L'infrastruttura automatica provvede all'acquisizione, invio, archiviazione dei dati su server remoto. La visualizzazione e restituzione integrata dei dati, con possibilità di interrogazione della banca dati da workstation remote di utenti accreditati è resa possibile dall'interfaccia web della piattaforma di monitoraggio web-GIS swissMon (Figura 6.8).

Durante i lavori saranno poi installate e integrate nel sistema suddetto no. 26 celle di carico toroidali (f.s. 1.500 kN) sotto la piastra di testa di nuovi tiranti.

Non è al momento attivo il monitoraggio del contorno, inteso come monitoraggio inclinometrico e piezometrico.



Figura 6.8 – Piattaforma web-GIS per la consultazione delle misure in tempo reale

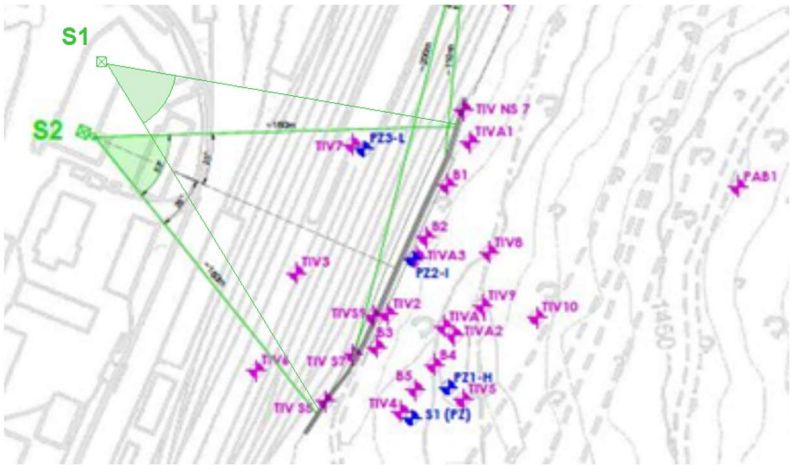


Figura 6.9 - Posizione delle stazioni totali (S1 e S2) installate evidenziate in verde. Il monitoraggio del contorno (piezometrico in blu e inclinometrico in magenta) non è attivo

6.4 Andamento delle misure al 31/01/2025

Si riportano in Appendice tutti i grafici relativi ai dati di monitoraggio (stazione totale, clinometri e stazione meteo):

• Le misure di spostamento orizzontale delle mire lette dalla stazione totale S2 (considerata più affidabile data la migliore angolazione di vista), per ogni concio. Le misure sono presentate come media mobile giornaliera, per le mire relative a ciascun concio di muro; le misure vengono inoltre presentate da inizio misurazioni, insieme al dato di precipitazione inteso come intensità di pioggia /15 min e al dato di temperatura (vedi figure da Figura 13.1 a Figura 13.12). Tutti gli spostamenti delle mire lette da entrambe le stazioni totali automatiche sono riallineati a zero all'incirca alla data del 20 giugno 2023, data presunta dell'inizio dei lavori;

• Le misure di spostamento orizzontale delle mire lette dalla stazione totale S1 non vengono presentate, poiché il trend è del tutto analogo a S2.

• Le misure di rotazione verso il piazzale della stazione dei clinometri installati appena sotto testa muro. Le misure sono presentate come media mobile giornaliera, per i clinometri relativi a ciascun concio di muro. Le misure vengono inoltre presentate da inizio misurazioni, insieme al dato di precipitazione inteso come intensità di pioggia /15 min e al dato di temperatura (vedi figure da Figura 13.13 a Figura 13.24);

• Le misure relative ai clinometri triassiali installati in prossimità della sommità del muro di sostegno, in corrispondenza delle sezioni 2 e 11 (vedi Figura 6.5).

Analizzando le serie temporali delle misure su un periodo di 1,5 anni, si osserva quanto segue:

• Tutte le mire lette dalla stazione totale S2 mostrano uno spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione che al mese di gennaio 2025 risulta compreso tra i 20 e i 30 mm, a seconda del concio considerato. La velocità media dello spostamento è di 1.3 ÷ 2 cm/anno;

• I movimenti maggiori si osservano nella porzione più a sud del muro tra i conci 5 e 9;

• Le misure indicano un accumulo di spostamento tipicamente tra aprile e dicembre. Il movimento appare stabile, in decisa decelerazione, tra gennaio e aprile. L'andamento dello spostamento sembra qualitativamente correlato alla temperatura, con sostanziale stabilizzazione degli spostamenti in concomitanza con il periodo di basse temperature;

• Mediamente, la velocità del movimento nelle due annate successive risulta paragonabile;

• Le misure effettuate mediante stazione automatica S2 risultano rumorose e discontinue durante condizioni meteorologiche sfavorevoli. Si segnalano in particolare due periodi con mancanza di misure sistematica su tutte le mire probabilmente dovute alla presenza di neve e/o ghiaccio sulle mire stesse;

• L'andamento delle misure di rotazione fornite dai clinometri è correlato alla temperatura, sia con riferimento al ciclo giornaliero, sia alle variazioni di più lungo periodo;

• L'andamento delle misure di rotazione fornite dai clinometri è simile nei due anni, con parziale recupero delle rotazioni accumulate nel periodo invernale; il cinematismo è del tipo roto/traslativo;

• Solo per alcune misure si è avuto un cambio di tendenza nelle misure (spostamento/rotazione) dopo le lavorazioni avvenute tra aprile e giugno 2024 (posa nuovi tiranti provvisori).

6.5 Sintesi e conclusioni

Sulla base di quanto riportato al precedente capitolo, si può affermare che il muro tende ad accumulare progressivamente spostamenti verso il piazzale di stazione, ma con velocità lievemente inferiori durante i mesi estivi rispetto ai mesi invernali. La tendenza delle misure è stata influenzata dall'installazione dei tiranti in maniera limitata.

L'analisi dei dati evidenzia come i movimenti più significativi si registrano anche durante i periodi piovosi. Attraverso lo storico dei dati di una stazione meteo posta a circa 15 km di distanza dal sito in esame (Figura 6.10) [23], è stato possibile ricavare le precipitazioni annue a partire dall'anno 1980. Da tale informazione si può osservare come le precipitazioni siano rimaste pressoché stabili nel tempo, fino ad aumentare negli ultimi 7 anni. Tale evidenza può aver indotto un aggravamento delle condizioni di stabilità negli anni recenti.

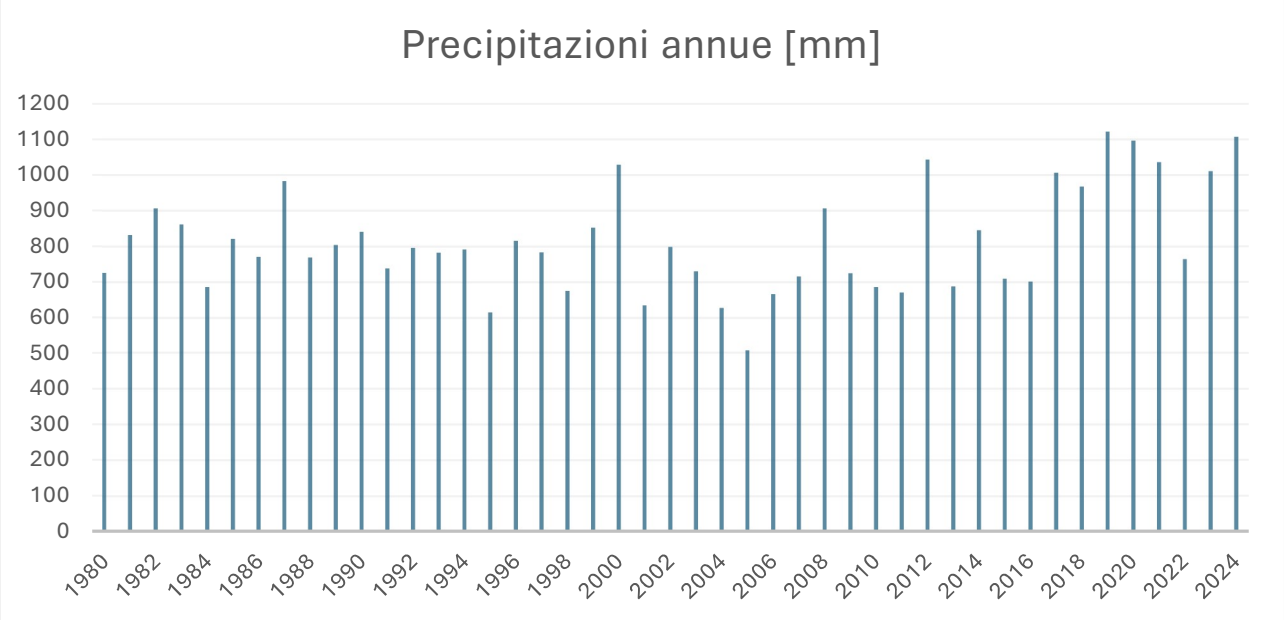


Figura 6.10 - Precipitazione annue in mm dal 1980 al 2024

7 Analisi di Stabilità

Le analisi di stabilità condotte sono finalizzate alla valutazione delle condizioni di equilibrio del corpo di frana, attraverso l'individuazione delle principali superfici di scivolamento attive e potenzialmente instabili. L'obiettivo principale è comprendere la geometria e l'evoluzione del fenomeno franoso, nonché i meccanismi di movimento che lo caratterizzano, al fine di supportare la definizione di strategie di mitigazione del rischio.

L'elaborazione e interpretazione dei dati inclinometrici ha permesso di individuare più superfici di rottura, localizzate a diverse profondità e caratterizzate da movimenti lenti e differenziati. Tali superfici, evidenziate sia in sezione trasversale che longitudinale, mostrano un comportamento evolutivo attivo, con implicazioni dirette sulla stabilità delle infrastrutture presenti, in particolare il muro di controripa e i binari della stazione ferroviaria. Sulla sezione trasversale i dati inclinometrici evidenziano due superfici di rottura, una più superficiale la cui terminazione è posta in prossimità della base del muro di controripa ed una intermedia la cui terminazione coinvolge alcuni binari. Oltre alla superficie appena citata, nella sezione longitudinale, i monitoraggi inclinometrici evidenziano la presenza di una superficie di rottura presunta più profonda (Figura 5.7).

Le analisi di stabilità, svolte con approccio analitico (Limit Equilibrium Method) e numerico (Finite Element Method) sulla base dei dati strumentali recenti e le informazioni bibliografiche pregresse, vengono effettuate variando parametri che possono influenzare le condizioni di stabilità: oltre alle caratteristiche meccaniche dei depositi, vengono analizzati i cambiamenti del livello di falda - a verificare la correlazione tra l'incremento dei movimenti e i periodi di pioggia intensa. Inoltre, si valutano gli effetti dei sistemi di stabilizzazione strutturale (tiranti), tramite l'ausilio di un software LEM, *Slide2*, e un software FEM, *RS2* di RocScience.

Complessivamente, le analisi risultano fondamentali per la comprensione dello stato di attività del corpo di frana e rappresentano un supporto indispensabile per la progettazione di interventi mirati alla riduzione del rischio e alla tutela delle infrastrutture interferenti.

7.1 Modello geotecnico

Le analisi di stabilità sono state condotte con riferimento alla sezione rappresentata in Figura 7.3, individuata nella porzione di versante caratterizzata da spostamenti rilevati di maggiore entità, considerata quindi più critica.

Tramite l'ausilio del GeoCatalogo [16], è stato possibile estrarre il DTM (Digital Terrain Model) dell'area di interesse in formato *.xyz* per poi importalo all'interno del software CloudCompare, al fine di restituire una nuvola di punti ben definita del muro in esame (Figura 7.1) e del relativo versante insistente sullo stesso (Figura 7.2).

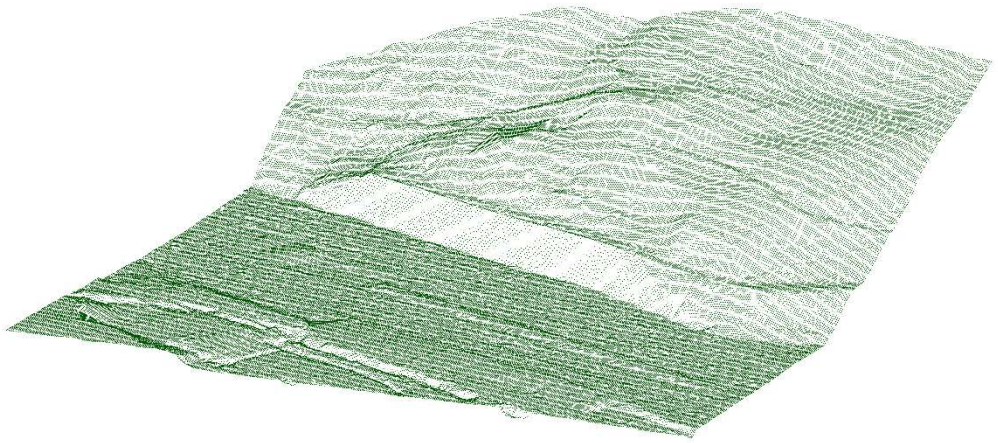


Figura 7.1 - Estratto della nuvola di punti - Muro di sostegno (CloudCompare)

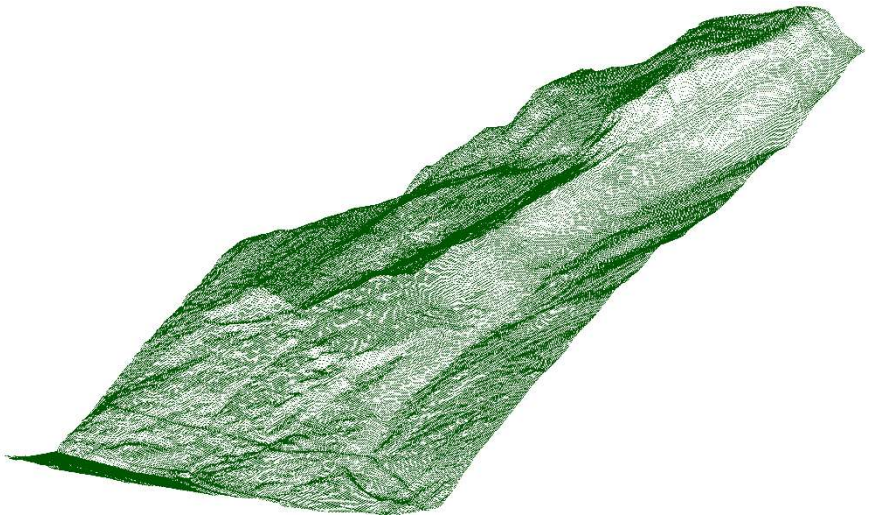


Figura 7.2 - Estratto della nuvola di punti - Versante in frana con muro di sostegno (CloudCompare)

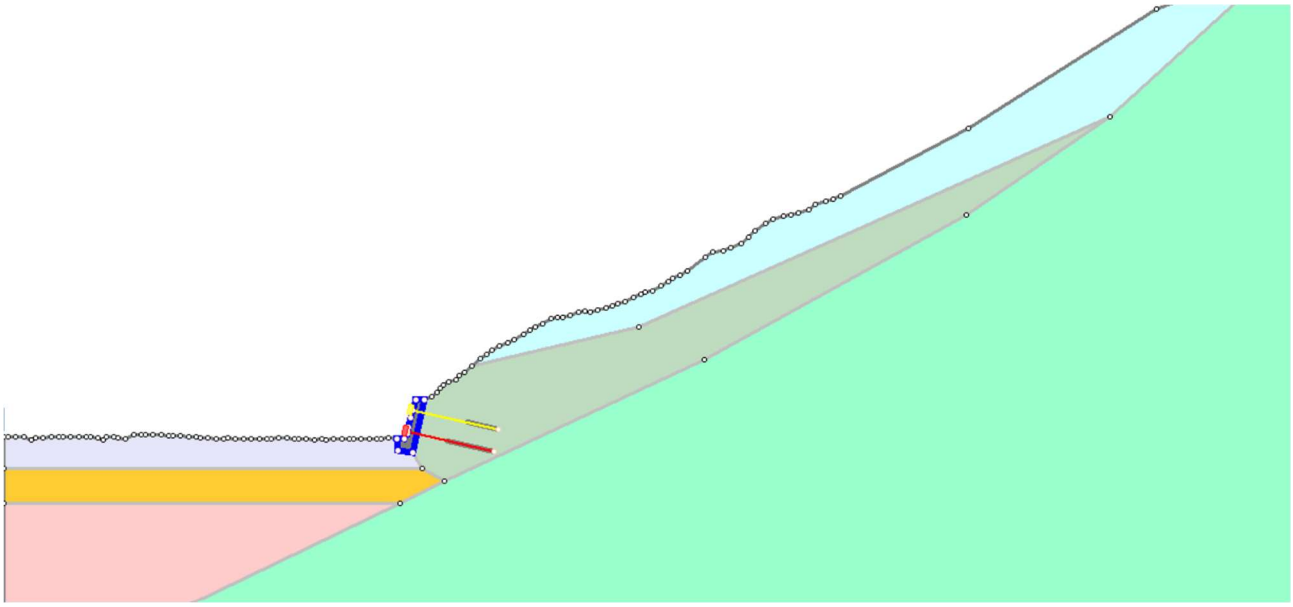


Figura 7.3 - Sezione rappresentativa di calcolo (Slide2)

Material Name	Color
Alluvioni argillose limose torbose	
Detrito di versante	
Detrito di frana	
Alluvioni ghiaioso-sabbiose mediamente addensate	
Alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate	
Calcescisti	
Calcestruzzo	

Figura 7.4 - Legenda geologica

Il modello geologico-stratigrafico di calcolo a monte del muro di sostegno è stato ricostruito sulla base delle sezioni geologiche realizzate nel corso della progettazione degli interventi recenti e dei dati bibliografici ed indagini geognostiche pregresse. Il versante è caratterizzato da uno spessore di detrito di falda con una potenza media di circa cinquanta metri che poggia sui calcescisti (substrato roccioso).

I depositi di copertura lungo il versante sono distinti in depositi di versante e depositi di frana. Le indagini geofisiche (in termini di velocità di propagazione delle onde sismiche) effettuate non permettono di distinguere il detrito di falda dall'accumulo di frana. In particolare, i primi sono il risultato del disfacimento della sottostante roccia e formano un mantello detritico di spessore decrescente da valle a monte con una pezzatura da grossolana a minuta, nel quale è possibile riconoscere una certa stratificazione legata alla forza di gravità e all'acqua di dilavamento. L'accumulo di frana è un deposito caotico ed eterogeneo, composto in parte dal materiale di falda rimescolato e, in parte, da blocchi appartenenti all'ammasso roccioso dei calcescisti e dei marmi staccatisi dalle pareti rocciose poste oltre 1800 m di altitudine. Gli spessori dei depositi tendono naturalmente a decrescere verso monte, sino al punto in cui il substrato risulta subaffiorante o talvolta affiorante [14].

Il fondovalle è caratterizzato da diversi depositi alluvionali di origine fluviale e fluvioglaciale. Al tetto dei calcescisti è presente uno strato di ghiaia e ciottoli a granulometria da grossolana a medio-fine; lo stato di

addensamento del deposito risulta da addensato a molto addensato. Lo spessore del deposito è molto variabile, da un minimo di circa 10÷15 m, in corrispondenza dell'unghia del pendio, ad un massimo di 50 m. Al di sopra si trovano alluvioni ghiaioso sabbiose mediamente addensate composte da una ghiaia medio fine in matrice sabbiosa, a volte sabbioso-limosa, di colore grigio. Lo spessore dello strato risulta piuttosto irregolare ma con un valore medio di 7÷8 m.

Al tetto dei depositi alluvionali si trova un terreno costituito da sabbia limosa e limo argilloso con possibili inclusioni di sostanza organica e lenti di sabbia e ghiaietto di limitato spessore ed estensione. Al di sopra di questi depositi, si evidenzia la presenza di materiale rimaneggiato per uno spessore di circa mezzo metro (Figura 7.4).

Le misure disponibili hanno permesso di individuare le principali superfici di rottura presenti all'interno del corpo di frana. Il fenomeno franoso è attualmente attivo ed in continua evoluzione, con movimenti lenti e multipli, lungo superfici di scivolamento poste a diverse profondità. Per quanto riguarda la sezione in esame (Figura 7.3), si possono evidenziare almeno tre superfici di rottura principali, di cui una più superficiale la cui terminazione è posta in prossimità della base del muro di controripa ed una superficie di rottura presunta più profonda.

7.1.1 Parametri geomeccanici rappresentativi delle unità geotecniche

Di seguito vengono riportati i parametri geomeccanici dei materiali desunti dalla documentazione disponibile [14] in seguito ad analisi e prove di laboratorio.

Tabella 7.1 Parametri geomeccanici disponibili degli strati del versante.

	DEPOSITO DF	***DEPOSITO DV***	***DEPOSITO AL***	***DEPOSITO GS***	***DEPOSITO GSad***	
	Detrito di paleofrana	**Detrito di versante**	**Alluvioni argilloso limose torbose**	**Alluvioni ghiaioso-sabbiose mediamente addensate**	**Alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate**	**Calcescisti**
Peso di volume [kN/m^3]	18	20	18	20	21	27
Peso di volume immerso [kN/m^3]	10	10	8	10	11	n.d
Angolo di attrito di picco [°]	35÷40	33÷38	n.d.	36	45	n.d
Angolo di attrito a volume costante [°]	30÷32	30÷32	n.d	30	35	36
Modulo di Young E'[kN/m^2]	25000	25000	n.d	25000	38000	n.d
Coesione ammasso [kPa]	n.d	n.d	n.d	n.d	n.d	300÷400
Coefficiente di Poisson υ [-]	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

7.2 Analisi all'Equilibrio Limite (Back-Analisys)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica, ecc.), da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite, nella presente tesi si sono utilizzati i metodi delle strisce, con particolare riferimento ai metodi di Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price.

I fenomeni di scivolamento si distinguono in due tipologie:

1) *Scivolamento traslazionale*: lo scorrimento si sviluppa lungo una superficie di discontinuità nell'ammasso roccioso dovuta a uno strato di materiale scadente oppure al contatto tra due materiali con caratteristiche diverse;

2) *Scivolamento rotazionale*: è un fenomeno che tipicamente coinvolge i materiali argillosi in cui non c'è una superficie di debolezza preesistente. Si ha un cinematismo lungo una superfice curvilinea con concavità verso l'alto.

Se si considera una superficie di scivolamento circolare, il fattore di sicurezza è ricavato considerando le equazioni di equilibrio globale dell'intero ammasso. Si considera una superficie di scivolamento che ha come

direttrice un arco di circonferenza con centro *O* e raggio *r*. L'equilibrio alla rotazione intorno al punto *O* fornisce l'equazione per il calcolo del fattore di sicurezza. Con riferimento alla Figura 7.5 si ottiene:

$$F = \frac{\sum_i c'\Delta l_i + N_i' tan\varphi'}{\sum_i W_i \, sen\alpha_i}$$

Considerando invece l'equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale si ottiene quanto segue.

a) Equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$F = \frac{\sum_i (c'\Delta l_i + N_i' tan\varphi')cos\alpha_i}{\sum_i \Delta E_i + (N_i' + U_{bi})sen\alpha_i}$$

in assenza di forze concentrate applicate sulle sezioni di estremità della superficie di scivolamento risulterà $\sum \Delta E_i = 0$;

b) Equilibrio alla traslazione verticale:

$$F = \frac{\sum_i (c'\Delta l_i + N_i' tan\varphi')sen\alpha_i}{\sum_i W_i + \Delta X_i - (N_i' + U_{bi})cos\alpha_i}$$

in assenza di forze concentrate applicate sulle sezioni di estremità della superficie di scivolamento risulterà $\sum \Delta X_i = 0$;

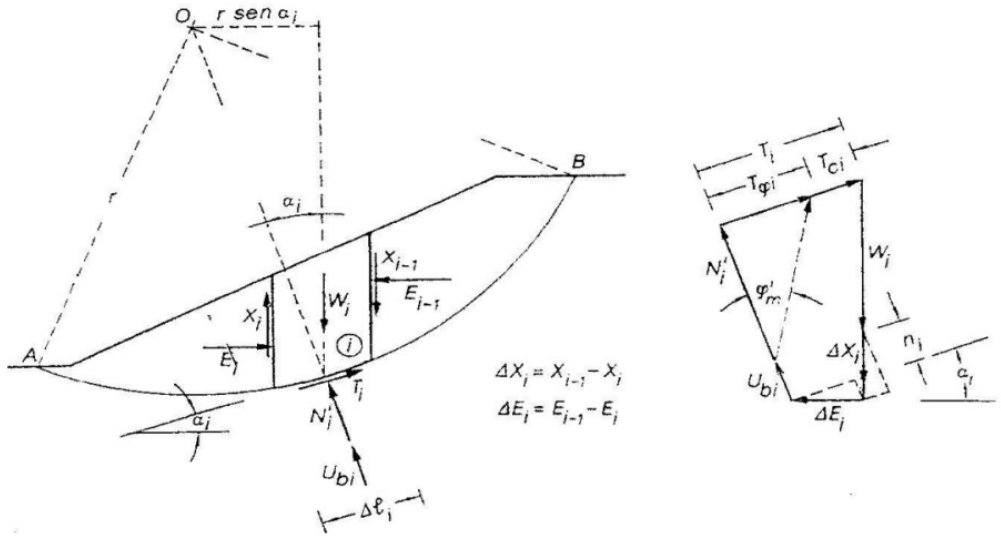


Figura 7.5 - Forze applicate all' i-esima striscia dell'ammasso con superficie di scivolamento circolare

Le incognite del sistema di equazioni sono le forze N_i', normali alla base della striscia. Nei metodi approssimati vengono considerate solo due delle tre equazioni di equilibrio, trascurando alcune forze in gioco. Nei metodi rigorosi invece è richiesto che siano soddisfate tutte e tre le equazioni di equilibrio.

7.2.1 Metodo di Fellenius (1936)

Il metodo di Fellenius è un metodo semplificato basato sull'equilibrio alla rotazione intorno al polo *O* nel caso di superficie di scivolamento cilindrica a direttrice circolare (Figura 7.6). Per determinare le forze normali N_i', si considera un equilibrio alla traslazione nella direzione normale alla base. Si introduce l'ipotesi semplificativa che le forze applicate sui lati di ogni striscia che compone l'ammasso, non abbiano componenti lungo la direzione normale alla base della striscia. Ciò significa assumere nulle le forze inter-striscia (X_i=E_i=0).

Con queste ipotesi il fattore di sicurezza diventa:

$$F = \frac{\sum_i c'\Delta l_i + (W_i cos\alpha_i - U_{bi})tan\varphi'}{\sum_i W_i \, sen\alpha_i}$$

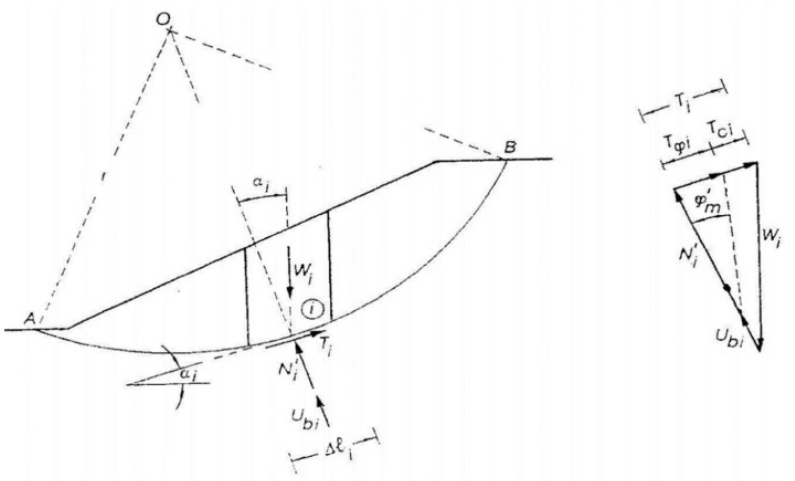


Figura 7.6 - Metodo di Fellenius

7.2.2 Metodo di Bishop (1955)

Il metodo di Bishop è un metodo basato sull'equilibrio alla rotazione intorno al polo *O* nel caso di superficie di scivolamento cilindrica a direttrice circolare (Figura 7.7). Per determinare le forze normali N_i' si considera l'equilibrio alla traslazione verticale. Tuttavia, per poter calcolare il fattore di sicurezza, si devono conoscere le forze di taglio X_i. Quando queste forze si assumono pari a 0 si parla del metodo di *Bishop Semplificato*, differentemente, quando queste sono considerate diverse da zero si parla del metodo di *Bishop Rigoroso*. Per il metodo di *Bishop Semplificato* (forze X_i uguali a 0) si ha che il fattore di sicurezza risulta:

$$F = \frac{\sum_i (b_i + (W_i cos\alpha_i - U_{bi})tan\varphi')\frac{1}{m_{\alpha i}}}{\sum_i W_i \, sen\alpha_i}$$

Nel metodo di *Bishop Semplificato* la formulazione del fattore di sicurezza non risulta esplicita e si richiede un processo iterativo per risolvere il problema.

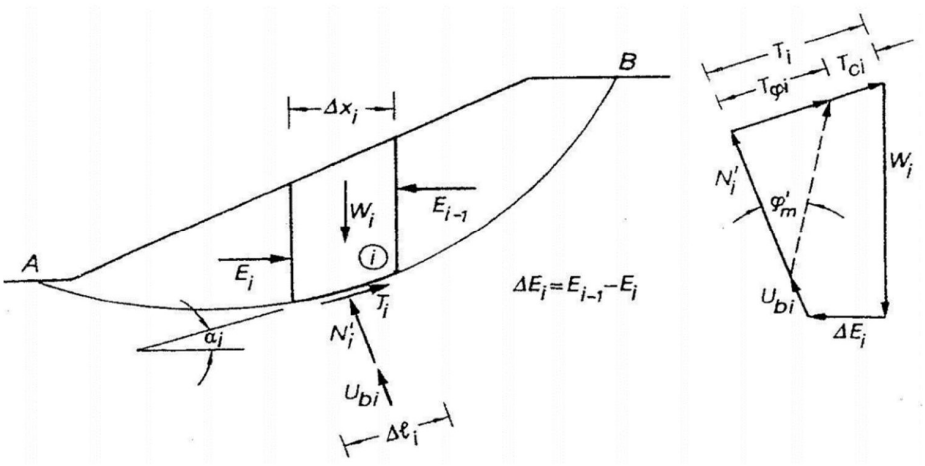


Figura 7.7 - Metodo di Bishop Semplificato

7.2.3 Metodo di Janbu (1955)

Nel caso in cui la superficie non fosse circolare, l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno ad un punto complicherebbe il calcolo del fattore di sicurezza. Per tale ragione, i metodi semplificati che considerano superfici non circolari utilizzano le equazioni di equilibrio alla traslazione, da cui prendono il nome di *Metodi delle Forze*. Con questi metodi non si considera nel numero delle incognite del problema la posizione delle rette di azione delle forze agenti sulle basi e sulle facce delle strisce.

Il metodo di *Janbu Semplificato* è un metodo basato sull'equilibrio delle forze nel caso di superfici di scivolamento di forma qualunque (Figura 7.8). Si parte dall'equilibrio alla traslazione verticale da cui si ricava N_i', facendo un'ipotesi semplificativa, ovvero che le forze di taglio inter-striscia siano nulle ($X_i=0$). Dopo di che si procede con l'equilibrio alla traslazione orizzontale, sostituendo quanto ottenuto in precedenza. Si ottiene così la seguente formulazione del fattore di sicurezza:

$$F = \frac{\sum_i (b_i + (W_i cos\alpha_i - U_{bi}) tan\varphi') \frac{1}{n_{\alpha i}}}{\sum_i W_i \, sen\alpha_i}$$

Il metodo di Janbu è una formulazione implicita del fattore di sicurezza e richiede un processo iterativo per risolverlo.

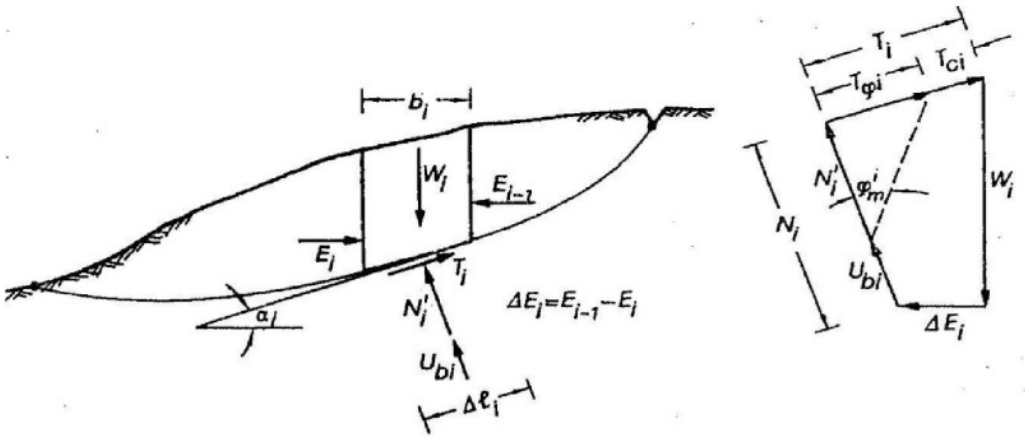


Figura 7.8 - Metodo di Janbu Semplificato

Nel metodo di *Janbu Semplificato* si sottostima il fattore di sicurezza. Per tale ragione Janbu stesso introdusse un fattore correttivo f_0, individuato mediante un abaco, riportato in Figura 7.9, da applicare al fattore di sicurezza. Questo fattore correttivo è funzione delle caratteristiche del versante, quali approfondimento *d* ed estensione longitudinale *L,* e delle caratteristiche di resistenza.

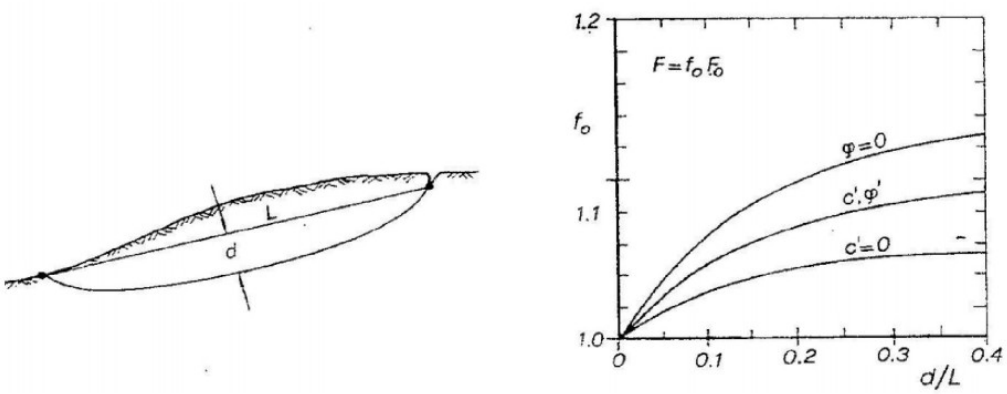


Figura 7.9 – Fattore correttivo f_0

7.2.4 Metodo di Spencer (1967)

Il metodo di Spencer è un metodo rigoroso in quanto devono risultare soddisfatte contemporaneamente tutte e tre le equazioni di equilibrio, senza trascurare le forze inter-striscia. Questo metodo, applicabile a superfici di scivolamento di qualunque forma, introduce un'ipotesi semplificativa: le forze inter-striscia possiedono tutte la stessa inclinazione θ rispetto all'orizzontale (Figura 7.10*)*. Combinando l'equilibrio in direzione normale e parallela quella parallela alla base si ottiene la risultante delle forze laterali totali Q_i. Le forze interne Q_i formano un sistema equilibrato (in assenza di forze e momenti concentrati all'estremità della superficie di scivolamento) ed essendo θ costante si ottiene un sistema di due equazioni non lineari nelle due incognite *F* e θ (equilibrio delle forze e dei momenti).

La soluzione è ottenuta attribuendo una successione di valori all'angolo θ e ottenendo i corrispondenti valori di F_f (1) and F_m (2).

$$\begin{cases} \sum Q_i = 0 & (1) \\ \sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta) = 0 & (2) \end{cases}$$

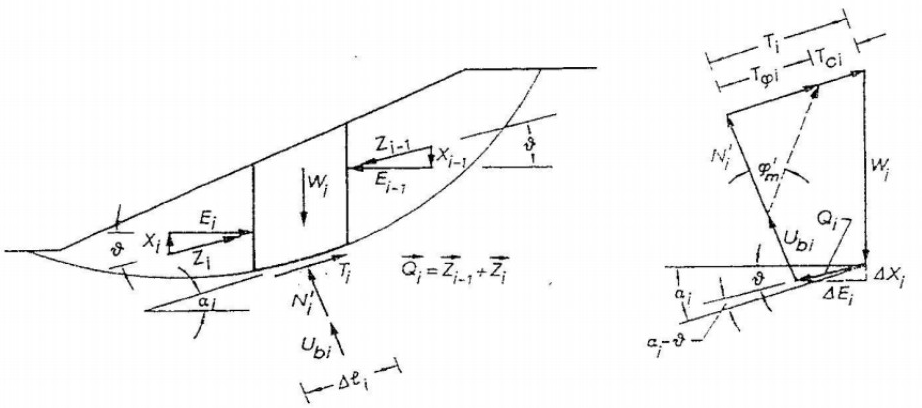


Figura 7.10 - Metodo di Spencer

Una volta plottate le curve $F_{f-\vartheta}$ e $F_{m-\vartheta}$, è possibile determinare, in corrispondenza del loro punto di intersezione, i valori F e ϑ che rappresentano la soluzione del sistema di equazioni considerato.

7.2.5 Metodo di Morgenstern - Price (1965)

Il metodo Morgenstern and Price stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse (Figura 7.11). Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza FS, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore [24].

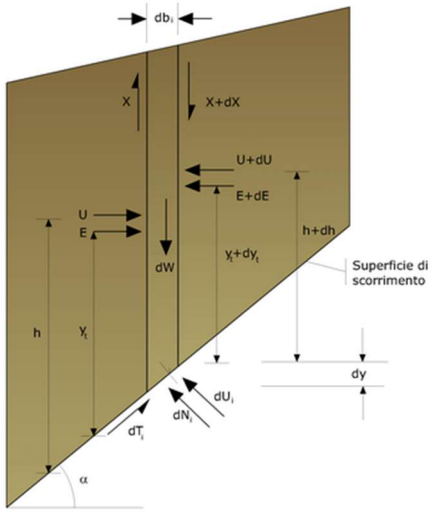


Figura 7.11 - Metodo di Morgenstern - Price

I metodi semplificati di equilibrio delle forze (Janbu) sono meno accurati in presenza di superfici di scorrimento circolari, a differenza dell'equilibrio alla rotazione (Bishop). I risultati dei diversi metodi LEM indicano che non vi sono variazioni considerevoli in quanto la superficie di scorrimento, essendo caratterizzata da un raggio di curvatura modesto, tende ad essere assimilata a una retta con un'ampia curvatura.

Nel metodo di Bishop, l'equilibrio globale alla rotazione del corpo in frana porta a una formula in F che è leggermente più complicata di quella di Fellenius. Tuttavia, la formula è implicita, cioè il fattore di sicurezza compare in entrambi i membri dell'equazione e deve quindi essere risolto per iterazione. Ciò comporta un'inevitabile maggiore complessità computazionale, anche se lo schema iterativo utilizzato converge rapidamente. Anche se il metodo non è totalmente bilanciato, infatti non garantisce (esattamente) l'equilibrio globale nella direzione orizzontale, le equazioni coinvolte sono comunque lisce e l'errore commesso non porta a grandi errori nella valutazione finale del fattore di sicurezza.

Il metodo di Janbu è facile da applicare e ampiamente utilizzato nella pratica. In genere fornisce risultati abbastanza affidabili, anche se è caratterizzato dalla tendenza a sottostimare il fattore di sicurezza poiché è un metodo che utilizza solo l'equilibrio delle forze e sottostima il FS.

Il metodo di Spencer è un metodo rigoroso e quindi molto affidabile, poiché il sistema chiuso tende a soddisfare tutte e tre le condizioni di equilibrio.

Il metodo di Fellenius è indubbiamente molto semplice e veloce, tuttavia, a causa della semplificazione adottata, porta a una sottostima del fattore di sicurezza e il suo utilizzo è più adatto nel caso di superfici circolari quasi piane. Questa sottostima è poco evidente nel caso di superfici poco profonde, poiché l'inclinazione α_i (inclinazione delle strisce rispetto all'orizzontale) non è marcata. Nel caso di superfici profonde, come nel caso in esame, l'uso di Fellenius dà risultati inaffidabili.

7.3 Risultati delle analisi all'equilibrio limite

Le analisi di stabilità all'equilibrio limite sono svolte tramite il software *Slide2* (Rocscience). Il software Slide2 implementa diversi metodi dei conci, fornendo il fattore di sicurezza globale del pendio. È possibile analizzare un numero elevato di superfici di potenziale scivolamento, ed utilizzare vari metodi di analisi contemporaneamente, scegliendo tra superfici circolari, sagomate o miste. È anche possibile inserire la presenza della falda freatica, di carichi concentrati o distribuiti, di carichi indotti da terremoti o aumenti della pressione interstiziale, elementi strutturali.

Una griglia viene utilizzata per generare i centri delle potenziali superfici di scorrimento circolari, da analizzare per la ricerca della superficie critica (*Tipo di superficie = Circolare* e *Metodo di ricerca = Ricerca griglia* nella finestra di dialogo *Opzioni superficie)*. Utilizzando l'opzione *Aggiungi griglia* nel menu *Superfici*, viene quindi definita una griglia rettangolare arbitraria di centri di scivolamento sopra il pendio. Il fattore di sicurezza è calcolato per tutte le superfici generate e la superficie a cui compete il minimo fattore di sicurezza (detta superficie critica) viene evidenziata in output.

L'effetto dell'incertezza o della variabilità nei valori dei parametri di input è stato esplorato utilizzando un'analisi di sensibilità. Nell'analisi di sensibilità, i parametri del modello selezionati dall'utente vengono variati su un intervallo di valori e si osserva l'effetto sui fattori di sicurezza calcolati. Questo aiuta a identificare i parametri che hanno il maggiore impatto sulla stabilità.

Le condizioni di stabilità del versante oggetto di studio sono state analizzate attraverso un processo di *back analysis* considerando, nello specifico, gli effetti della variazione dei seguenti parametri:

- la variazione del livello di falda a tergo del muro, nell'eventualità che il sistema di drenaggio possa risultare parzialmente efficiente, simulando un innalzamento del livello di falda durante i periodi piovosi. L'altezza della falda a tergo del muro è stata fatta variare tra i 10 m da p.c. e i 25m da p.c. ad una distanza di circa 40m dall'opera di sostegno, considerando un livello medio a 18 m p.c;
- la variazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali *Detrito di versante e Detrito di frana*, considerando la variabilità intrinseca ma anche la riduzione della resistenza del materiale lungo le bande di taglio. Il valore caratteristico dell'angolo di attrito è stato variato nel range di ±10°;
- l'effetto dei tiranti di ancoraggio realizzati (presenti/non presenti) e variazione delle caratteristiche degli stessi.

In Tabella 7.2 sono riportate le proprietà meccaniche dei materiali adottate nelle analisi all'equilibrio limite, prendendo come punto di partenza i valori medi riportati in Tabella 7.1. La verifica e validazione della *back analysis* è stata attuata confrontando i risultati ottenuti, in termini di FS e geometria delle superfici di scivolamento, con le superfici identificate grazie alle misure inclinometriche.

Tabella 7.2 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione numerica all'Equilibrio Limite. (*) indica i parametri variati nelle back-analysis.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Hu
Alluvioni argillose limose torbose		18	Mohr-Coulomb	0.1	27	1
Detrito di versante		20	Mohr-Coulomb	0.5	**27 (*)**	1
Detrito di frana		19	Mohr-Coulomb	1	**28 (*)**	1
Alluvioni ghiaioso-sabbiose mediamente addensate		20	Mohr-Coulomb	0.5	30	1
Alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate		21	Mohr-Coulomb	1	32	1
Calcescisti		27	Mohr-Coulomb	350	40	1
Calcestruzzo		25	Mohr-Coulomb	200	30	1

Tabella 7.3 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione degli elementi di supporto. (*) indica i parametri variati nella back analysis

Support Name	Color	Type	Force Application	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Bond Length (m)	Adhesion (kPa)	Friction Angle (°)	Grout Diameter (m)	Location of Force	Force Orientation	Pressure (kPa)
Wall		Retaining Wall (EFP)	Active (Method A)							Centroid of the Pressure Diagram	Horizontal	20
Anchor_down_2023		Grouted Tieback (with friction)	Active (Method A)	1314 (*)	100	15	250	40	0.17	-	Parallel to Reinforcement	-
Ancho_up_2023		Grouted Tieback (with friction)	Active (Method A)	1430 (*)	100	10	250	40	0.17	-	Parallel to Reinforcement	-

Si riportano di seguito le elaborazioni grafiche relative ai risultati ottenuti nelle diverse ipotesi di analisi in termini di ricerca della superficie critica e fattore di sicurezza minimo (metodi di Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price). In particolare, attraverso analisi di sensibilità è stato valutato l'effetto di variazioni del livello di falda, dell'angolo di attrito del detrito di versante ϕ_{Dv} e del detrito di frana ϕ_{Df}, della capacità dei tiranti. Successivamente, gli effetti dei parametri di back-analysis sono studiati imponendo le superfici di scorrimento dedotte sulla base delle misure inclinometriche disponibili.

7.3.1 Back-analysis e ricerca delle superfici critiche

In Figura 7.12 sono rappresentate le superfici di scivolamento più critiche considerando i valori medi dei parametri ϕ_{Dv} – livello di falda, nella situazione di assenza dei tiranti. Si osserva che la superficie di scivolamento per un collasso globale muro-terreno presenta un FS di 0.942 (Bishop), il che rappresenta una situazione di instabilità.

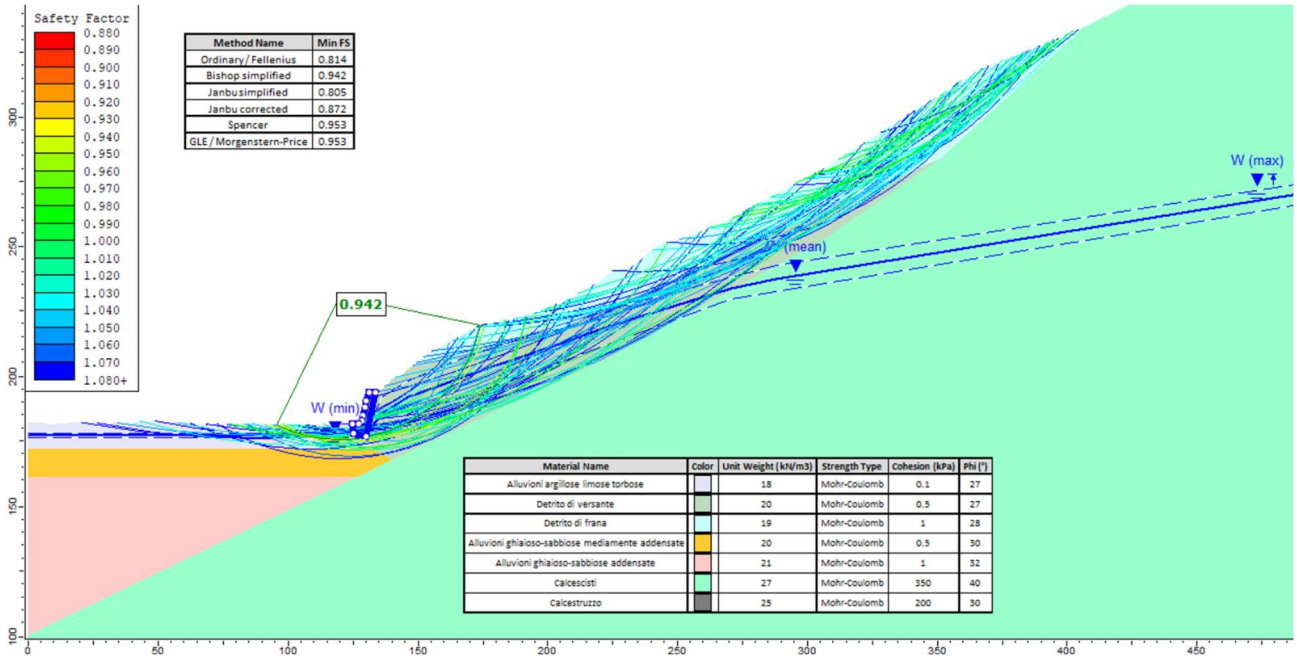


Figura 7.12 – Analisi del FS in assenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura 7.13 si mostrano i risultati dell'analisi di sensibilità considerando una possibile variazione del livello di falda (WT) da una quota pari a -25m dal p.c. fino ad una di -10m dal p.c. e dell'angolo di attrito del detrito di versante (ϕ_{Dv}), in assenza di tiranti. Quando si tracciano più variabili, l'asse orizzontale del grafico è espresso in termini di percentuale di intervallo: 0% rappresenta il valore minimo di ciascuna variabile, mentre 100% rappresenta il valore massimo nel range della variabile. L'asse verticale rappresenta il fattore di sicurezza.

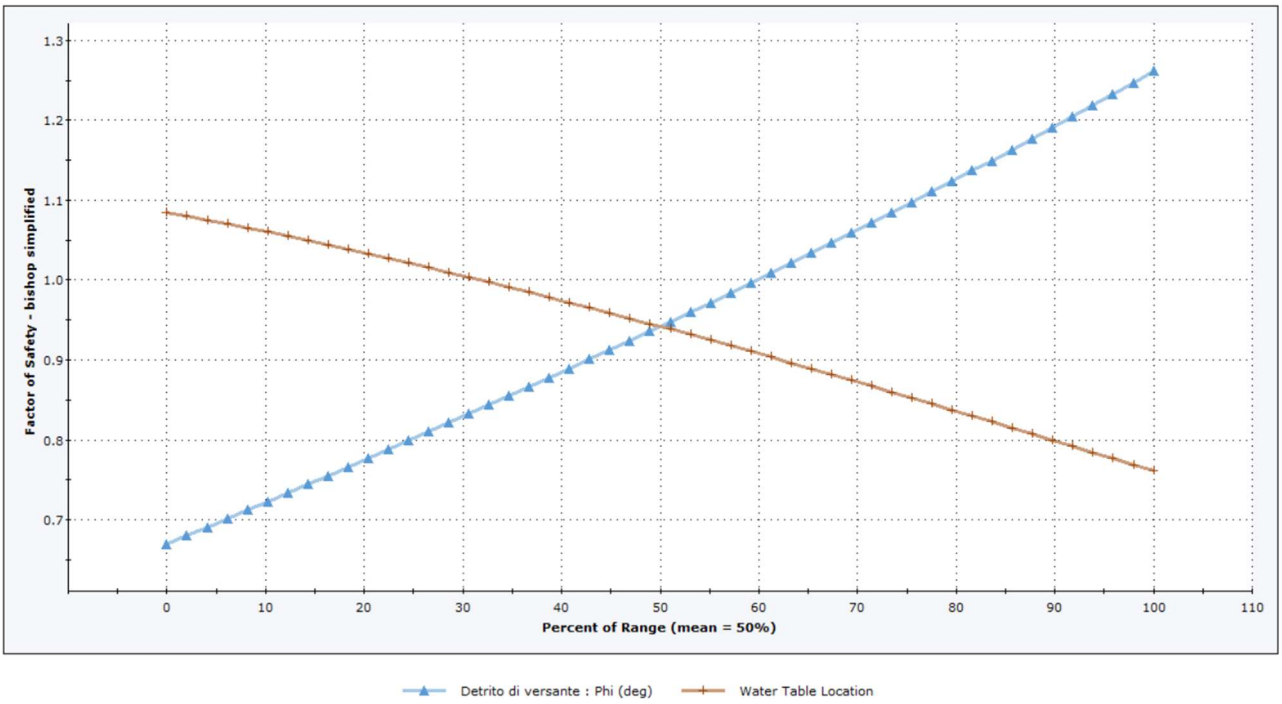


Figura 7.13 - Analisi di sensibilità variando WT e ϕ_{Dv} (Slide2)

In Figura 7.14 e Figura 7.15, la stessa analisi è svolta visualizzando singolarmente le due variabili, in modo da avere un riscontro diretto e più immediato con il valore della grandezza in esame. Il versante presenta instabilità per via del fattore di sicurezza inferiore a 1.0 già nelle condizioni di partenza e potrebbe raggiungere una condizione di relativa stabilità qualora il valore dell'angolo di attrito del detrito di versante risultasse $\phi \geq 30.5°$. Aumentando il livello della falda, si nota invece un repentino calo del Fattore di Sicurezza.

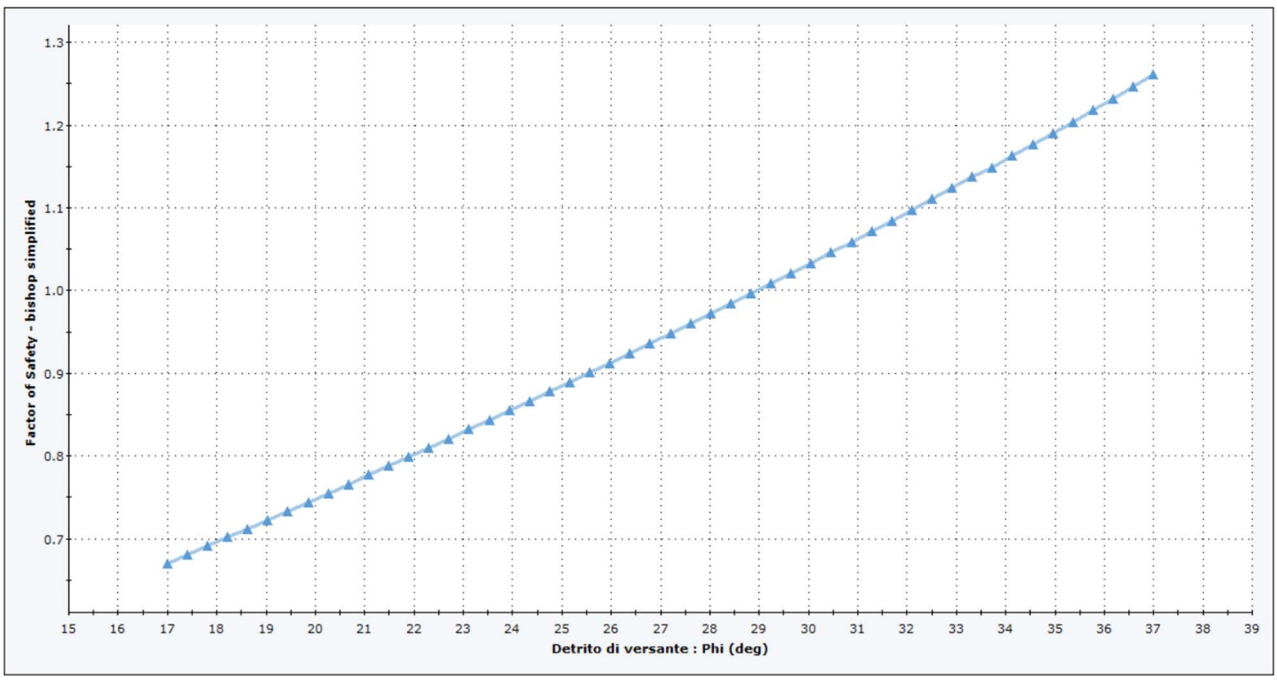


Figura 7.14 - Analisi di sensibilità variando ϕ_{Dv} (Slide2)

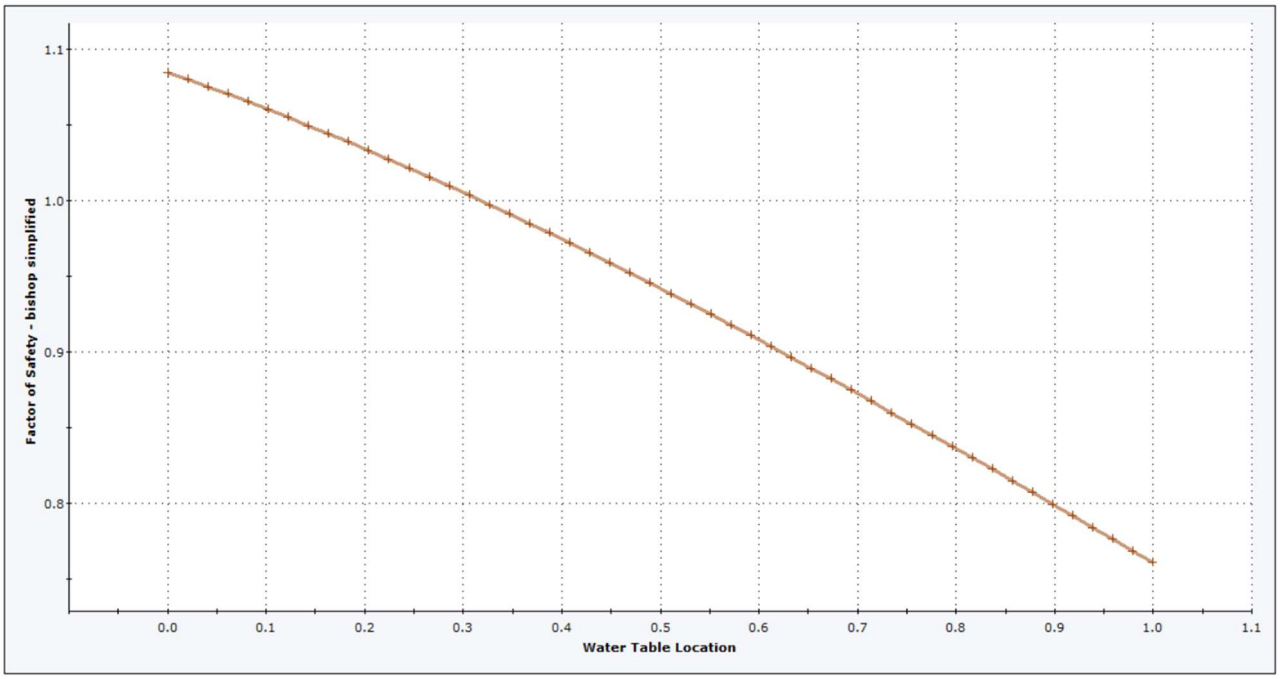


Figura 7.15 - Analisi di sensibilità variando WT (Slide2)

In Figura 7.16 sono rappresentate le superfici di scivolamento più critiche, aventi FS < 1.10, ma in presenza dei due ordini di tiranti (inferiore e superiore). Considerando i valori medi dei parametri di *back analysis* ϕ_{Df} e livello di falda, si osserva che la superficie di scivolamento per un collasso globale del complesso muro-terreno presenta un FS di 0.984 (Bishop), che rappresenta ancora una situazione di lieve instabilità. La presenza degli elementi di ancoraggio comporta la formazione di superfici di scivolamento critiche ad una distanza di circa 180m a monte dall'opera di sostegno, all'interno del detrito di frana. Le superfici di scivolamento in prossimità del muro presentano un FS di 1.02 in quanto la presenza dei tiranti comporta un lieve incremento del fattore di sicurezza.

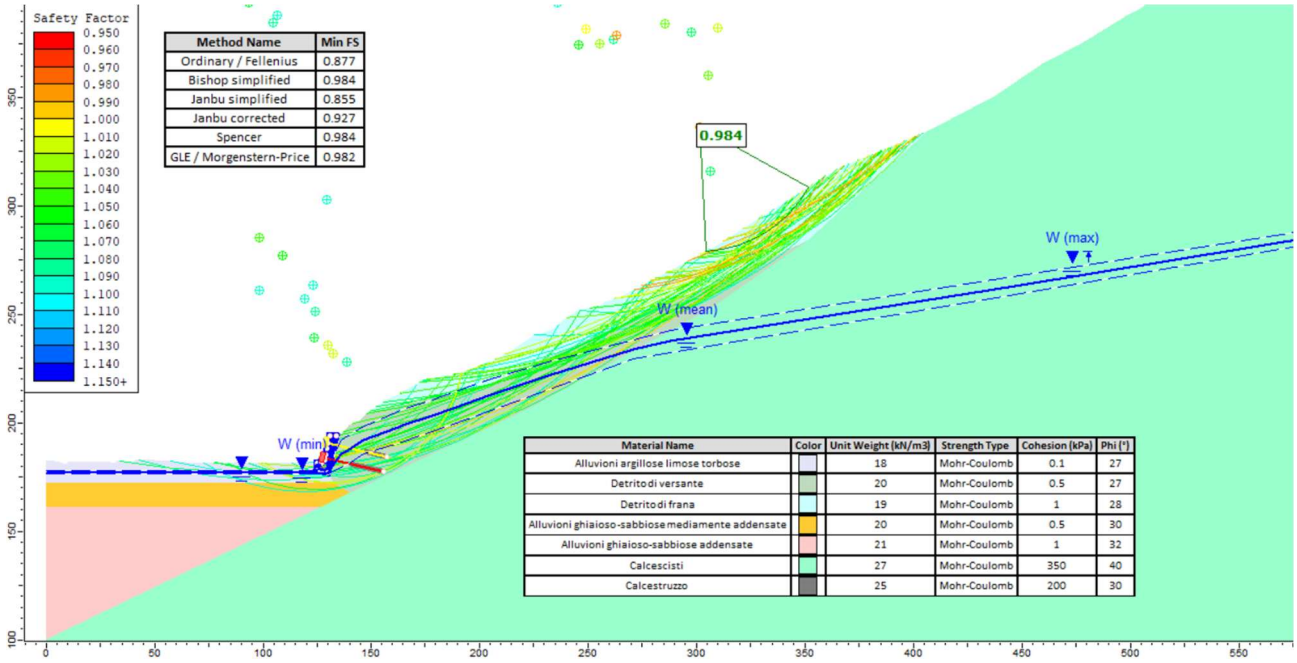


Figura 7.16 - Analisi del FS in presenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura 7.17 si mostrano i risultati dell'analisi di sensibilità utilizzando come variabili l'angolo di attrito del detrito di frana (ϕ_{Df}), il livello di falda (WT) nel range -10÷-25 m da p.c. e la capacità dei tiranti (AF).

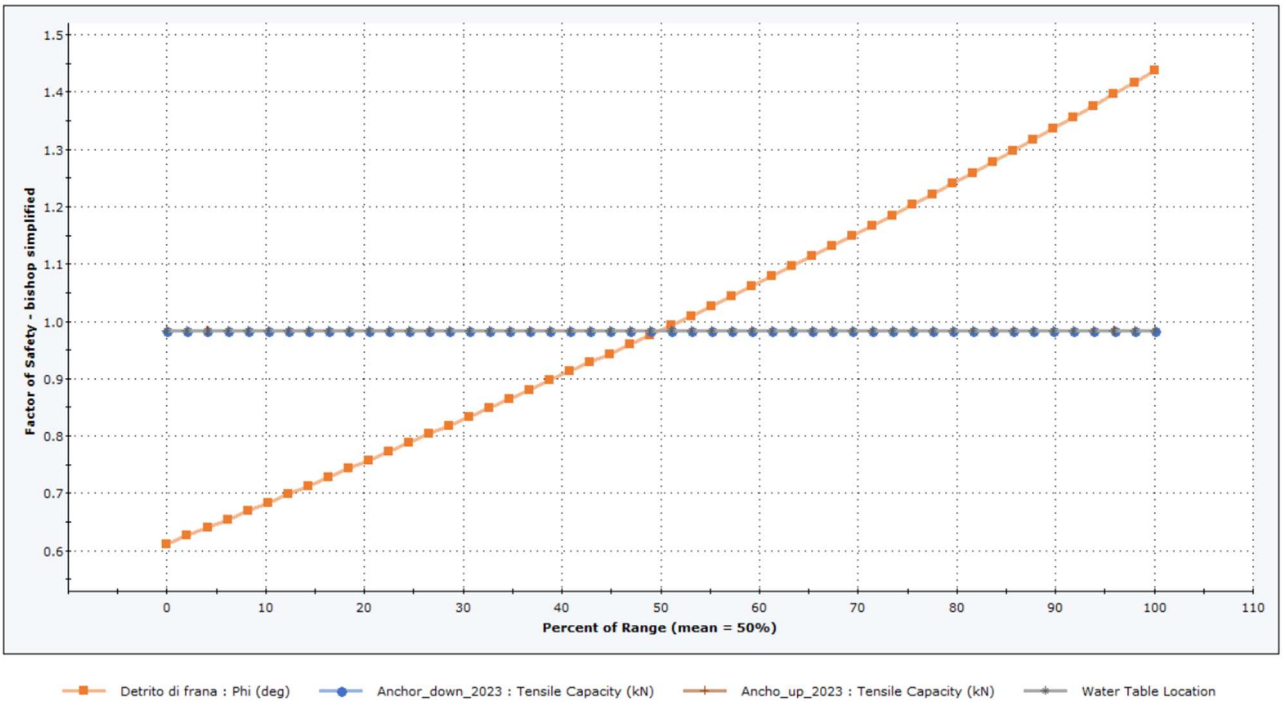


Figura 7.17 - Analisi di sensibilità variando WT, ϕ_{Df} e AF (Slide2)

Si osserva come FS dipenda principalmente dall'angolo di attrito del detrito di frana in quanto una variazione del livello di falda e della proprietà degli ancoraggi non comporta alcuna variazione in termini di stabilità dato che tale superficie non viene intercettata da questi ultimi. In Figura 7.18 viene mostrato l'andamento di FS al variare dell'angolo d'attrito ϕ_{Df}.

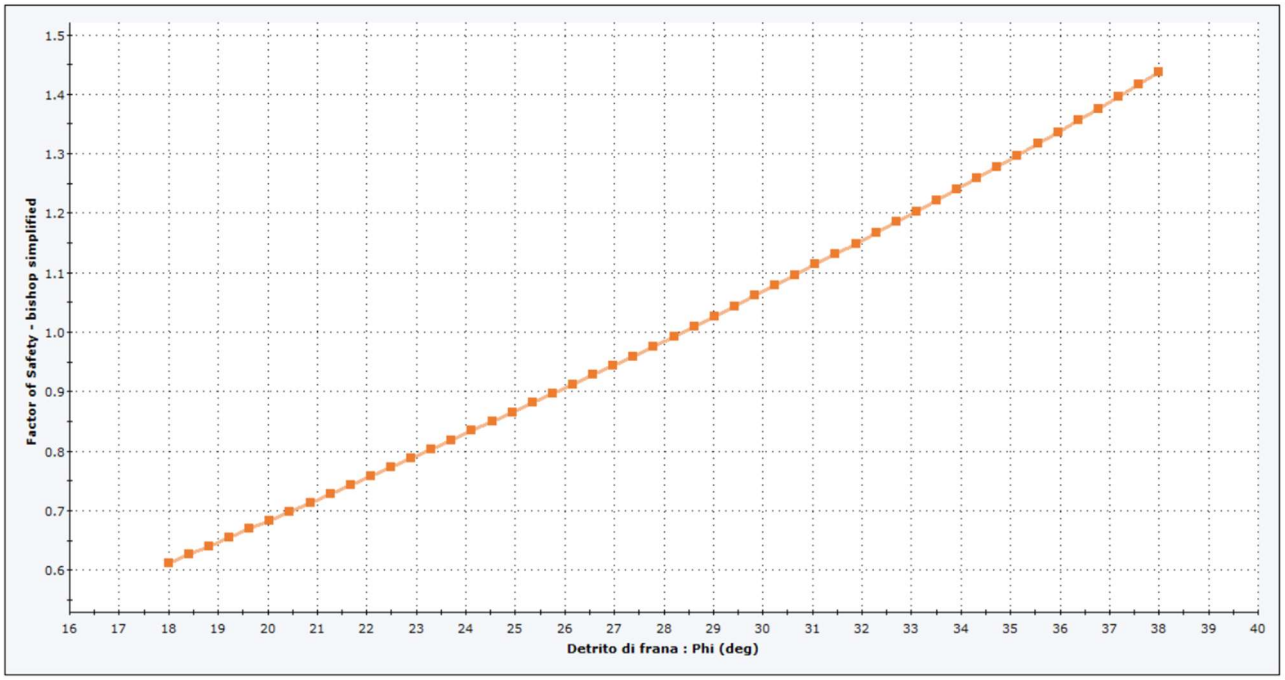


Figura 7.18 - Analisi di sensibilità variando ϕ_{Df} (Slide2)

In Figura 7.19 sono raffigurate le superfici di scivolamento aventi FS più critici (FS< 1.10) nella condizione di livello di falda più alto (-10 m da p.c.) e l'assenza di ancoraggi. La superficie con fattore di sicurezza minimo risulta avere FS di 0.761 (Bishop). Questa condizione estrema risulta fortemente instabile.

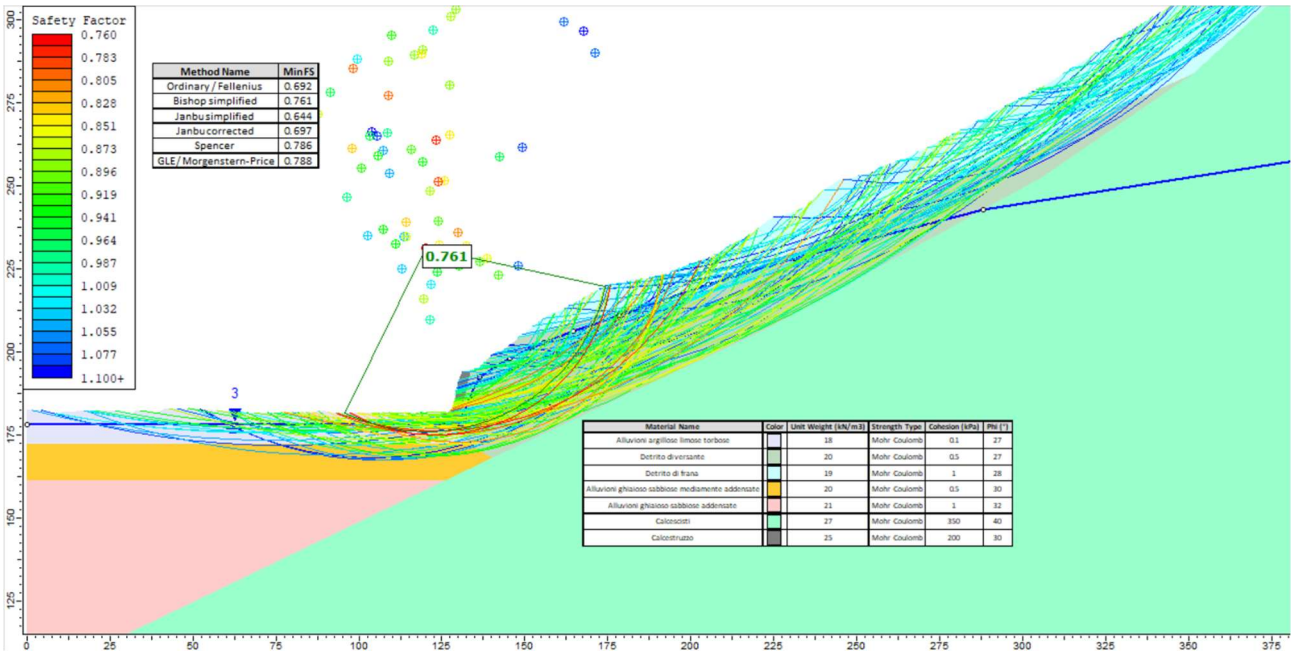


Figura 7.19 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta e in assenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura *7.20* sono raffigurate altre superfici di scivolamento critiche intercettanti a monte, al centro e a valle l'opera di sostegno, nelle medesime condizioni di falda di Figura 7.19. Si osserva come tutte le superfici di scivolamento individuano una situazione di instabilità al versante.

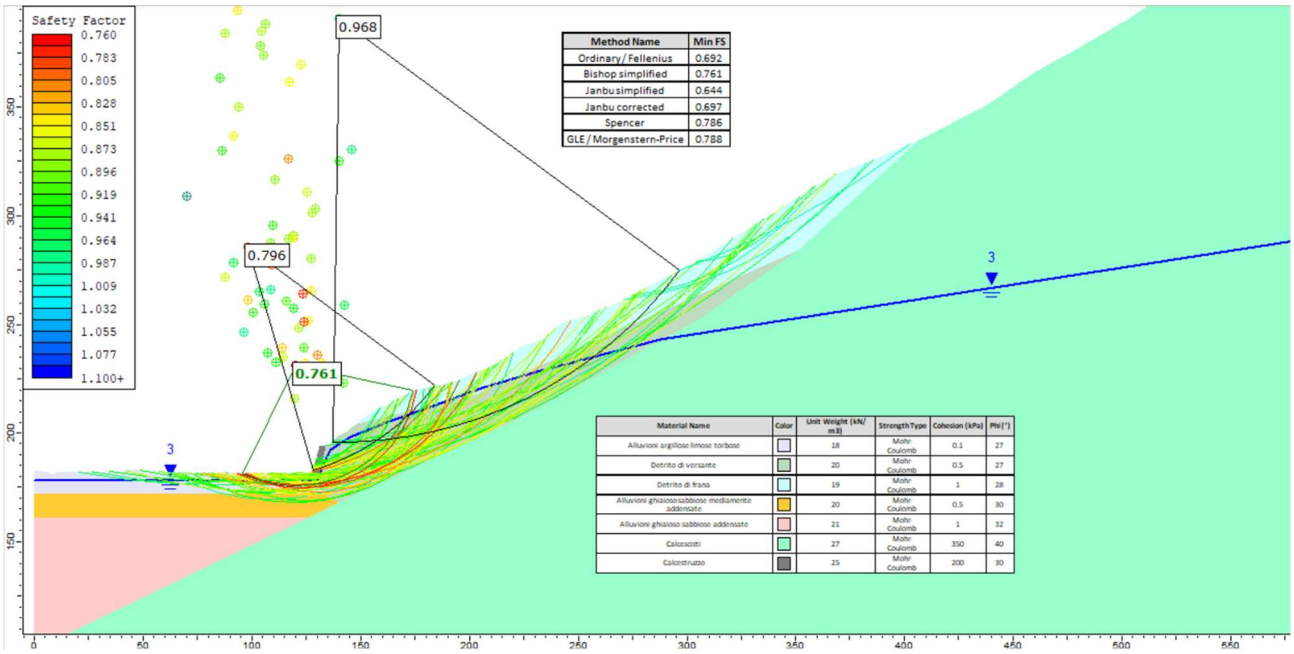


Figura 7.20 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in assenza di ancoraggi, valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2)

In Figura 7.21 sono raffigurate le superfici di scivolamento aventi FS < 1.1 ipotizzando un livello di falda più basso (-25m da p.c.), in assenza di ancoraggi. La superficie di scivolamento più critica non intercetta la linea di falda, essendo quest'ultima molto superficiale. La superficie che comporta un FS minimo < 1.0 a ridosso del muro risulta avere una forma coincidente con la superficie indicata in Figura 7.12.

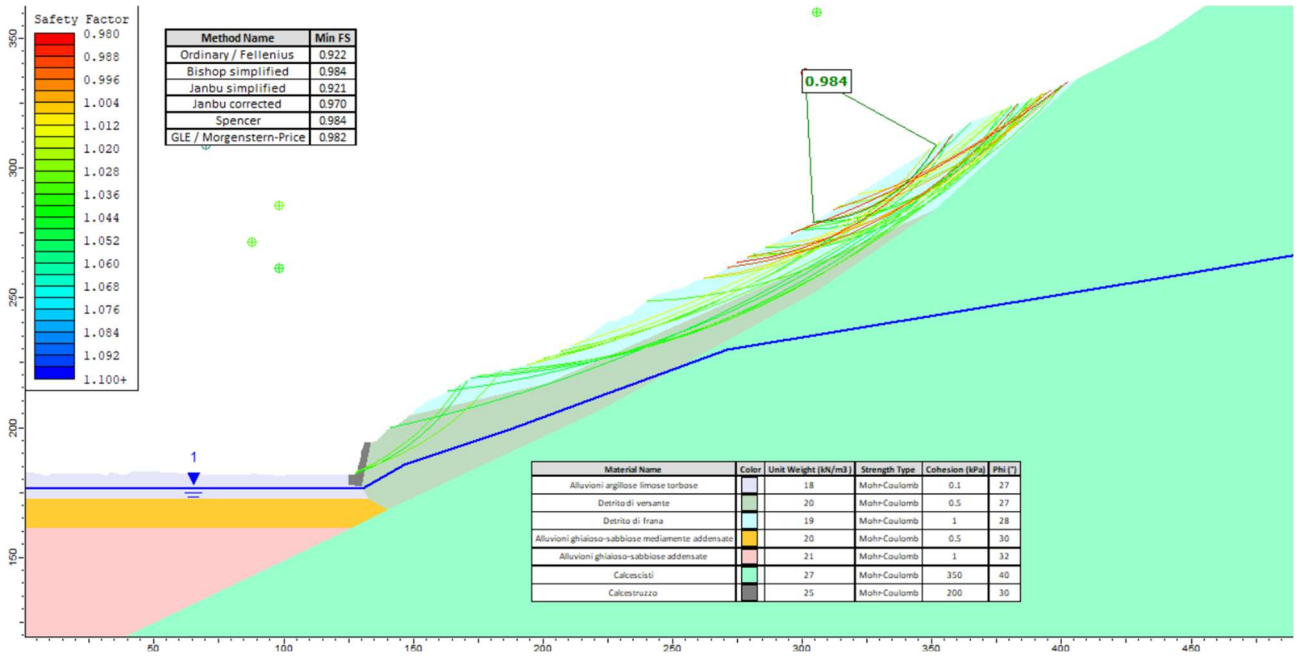


Figura 7.21 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in assenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura 7.22 sono raffigurate altre superfici di scivolamento critiche intercettanti a monte, al centro e a valle l'opera di sostegno nel caso limite di falda a -25 m da p.c. Si osserva come le superfici più profonde subiscono un importante incremento del FS mentre si nota solo un lieve miglioramento del FS (da 0.968 a 1.067) della superficie che passa a monte del muro di sostegno, essendo l'unica che intercetta la falda.

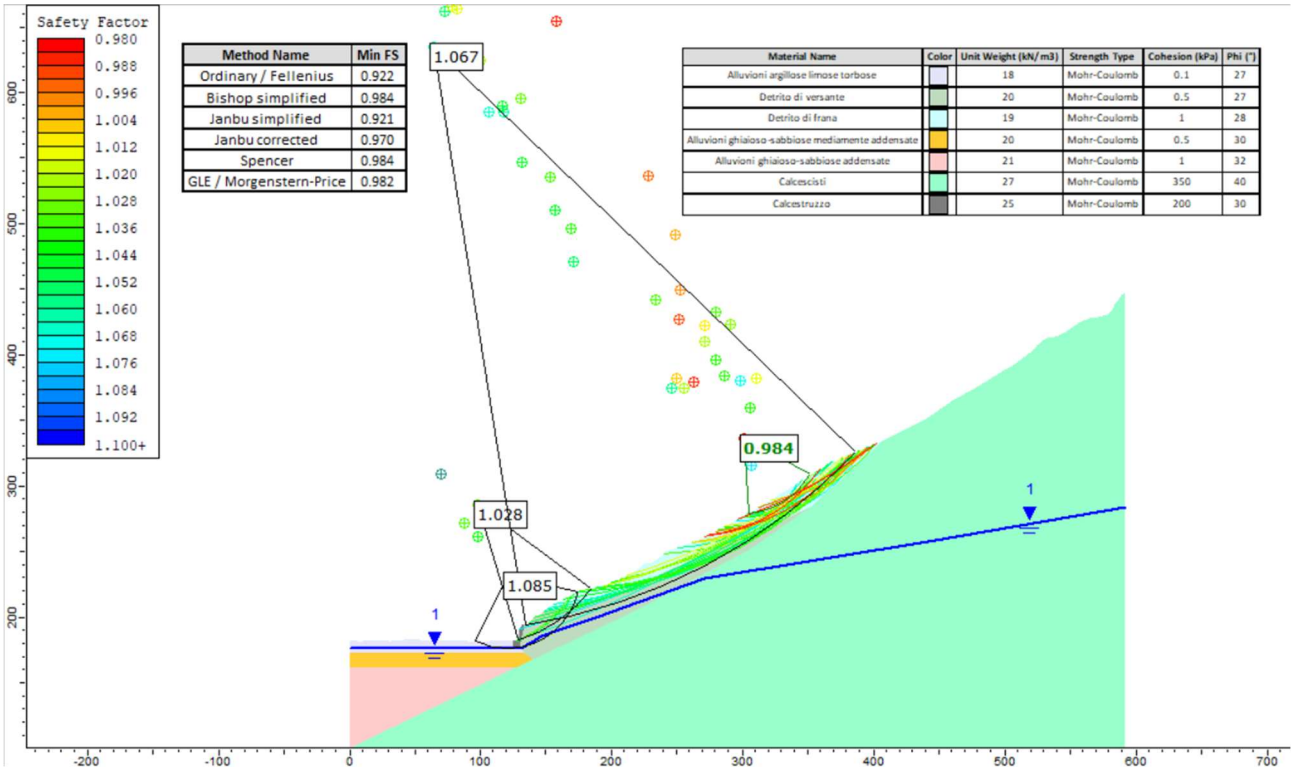


Figura 7.22 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in assenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2)

In Figura 7.23 sono raffigurate le superfici di scivolamento individuate nella configurazione di falda più alta (analoga a caso di Figura 7.19) ma considerando la presenza degli ancoraggi. La superficie con fattore di sicurezza più critico risulta avere FS leggermente superiore rispetto a quello evidenziato in Figura 7.19 (FS=0.761). La presenza del sistema di ancoraggi comporta dunque un lieve incremento in termini di stabilità, ma non sufficiente a garantire una condizione di sicurezza.

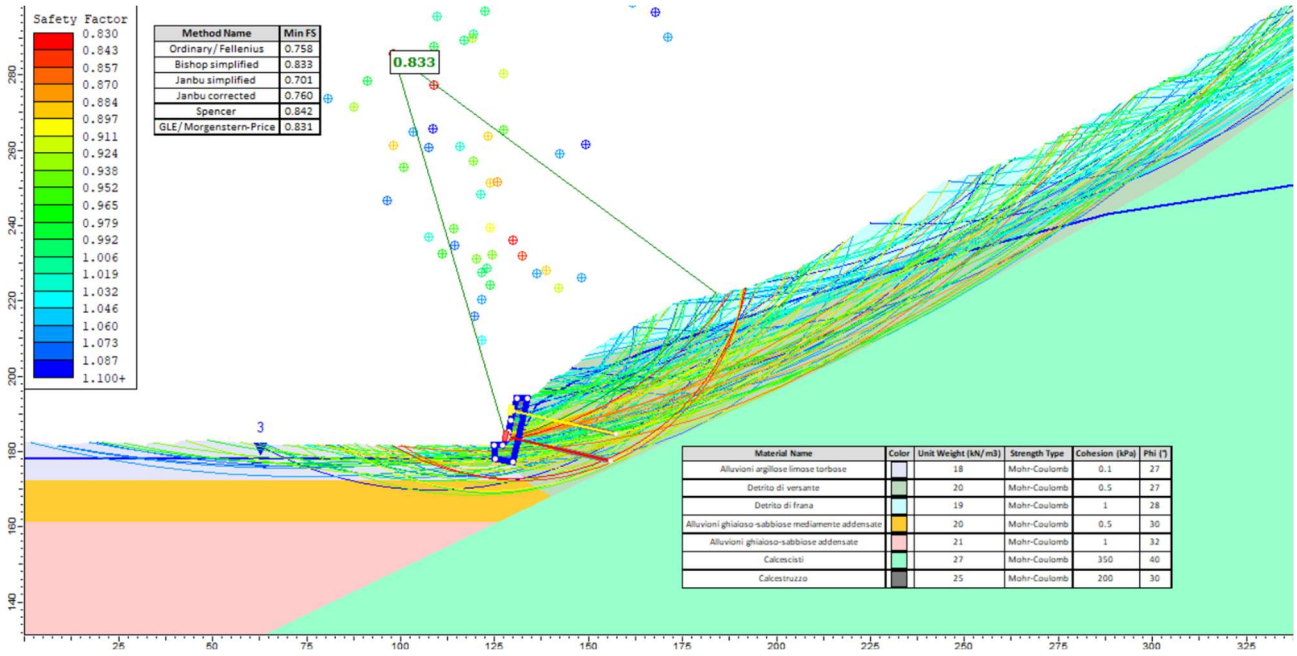


Figura 7.23 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in presenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura 7.24 sono raffigurate altre superfici di scivolamento critiche intercettanti a monte, al centro e a valle l'opera di sostegno. Si osserva come ci sia un lieve miglioramento del FS per le due superfici più profonde grazie alla presenza degli ancoraggi (FS da 0.796 a 0.833 e FS da 0.761 a 0.843) rispetto al caso di assenza di tiranti, in particolare della superficie che passa al di sotto del muro; la superficie di scivolamento più superficiale presenta, ovviamente, il medesimo FS.

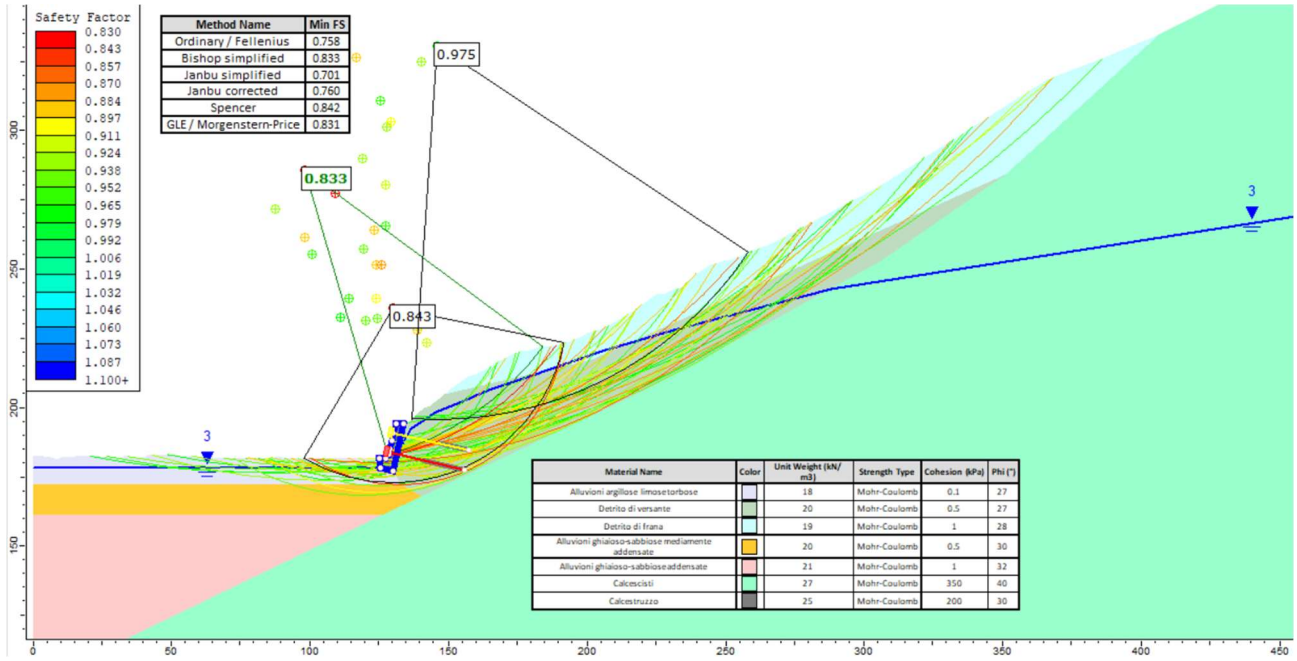


Figura 7.24 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in presenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2)

In Figura 7.25 è raffigurato l'inviluppo delle superfici di scivolamento aventi FS< 1.1, nelle condizioni di falda più bassa (analoga al caso di Figura 7.21) ma considerando la presenza degli ancoraggi. La superficie con fattore di sicurezza più critico risulta avere FS identico a quello evidenziato in Figura 7.21, in quanto tale superficie non è interessata né dalla presenza degli ancoraggi né dalla variazione del livello di falda.

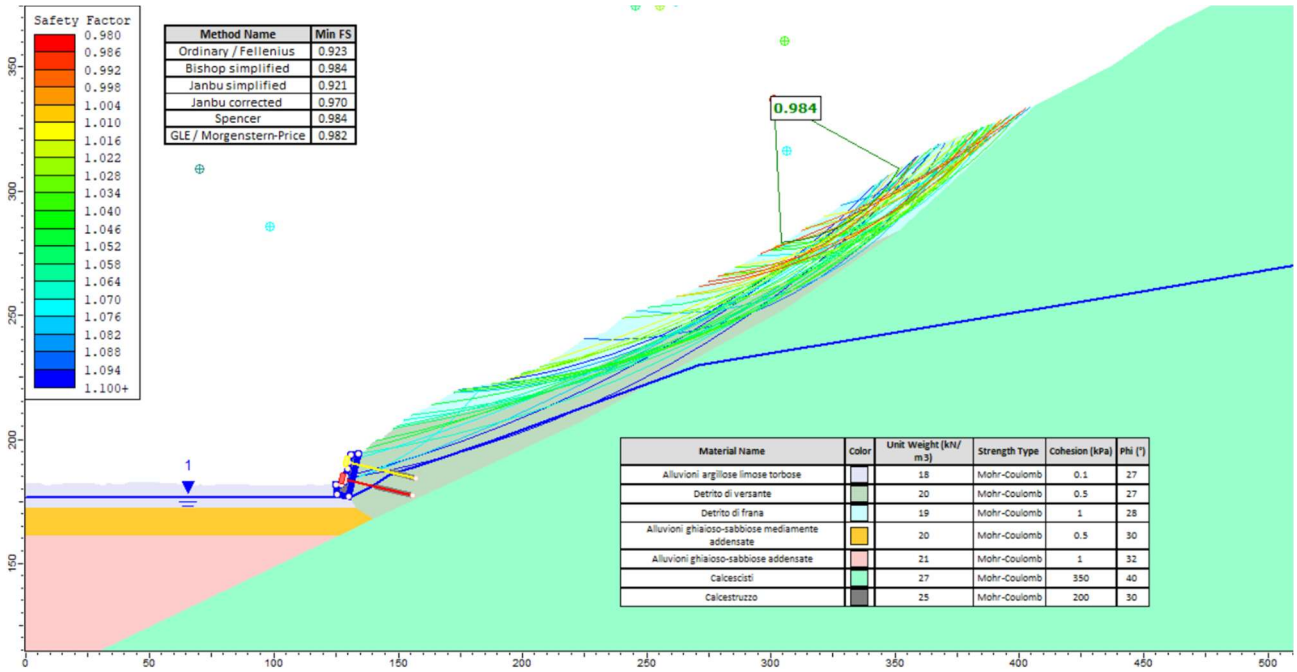


Figura 7.25 - Analisi del FS con ipotesi di falda bassa, in presenza di ancoraggi (Slide2)

In Figura 7.26 sono raffigurate le superfici di scivolamento critiche intercettanti a monte, al centro e a valle l'opera di sostegno. Confrontando i risultati con quelli di Figura 7.22 si osserva come ci sia un lieve miglioramento del FS delle due superfici più profonde che intercettano gli ancoraggi (FS da 1.028 a 1.071 e FS da 1.085 a 1.161) rispetto al caso di assenza di tiranti.

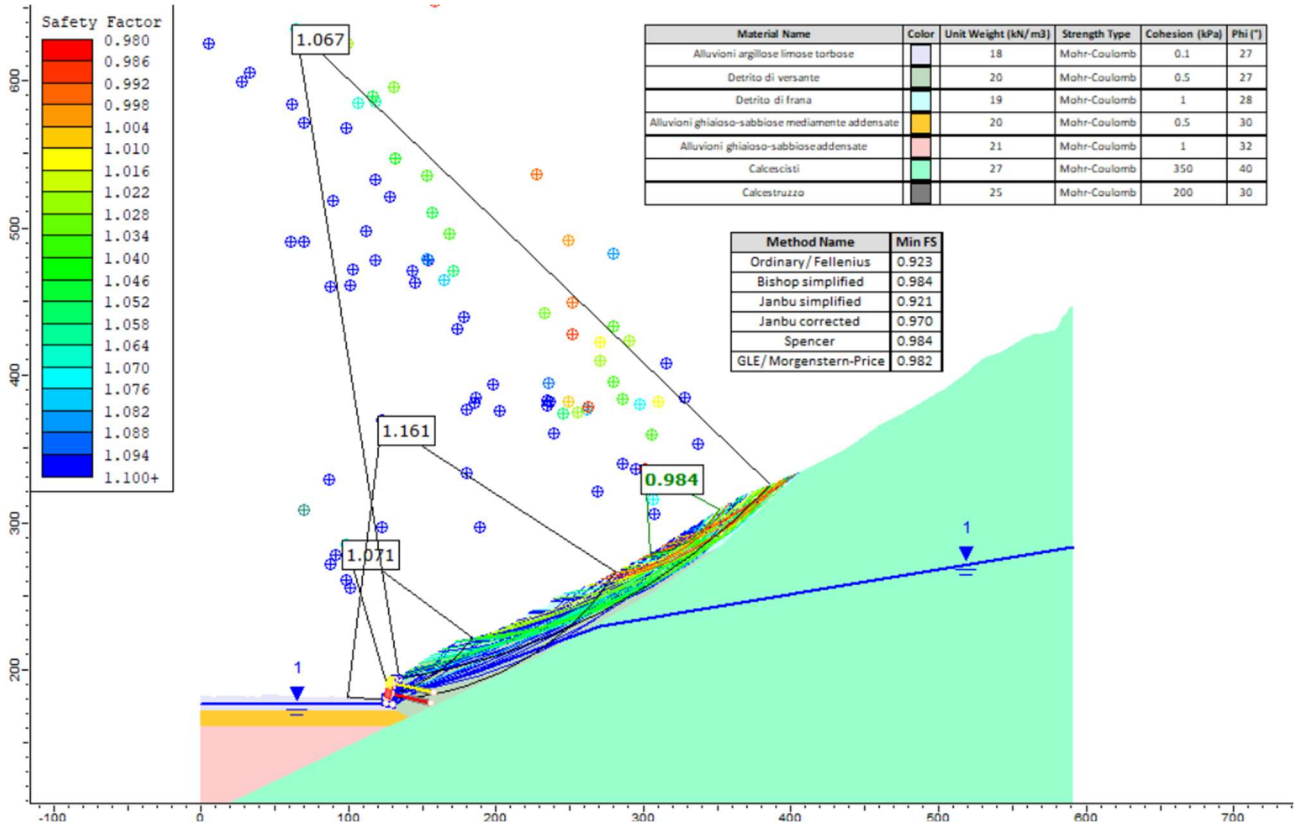


Figura 7.26 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in presenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2)

La tabella successiva (Tabella 7.4) riepiloga i risultati delle analisi parametriche nelle diverse condizioni di falda e presenza/assenza dei tiranti in termini di FS minimo e forma della superficie critica.

Tabella 7.4 Variazione del FS a seconda dei casi analizzati.

Fattore di sicurezza FS minimi				
Falda Bassa Assenza Ancoraggi	Falda Alta Assenza Ancoraggi	Falda Bassa Presenza Ancoraggi	Falda Alta Presenza Ancoraggi	
1.161	0.761	1.161	0.843	Superficie di scivolamento a monte del muro
1.028	0.796	1.071	0.833	Superficie di scivolamento intercettante il muro
1.085	0.968	1.067	0.975	Superficie di scivolamento a valle del muro

7.3.2 Back-analysis sulle superfici imposte

In Figura 7.27 sono raffigurate le superfici di scivolamento ipotizzate sulla base delle misure inclinometriche disponibili (vedi Figura 5.7). La stabilità rispetto alla geometria di queste superfici è stata inserita manualmente all'interno del software in modo da ricavare il relativo FS ed analizzare l'effetto dell'escursione del livello di falda stimata in base ai dati piezometrici pregressi tra il valore minimo e il valore massimo, in presenza di ancoraggi.

Le superfici di scivolamento indicate sono numerate in ordine successivo dalla più grande alla più piccola: si ha S1 con FS=1.183, S2 con FS=1.139 e S3 con FS=0.902.

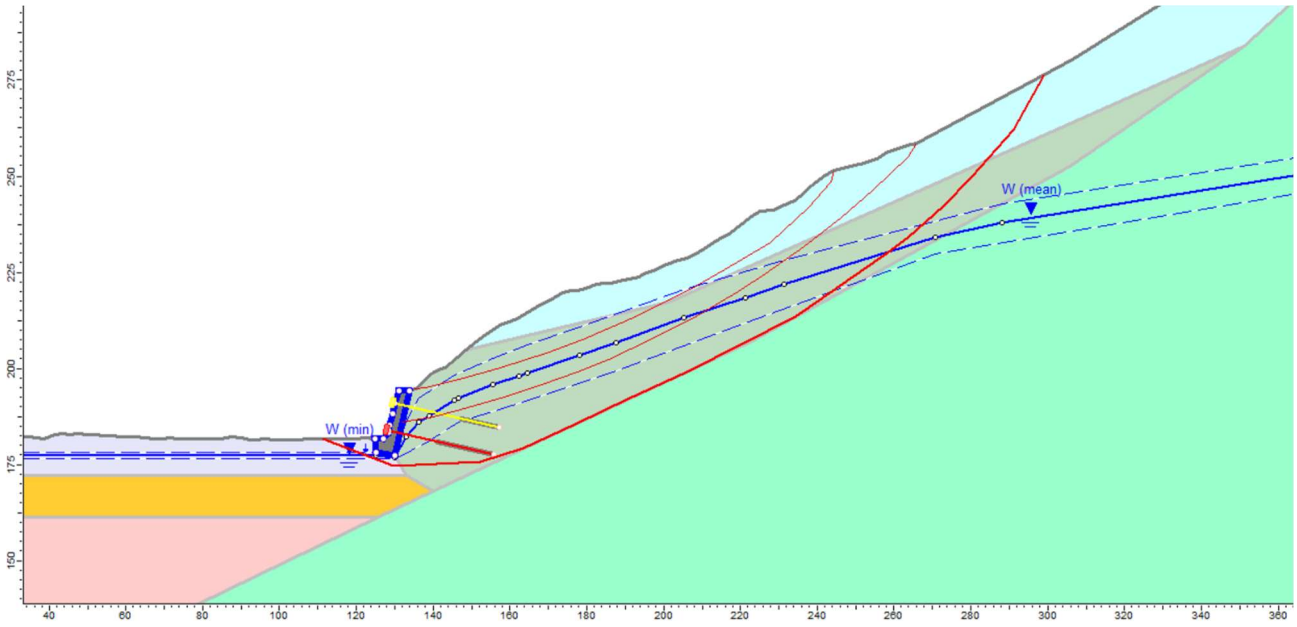


Figura 7.27 - Superfici di scivolamento definite dallo storico dei dati inclinometrici (S1, S2 e S3) (Slide2)

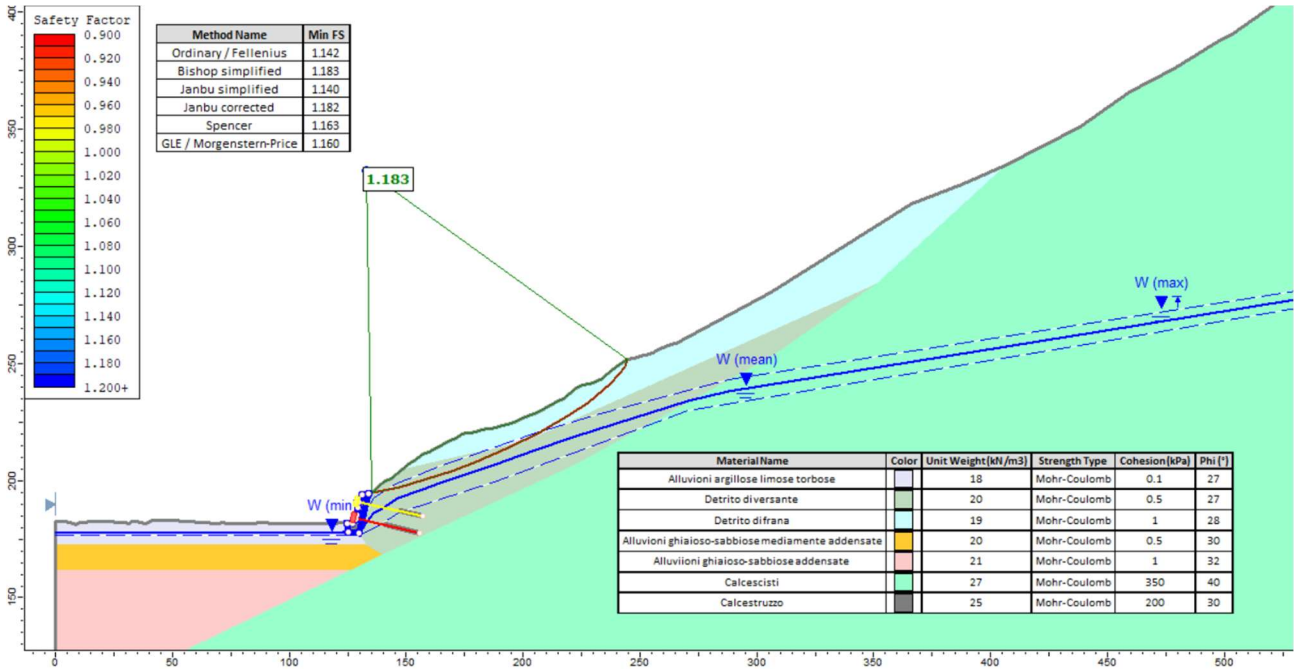


Figura 7.28 - Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S3 (Slide2)

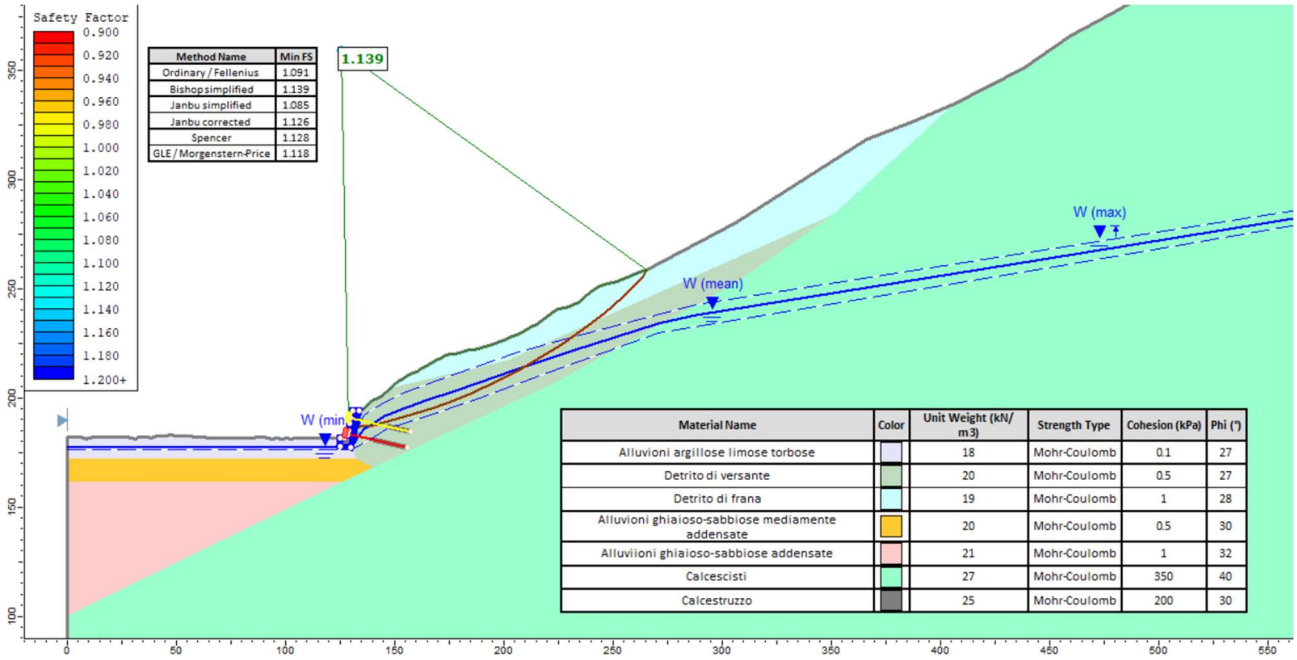


Figura 7.29 - Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S2 (Slide2)

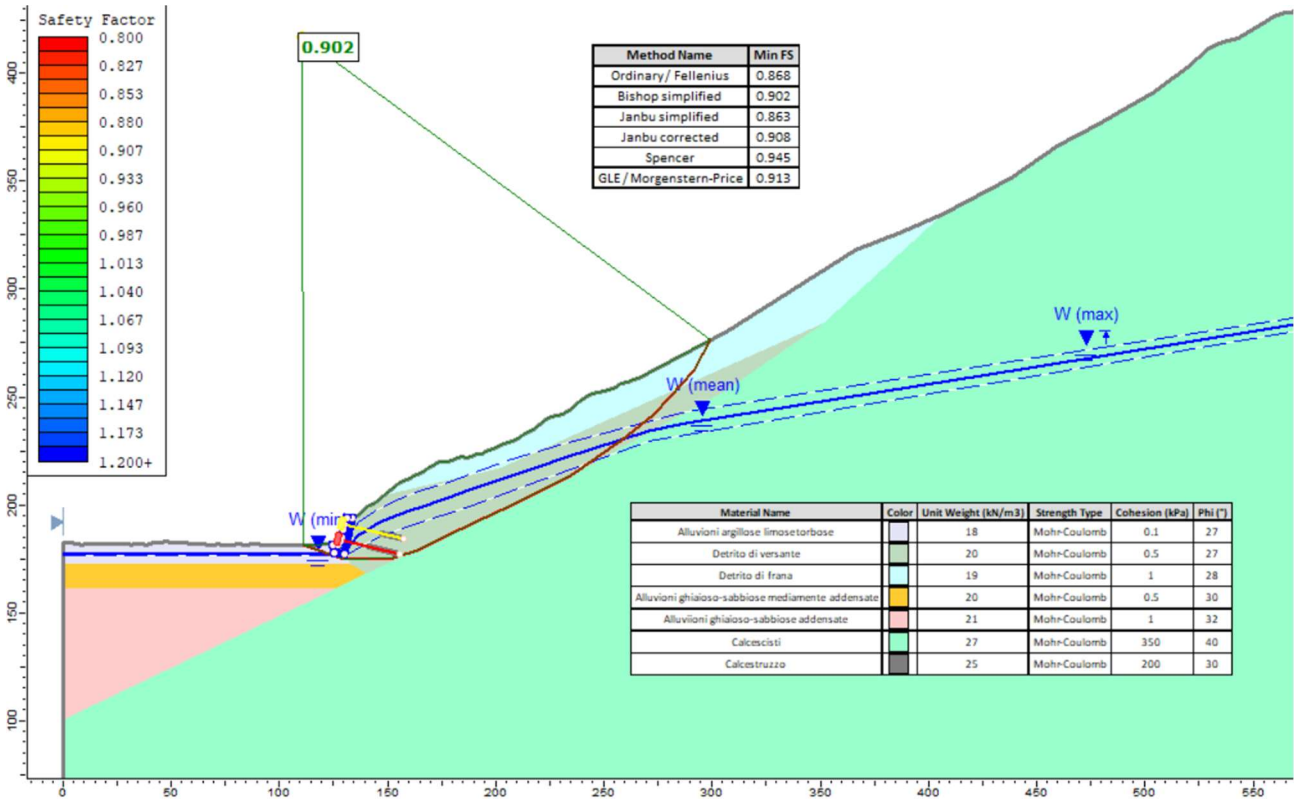


Figura 7.30 Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S1 (Slide2)

In Figura 7.31, Figura 7.32, Figura 7.33 e Figura 7.34 si mostrano i risultati dell'analisi di sensibilità, utilizzando come variabile rispettivamente l'angolo di attrito del detrito di versante, ϕ_{Dv}= 17°÷37°, il livello di falda WT da -25m a – 10 da p.c. e la resistenza offerta dai tiranti AF di ±100 kN.

Si osserva come per tutte le superfici S1, S2 e S3, FS dipenda anche in questo caso principalmente dal livello della falda e dall'angolo di attrito; una variazione delle proprietà meccaniche degli ancoraggi non comporta alcuna variazione in termini di stabilità dato che la loro lunghezza è tale da non intercettare le superfici di scivolamento.

Si nota infine, come la variazione del livello di falda influisca maggiormente sulla stabilità del versante nel caso della superficie più profonda (S1) rispetto a quella più superficiale (S3), in quanto l'aumento del livello della falda comporta una riduzione del FS solo delle due superfici di scivolamento più profonde (da stabile, FS>1 a instabile, FS<1). Il FS delle superfici al di sopra della falda non viene ovviamente interessato da tale incremento.

Tuttavia, la resistenza al taglio del detrito risulta il parametro che maggiormente condiziona la stabilità. Il valore $\phi_{Dv} = 27°$, come evidente anche dai risultati di Tabella 7.4, corrisponde a condizioni al limite di stabilità anche per lo scenario più cautelativo e tipico di falda più bassa.

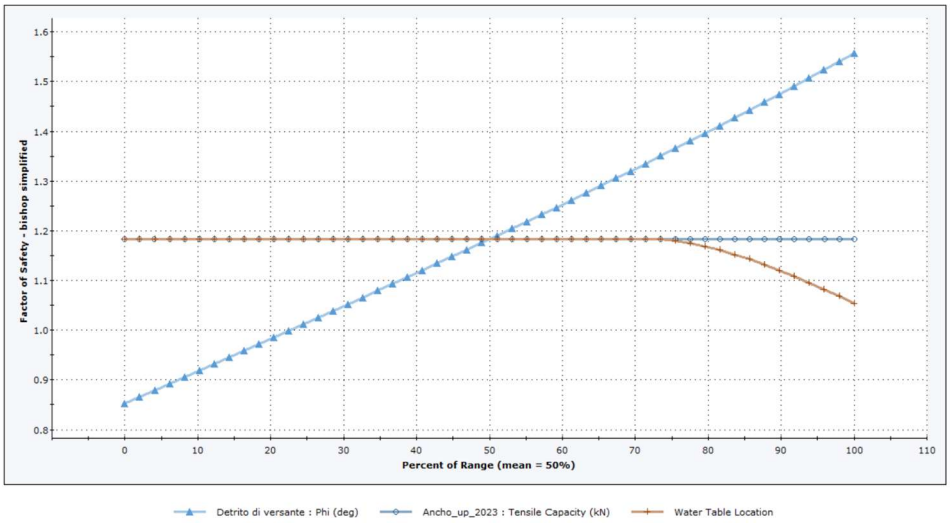


Figura 7.31 - Analisi di sensibilità su S3 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)

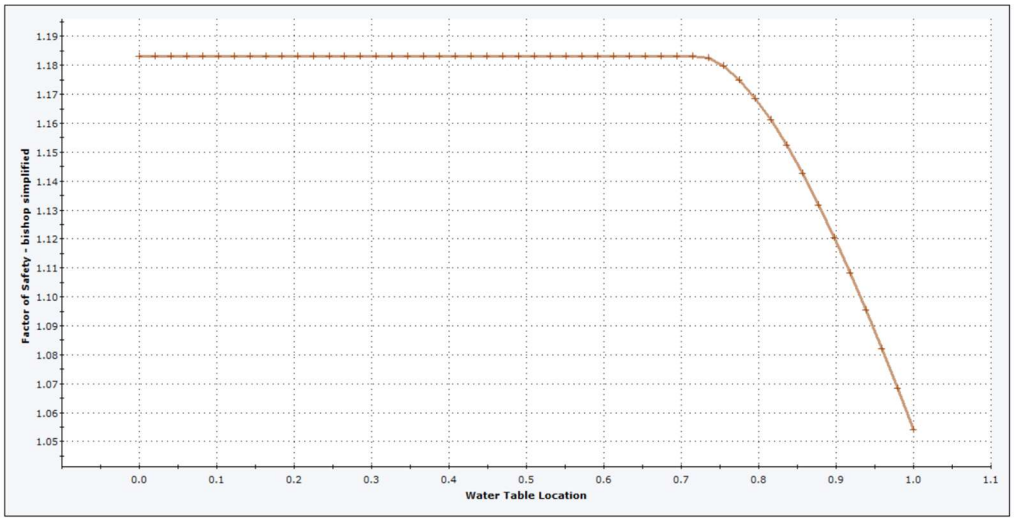


Figura 7.32 - Analisi di sensibilità su S3 variando WT (Slide2)

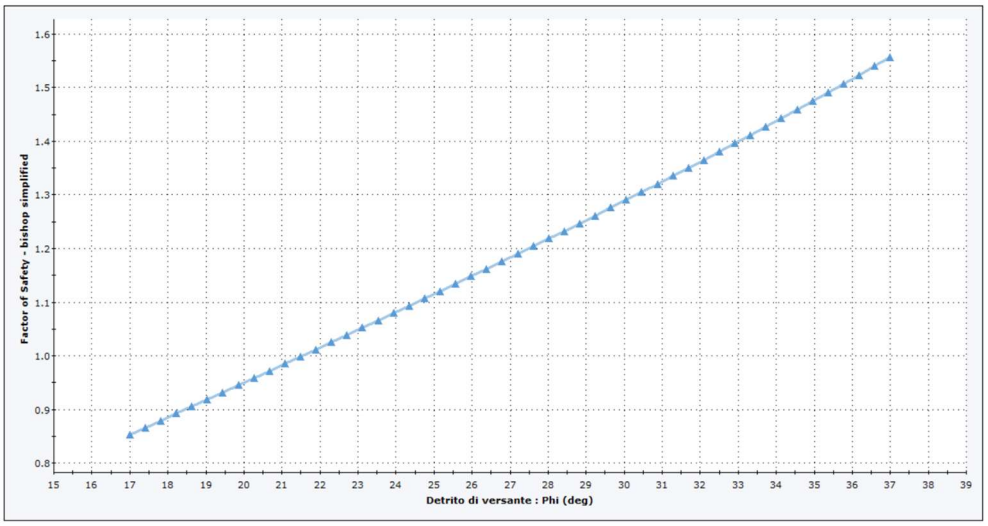


Figura 7.33 - Analisi di sensibilità su S3 variando ϕ_{Dv} (Slide2)

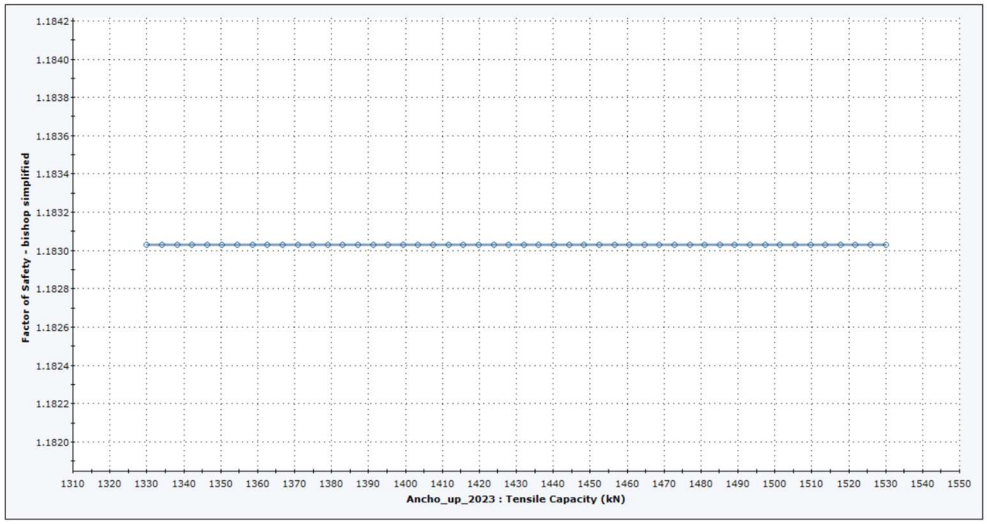


Figura 7.34 - Analisi di sensibilità su S3 variando AF (Slide2)

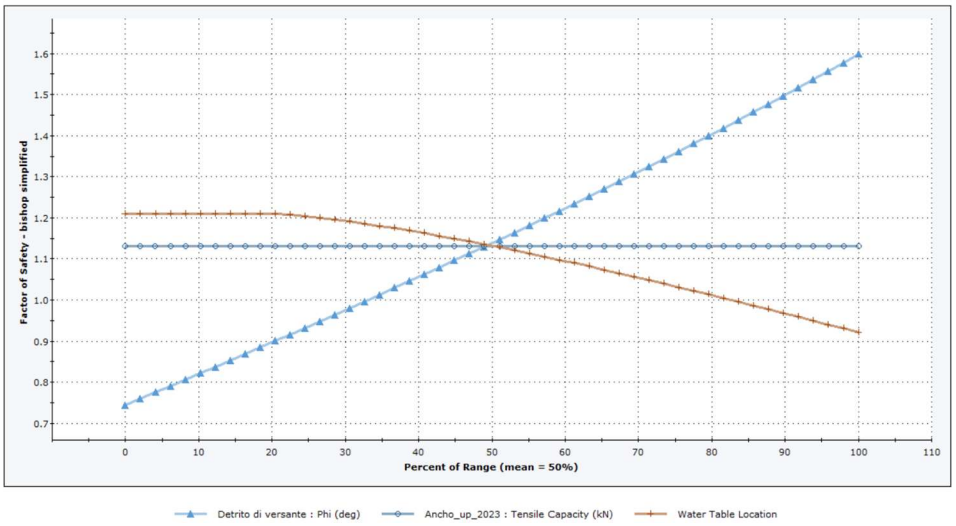


Figura 7.35 - Analisi di sensibilità su S2 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)

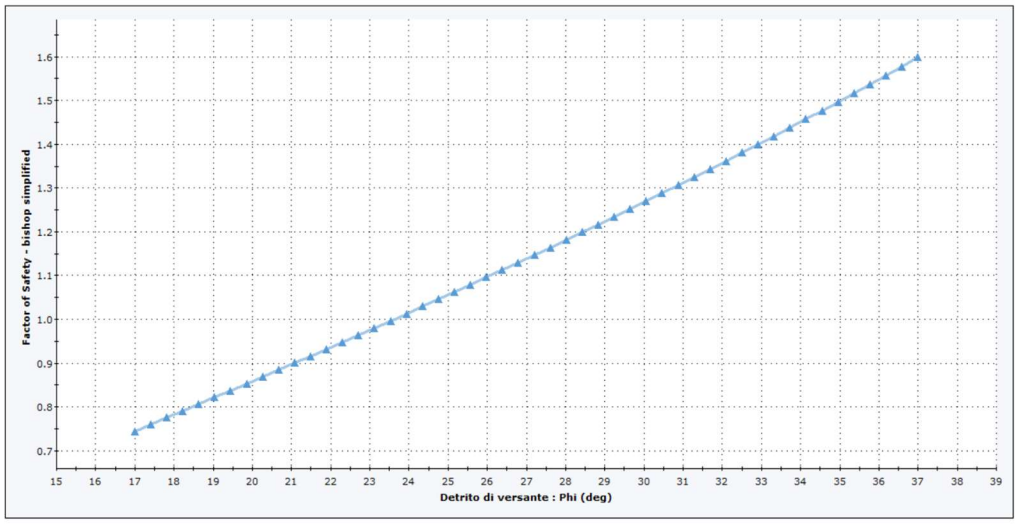


Figura 7.36 - Analisi di sensibilità su S2 variando ϕ_{Dv} (Slide2)

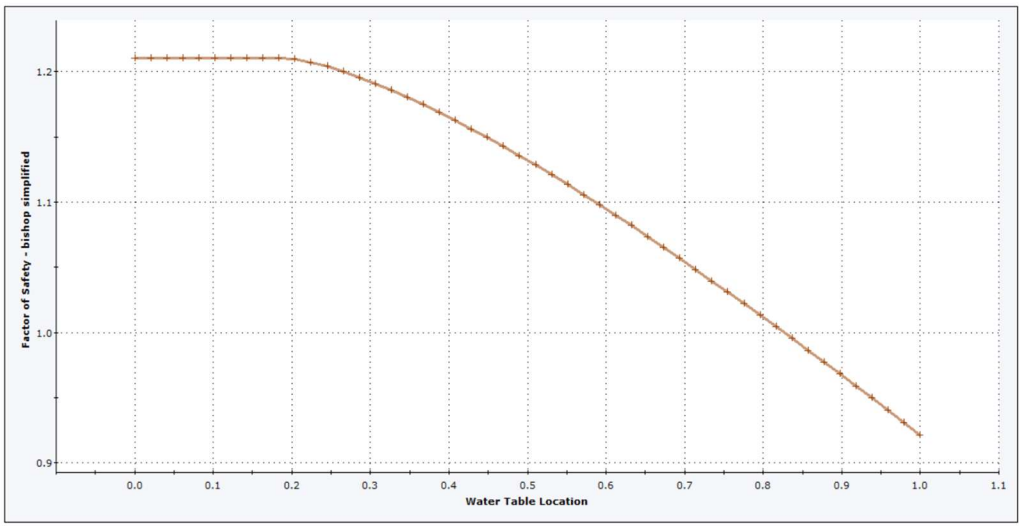


Figura 7.37 - Analisi di sensibilità su S2 variando WT (Slide2)

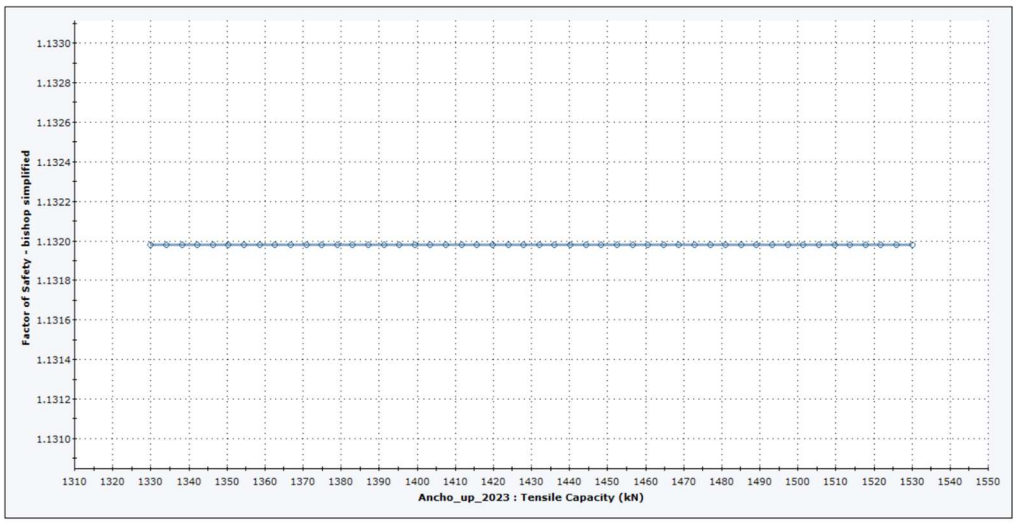


Figura 7.38 - Analisi di sensibilità su S2 variando AF (Slide2)

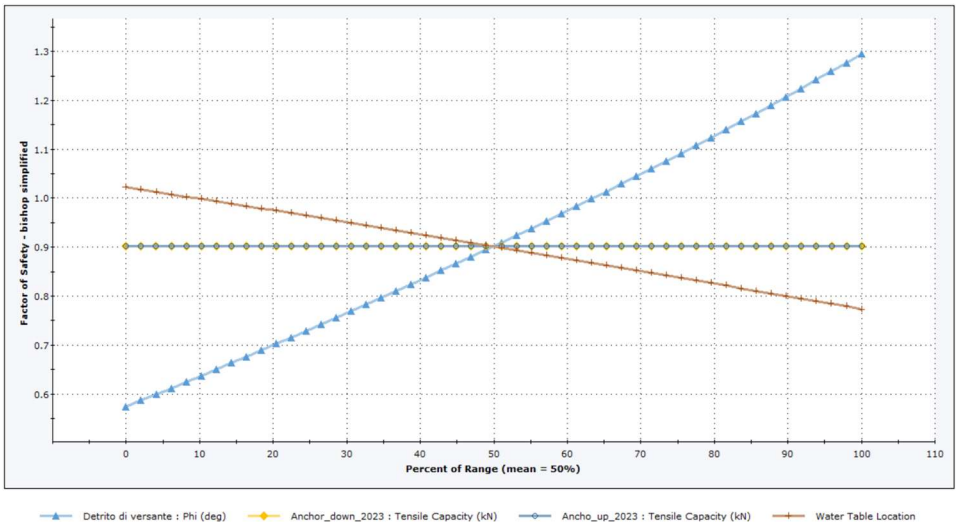


Figura 7.39 - Analisi di sensibilità su S1 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)

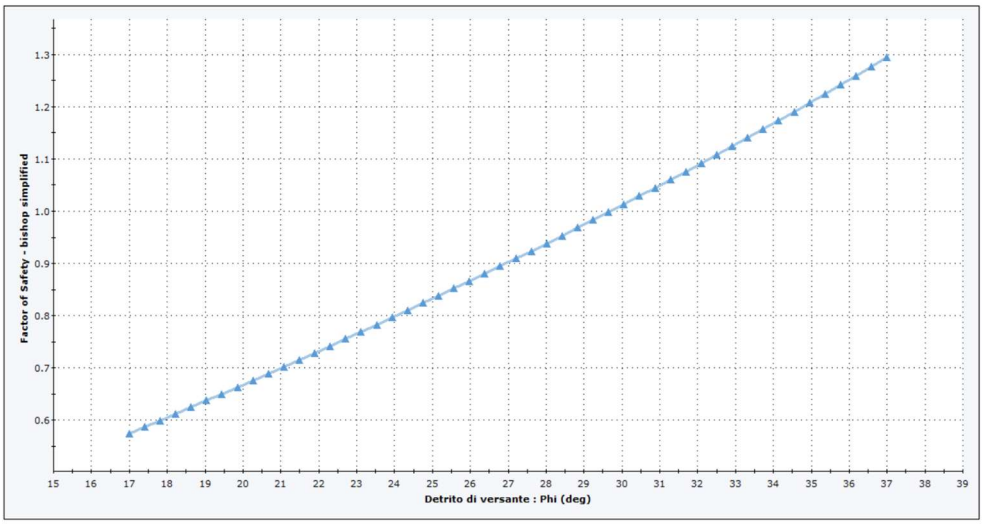


Figura 7.40 - Analisi di sensibilità su S1 variando ϕ_{Dv} (Slide2)

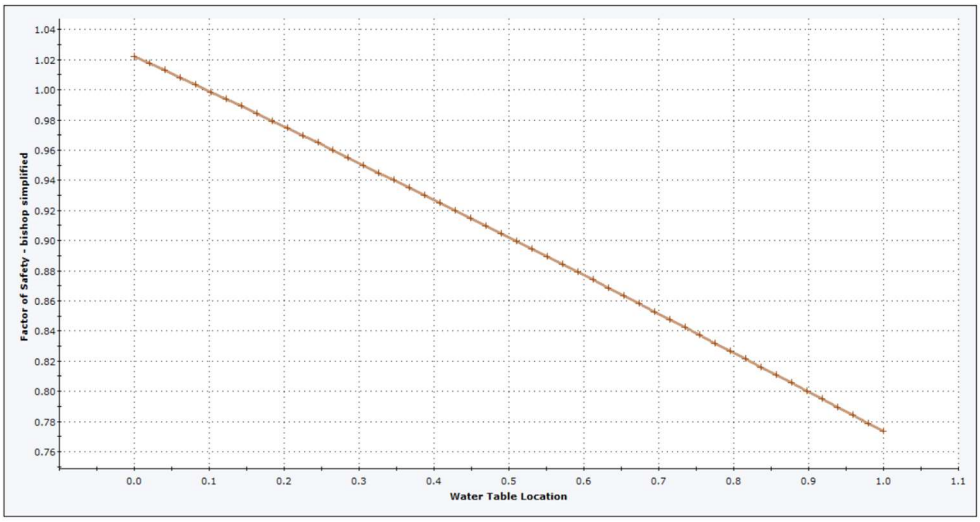


Figura 7.41 - Analisi di sensibilità su S1 variando WT (Slide2)

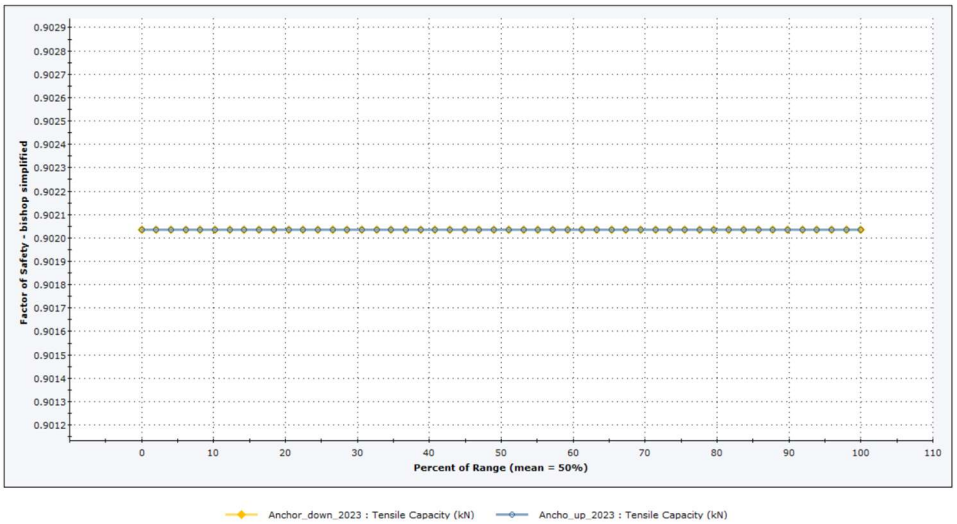


Figura 7.42 - Analisi di sensibilità su S1 variando AF (Slide2)

7.3.3 Commenti ai risultati

In generale, nei commenti alle analisi si è preso in considerazione il FS ottenuto secondo il metodo di Bishop. Tra i metodi semplificati, il metodo di Bishop, essendo un metodo rotazionale, è molto più affidabile nel caso di superfici di scorrimento pseudo-circolari. Infatti, se si confronta il risultato ottenuto con Bishop e quello ottenuto con Spencer, che è un metodo rigoroso, si può notare che i valori dei fattori di sicurezza sono praticamente uguali. In generale, la differenza tra i valori dei fattori di sicurezza ottenuti è molto piccola, come si vede in Figura 7.12 e Figura 7.16.

La back analysis ha permesso di verificare le condizioni di stabilità in relazione ai parametri più significativi, ovvero l'angolo d'attrito del materiale, il livello della falda e l'effetto dei tiranti. Validate le caratteristiche meccaniche, il confronto tra i vari scenari analizzati mostra una situazione di moderata instabilità per ogni modello affrontato, essendo il fattore di sicurezza inferiore o prossimo a 1, coerentemente con l'assetto rilevato dalle misure del monitoraggio.

7.4 Analisi numeriche FEM

I vantaggi dei metodi numerici rispetto ai metodi basati sull'equilibrio limite sono:

- non sono necessarie ipotesi preliminari sulla forma e posizione della superficie di rottura. La rottura si verifica automaticamente nelle aree in cui la resistenza al taglio non è in grado di sostenere lo stress di taglio applicato;

- non essendoci «fette», non c'è bisogno di fare ipotesi sulle forze ai lati della fetta;

- se i parametri caratteristici del materiale sono realistici, è possibile avere un quadro dell'evoluzione dei campi tensionali e deformativi;

- permette di simulare il campo degli spostamenti.

7.4.1 Principi della modellazione numerica

Il metodo numerico consente di trovare la soluzione numerica di un'equazione o di un sistema di equazioni differenziali, semplificandone il più possibile la fisica del problema (ad esempio, eliminare la dipendenza dal tempo, considerando un modello statico o un modello in condizioni stazionarie), dividendo il modello in modelli più piccoli e più semplici per approssimare la soluzione esatta.

Esistono due possibili approcci per un'analisi numerica: continuo e discreto (Figura 7.43).

La scelta del tipo di approccio dipende dalle caratteristiche fisiche e geometriche del pendio come di seguito riportato.

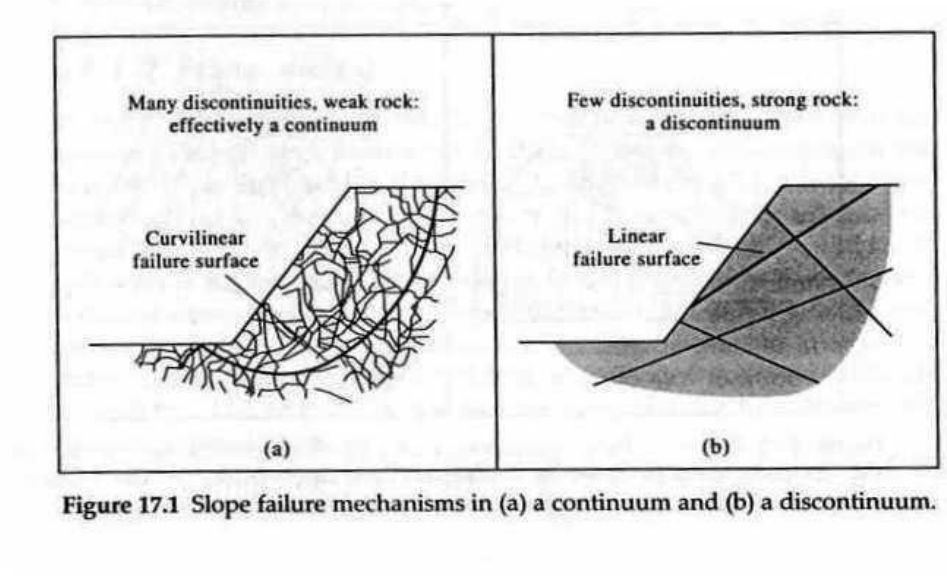


Figure 17.1 Slope failure mechanisms in (a) a continuum and (b) a discontinuum.

Figura 7.43 - Diversi approcci FEM

I metodi di discretizzazione possono essere bidimensionali o 3D. Inoltre, attraverso un modello "continuo" si presuppone che il materiale sia continuo in tutto il corpo considerato. Le discontinuità possono essere incorporate (in piccoli numeri) nella maggior parte dei modelli continui. Tuttavia, vengono trattati come casi speciali introducendo interfacce tra corpi continui. Nella modellazione di tipo "discreto", si tratta il materiale come un mezzo discontinuo, considerato come un insieme di blocchi rigidi o deformabili.

MODEL	THEORY	NUMERICAL METHOD	SOFTWARE EXEMPLES
CONTINUUM	when the presence of macrostructures governing the deformation response is not evident	Finite differences (FDM) Finite elements (FEM) Finite volumes (FVM) Boundary elements (BEM)	RS2 FLAC FLAC3D VISAGE PLAXIS
DISCRETE	when the stress-strain behavior is governed mainly by discontinuity systems	Distinct / discrete elements (DEM)	UDEC 3DEC PFC YADE
HYBRID	Continuous-discontinuous analysis are combined	FEM/DEM DEM/BEM	GEO-SLOPE ELFEN

Figura 7.44 - Metodi numerici e software dedicati alla modellazione geotecnica

I modelli continui descrivono il sistema come un dominio discretizzato (mesh) di "unità elementari" di forma geometricamente semplice (triangoli, rettangoli, quadrilateri, ecc.) che, pur deformate, rimangono costantemente in contatto tra loro attraverso le relative superfici di separazione. La discretizzazione permette di descrivere il dominio con un numero finito di punti. Si schematizza il sistema come un insieme di regioni di volume finito e forma semplice, che non si sovrappongono, e sono collegate tra loro in un numero finito di punti chiamati nodi. Inoltre, si ipotizza che gli spostamenti di un punto interno ad un elemento siano funzioni degli spostamenti nodali attraverso apposite funzioni (funzioni di forma).

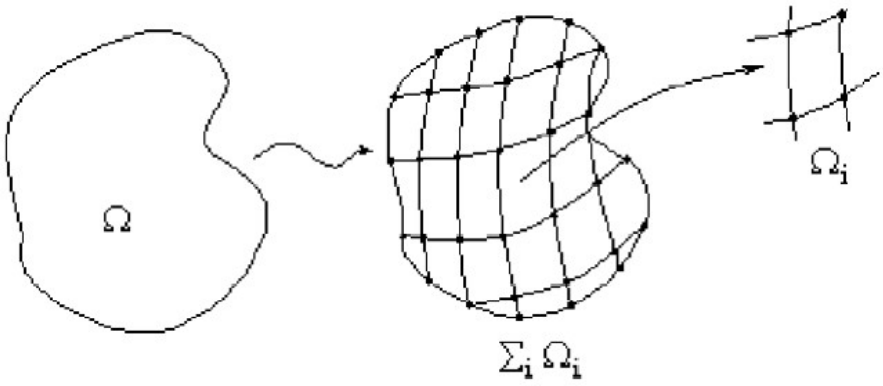


Figura 7.45 - Metodo FEM

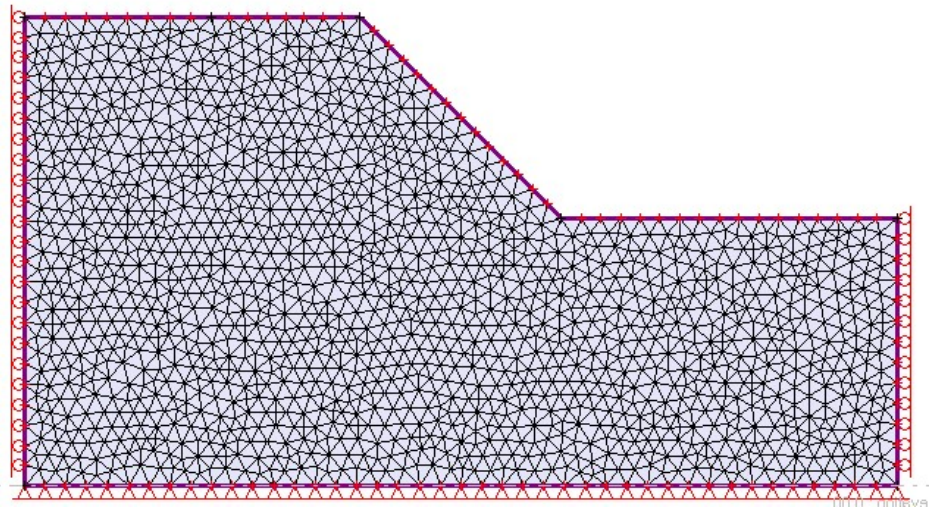


Figura 7.46 - Discretizzazione del profilo

Il passaggio al FEM, tipicamente tramite la tecnica della *Shear Strength Reduction* (ϕ-c reduction), sposta l'obbiettivo sulla risposta deformativa del sistema terreno-muro. In questo caso, la superficie di scorrimento non è un input, ma un output del calcolo: essa si manifesta dove le deformazioni plastiche si localizzano per formare una banda di taglio. Questo permette di superare le semplificazioni dei metodi visti precedentemente e di valutare la ridistribuzione delle tensioni indotta, ad esempio, dall'inserimento di opere di sostegno.

Mentre il LEM è estremamente resiliente rispetto alla scarsità di parametri (sono sufficienti peso d'unità di volume, coesione e angolo d'attrito), il FEM richiede una caratterizzazione geomeccanica più onerosa, includendo parametri di rigidezza come il modulo di Young e il coefficiente di Poisson. Un'analisi FEM condotta con parametri di rigidezza stimati grossolanamente può portare a risultati numericamente convergenti ma fisicamente poco attendibili, specialmente in presenza di forti eterogeneità o stati tensionali complessi.

Per questo motivo si è condotta prima un'analisi LEM per avere un valore di riferimento del Fattore di Sicurezza e poi si è utilizzato il FEM come validazione per comprendere meglio i movimenti del terreno.

I passaggi eseguiti possono essere meglio riassunti come segue:

1) Caratterizzazione Geotecnica di Base (Input LEM)

- Definizione della stratigrafia e della geometria del pendio;
- Determinazione dei parametri di resistenza al taglio: coesione (c') e angolo di attrito (ϕ);

2) Analisi di Stabilità Globale (LEM)

- Esecuzione del calcolo con metodi alle fette (Fellenius, Janbu, Spencer, Bishop, GLE);
- Ricerca della superficie di scorrimento critica;
- Ottenimento del Fattore di Sicurezza.

3) Integrazione dei Parametri di Rigidezza (FEM)

- Determinazione dei moduli di deformabilità: Modulo di Young (E) e Coefficiente di Poisson (ν);
- Scelta del modello costitutivo (Mohr-Coulomb).

4) Costruzione del Modello Numerico (FEM)

- Generazione della mesh (discretizzazione del dominio);

- Applicazione delle condizioni al contorno (vincoli cinematici ai bordi);
- Inserimento di eventuali elementi strutturali (tiranti) con le relative rigidezze.

5) Esecuzione della Fase di Calcolo (SSR)

- Attivazione della procedura di riduzione dei parametri di resistenza fino al collasso numerico.

6) Confronto e Validazione dei Risultati

- Verifica Geometrica: La superficie di rottura individuata dal FEM coincide con quella ipotizzata nel LEM;
- Verifica Numerica: Il Fattore di Sicurezza è coerente con quello del LEM;

7.4.2 Modello di calcolo implementato

Le condizioni di stabilità del pendio studiato sono state analizzate utilizzando un metodo FEM, creando un dominio sufficientemente ampio da minimizzare gli effetti al contorno e ottenere lo stato iniziale di sforzo-deformazione con il software RS2 (Rocscience).

Dovendo analizzare la stabilità di un versante, lo stato tensionale iniziale impostato è stato di tipo *"gravity",* ovvero il software calcola la tensione verticale σ_v in base al peso proprio del terreno come $\gamma \bullet z$. Si è utilizzata l'opzione *"Use actual ground surface"* in modo da consentire al software di seguire fedelmente il profilo topografico importato.

Successivamente, è stata creata una mesh tramite il comando "Mesh Setup" discretizzando l'area del pendio e aumentando la densità di punti nell'area interessata dai movimenti franosi. Si è scelta una mesh triangolare uniforme a tre nodi per fornire risultati sufficientemente precisi, ma allo stesso tempo per non aumentare il tempo di calcolo per l'esecuzione dell'analisi SSR. L'area di interesse attorno al muro e in prossimità del cambio di materiale viene densificata.

Sono poi stati applicati i seguenti vincoli allo spostamento, come visibile in Figura 7.47:

- sul bordo sinistro e destro del modello sono state inserite dei carrelli verticali (x=0) in modo da garantire movimento solo lungo l'asse y;

- sul bordo e negli angoli inferiori sono state inserite delle cerniere (x,y=0), in quanto essendoci bedrock tale strato può considerarsi stabile e non soggetto a movimenti.

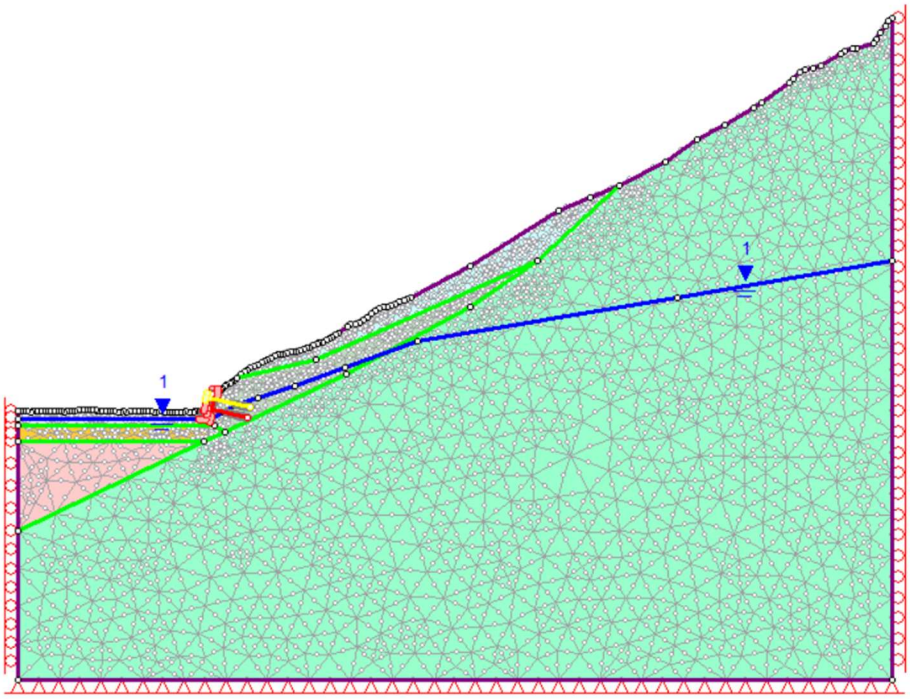


Figura 7.47 – Vincoli e mesh del versante in esame (RS2)

Le condizioni idrauliche impostate sono le medesime utilizzate in Slide2, dove il livello di falda è stato impostato utilizzando una linea piezometrica disegnata tramite una polilinea in cui la pressione dell'acqua u_w è calcolata come il prodotto tra la profondità sotto tale linea e il peso dell'unità di volume dell'acqua γ_w. In questo modo è possibile avviare l'analisi, calcolare e interpretare i risultati delle sollecitazioni utilizzando i dati in

Tabella 7.5.

Tabella 7.5 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione numerica agli Elementi Finiti (FEM)

Material Name	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	v	E [MPa]
Alluvioni argillose limose torbose	18	Mohr-Coulomb	0.1	27	0.25	25000
Detrito di versante	20	Mohr-Coulomb	0.5	27	0.25	25000
Detrito di frana	19	Mohr-Coulomb	1	28	0.25	25000
Alluvioni ghiaioso-sabbiose mediamente addensate	20	Mohr-Coulomb	0.5	30	0.25	25000
Alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate	21	Mohr-Coulomb	1	32	0.25	38000
Calcescisti	27	Mohr-Coulomb	350	40	0.25	500000
Calcestruzzo	25	Mohr-Coulomb	200	30	0.25	25000

L'opzione Shear Strength Reduction (SSR) in RS2 consente di calcolare un fattore di sicurezza globale del sistema modellato. I parametri di resistenza meccanici dei materiali sono fatti variare fino al raggiungimento della non-convergenza dell'analisi, considerata corrispondente alla condizione di incipiente instabilità. Il fattore critico di variazione dei parametri di resistenza che porta alla non-convergenza è assunto come "fattore di sicurezza" del pendio.

Il concetto di base della Shear Strength Reduction (SSR) consiste nell'attuare le seguenti modifiche:

1) i parametri di resistenza di un pendio vengono ridotti di un certo fattore (SRF) e viene calcolata l'analisi delle tensioni agli elementi finiti;
2) questo processo viene ripetuto per diversi valori del fattore di riduzione della resistenza (SRF), finché il modello non diventa instabile (i risultati dell'analisi non convergono);
3) questo determina il fattore di riduzione della resistenza critica (SRF critico), o fattore di sicurezza, del pendio.

Per creare un modello SSR in RS2 ed eseguire l'analisi, sono necessari i seguenti passaggi:

1) Impostazione del modello: un modello SSR non è diverso da un normale modello RS2. Tuttavia, è necessario prestare particolare attenzione all'impostazione delle condizioni al contorno e dello stress di campo appropriati. Esistono inoltre alcune restrizioni (ad esempio, il metodo SSR non può essere utilizzato con tutti i modelli di resistenza).
2) Attivazione dell'opzione SSR: per abilitare l'opzione di analisi SSR, è necessario selezionare la casella di controllo "Determina fattore di riduzione della resistenza" nella pagina "Riduzione della resistenza" nella finestra di dialogo "Impostazioni progetto". È inoltre possibile configurare diversi parametri per l'analisi SSR.
3) Calcolo dell'analisi SSR: se l'SSR è abilitato, l'analisi SSR verrà calcolata quando si seleziona l'opzione principale "Calcola" in RS2. L'analisi SSR viene calcolata al termine dell'analisi dello stress standard [25].

7.4.3 Risultati della simulazione FEM

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi eseguita, nel caso di falda alta, riportando gli spostamenti totali e le zone di massima deformazione a taglio da Figura 7.48 a Figura 7.50. Il fattore di sicurezza globale risulta coerente con quanto ottenuto nell'analisi all'equilibrio limite (Tabella 7.6). Si osserva inoltre come le due zone in cui si accumulano gli spostamenti maggiori e i massimi sforzi di taglio sono le stesse che nell'analisi dell'equilibrio limite erano interessate dalla formazione delle prime superfici di scivolamento.

Tabella 7.6 Confronto dei risultati tra i due software di analisi

Software	*FS*
Slide2	0.98
RS2	0.92

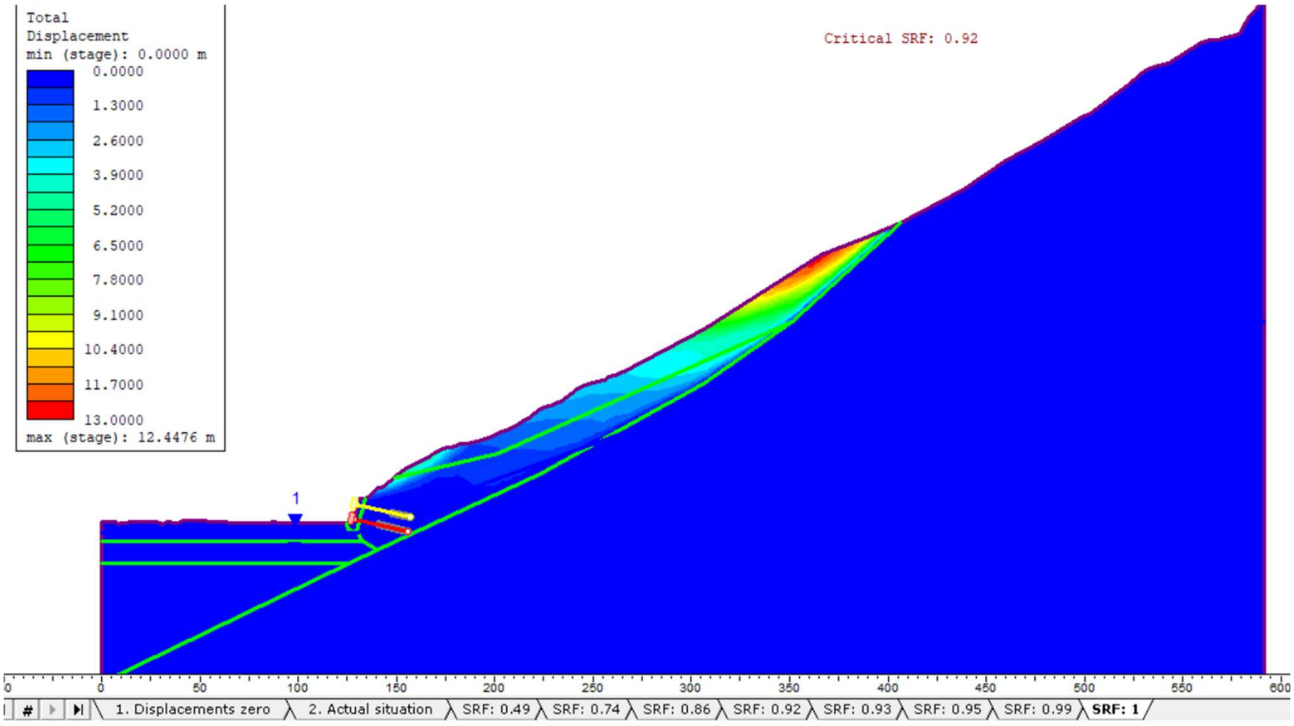


Figura 7.48 – Spostamenti totali sul versante (RS2)

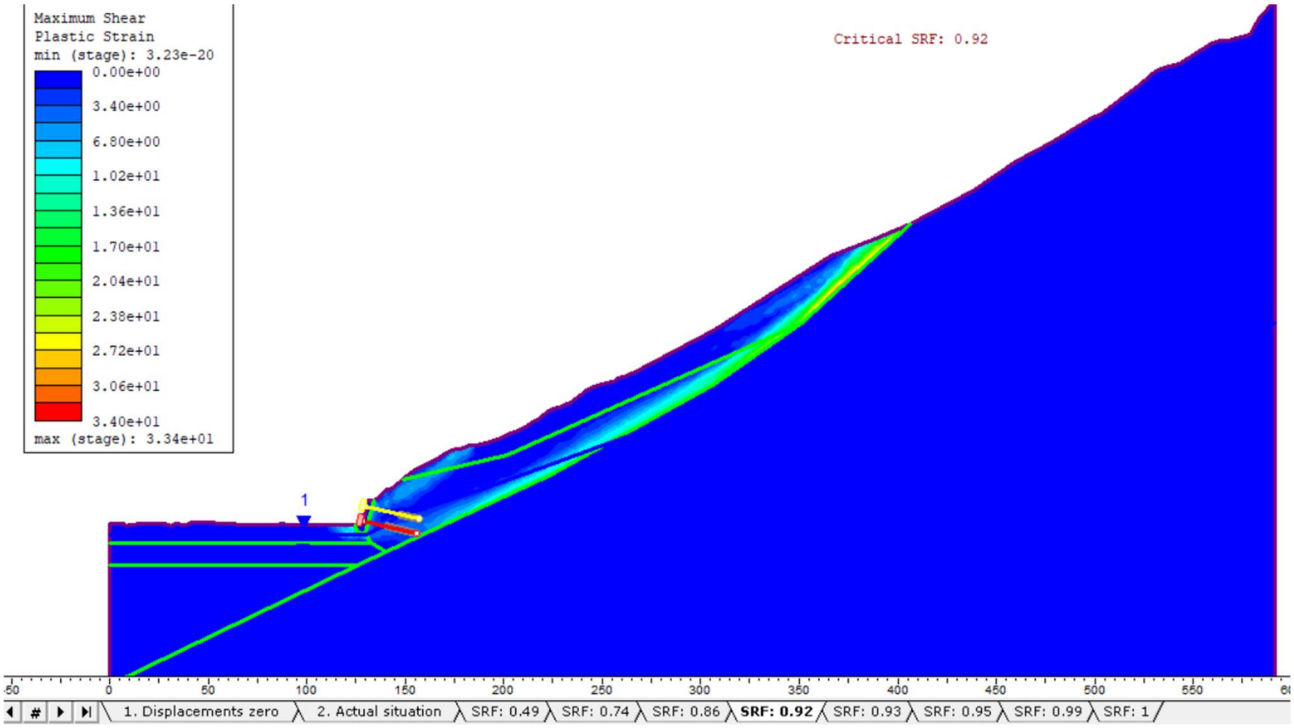


Figura 7.49 – Concentrazione delle deformazioni di taglio in condizioni limite SRF=0.92 (RS2)

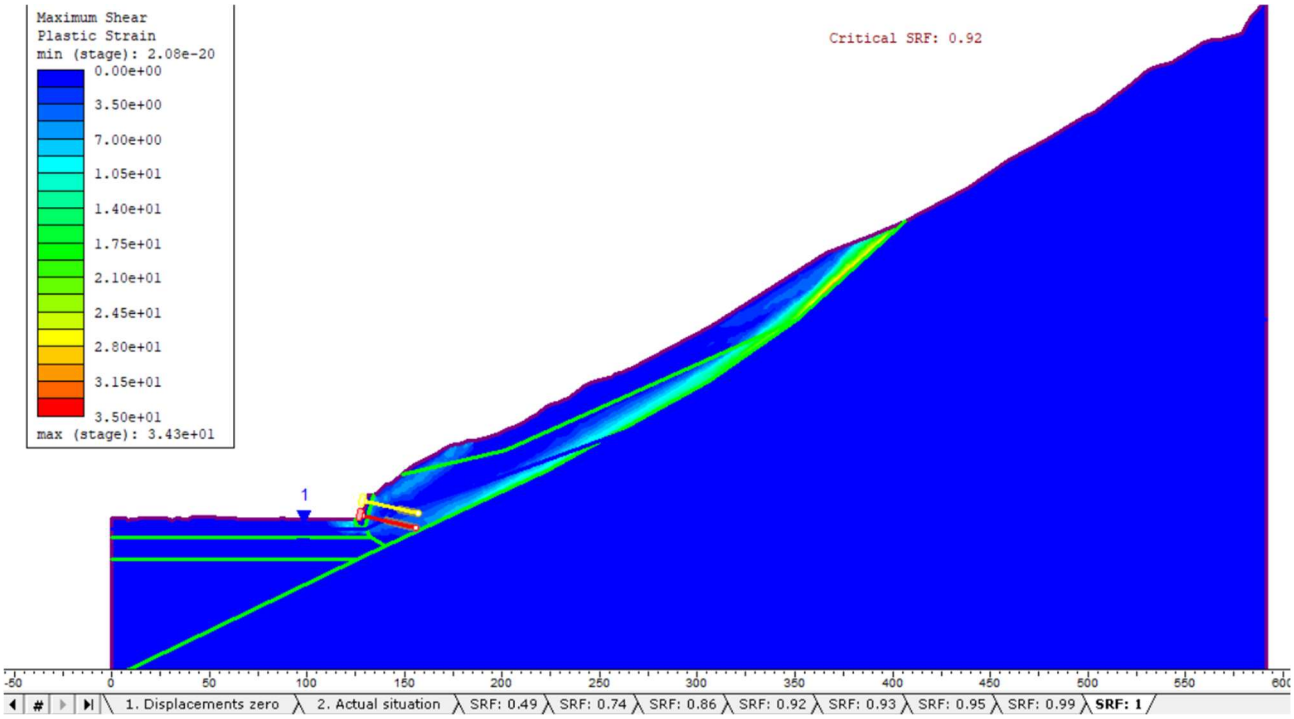


Figura 7.50 – Deformazione massima a taglio SRF=1 (RS2)

A scopo di confronto tra i due metodi, in Figura 7.51 viene rappresentato il medesimo risultato ottenuto con Slide2 utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, in cui si osserva che le zone aventi FS critici corrispondono a quelle soggette a massima deformazione a taglio viste in RS2 con il metodo degli elementi finiti.

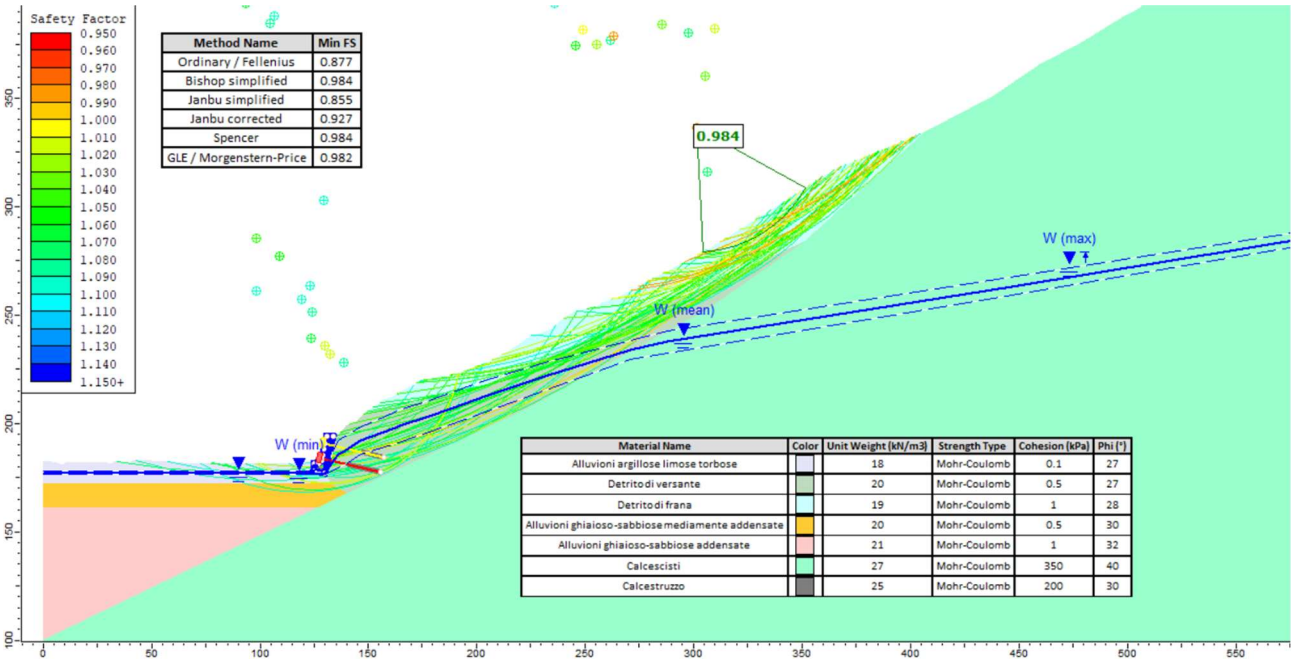


Figura 7.51 - Analisi del FS con metodo LEM (Slide2)

Dall'analisi di Figura 7.52 e Figura 7.53, ottenute ricavando gli sforzi assiali relativi a due tiranti tramite modello numerico FEM, si evince come gli ancoraggi risultino essere insufficienti e in fase di snervamento.

Nel Bolt #1 (tirante inferiore) la forza assiale sale costantemente dai 12 metri fino a circa 17 metri, dove viene raggiunta la capacità (1400 kN). Il fatto che la curva diventi piatta e coincida esattamente con la linea della "Capacity" indica che l'acciaio ha raggiunto il suo limite elastico. In questo settore, l'ancoraggio non può più offrire ulteriore resistenza. Il picco di carico tra 17 e 26 metri suggerisce che la superficie di rottura del versante (la banda di taglio) stia attraversando il tirante proprio in quel tratto.

Nel Bolt #2 (tirante superiore) lo sforzo assiale massimo rilevato è di circa 220 kN, ben al di sotto della sua capacità di 1314 kN. Oltre i 18 metri, la forza diminuisce, questo indica che la porzione terminale dell'ancoraggio si trova in una zona di terreno che non si sta muovendo o che si muove solidalmente con il tirante, non attivando l'attrito laterale.

Il versante sta caricando maggiormente l'ancoraggio inferiore (Bolt #1), mentre quello superiore (Bolt #2) non è attivato del tutto e conseguentemente non sfruttato a sufficienza.

Il confronto tra i due grafici relativi a SRF = 1 e SRF = 0.92 è interessante e rivela il modo in cui RS2 gestisce la ridistribuzione del carico quando il sistema si avvicina al collasso numerico. Il passaggio al valore di SRF critico comporta una riduzione delle resistenze del terreno (ϕ – c reduction) oltre il punto di equilibrio statico. A SRF = 1, il pendio è in equilibrio (seppur precario) e il tirante Bolt #1 è sfruttato al massimo per contrastare la spinta, raggiungendo i 1400 kN. A SRF = 0.92, il terreno attorno all'ancoraggio ha raggiunto la plasticizzazione completa. Il terreno non ha più rigidezza e scorre eccessivamente, non riesce più a trasferire il carico al bulbo di ancoraggio per attrito. In pratica, il tirante si "rilassa" perché il materiale circostante sta cedendo e non offre più contrasto adeguato.

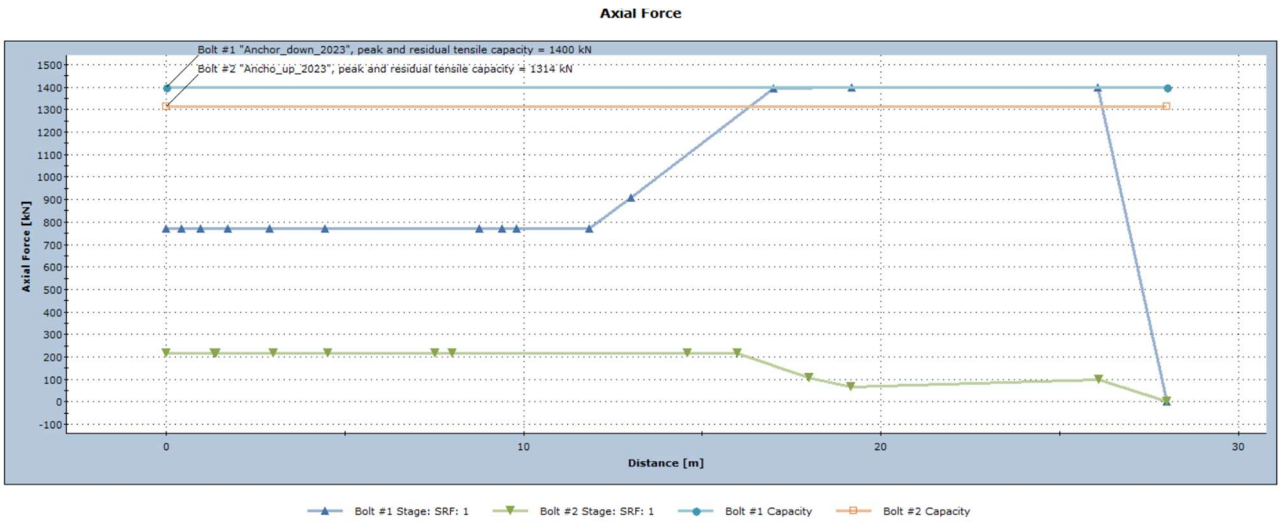


Figura 7.52 – Forza assiale nei due tiranti con SRF=1 (RS2)

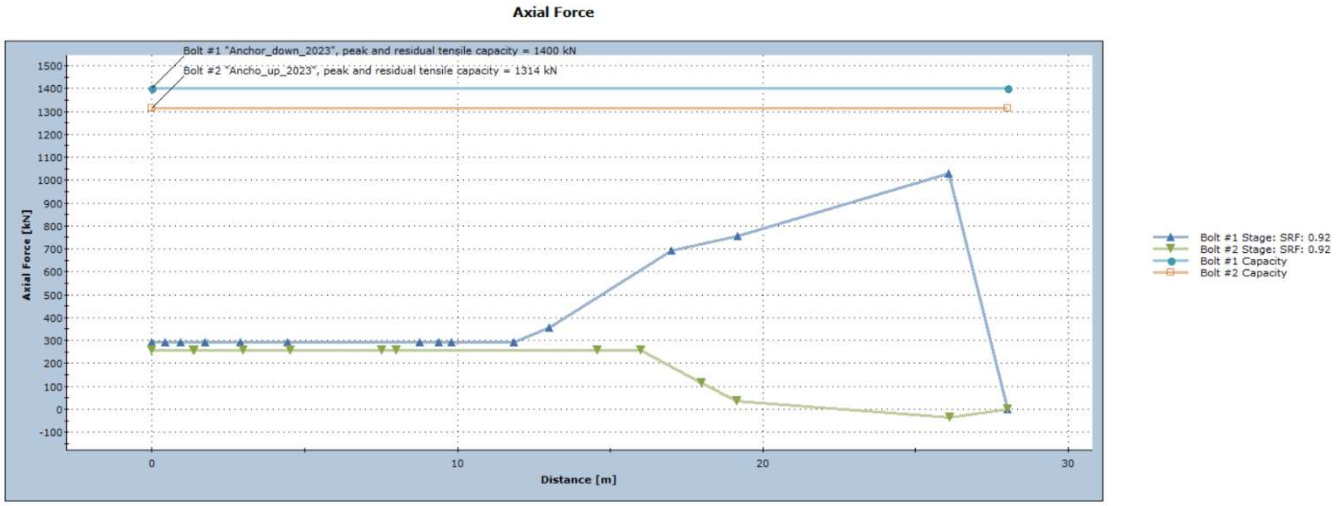


Figura 7.53 – Forza assiale nei due tiranti con SRF=0.92 (RS2)

In conclusione, si evince come la situazione attuale sia certamente instabile e il sistema di supporto attualmente presente risulti non sufficiente a garantire una condizione di sicurezza sul versante e conseguentemente sull'opera di sostegno, dimostrando sia nel caso di analisi all'equilibrio limite che nel caso di analisi agli elementi finiti un fattore di sicurezza inferiore all'unità.

8 Proposta di intervento

Nel seguente capitolo viene proposta una soluzione progettuale finalizzata a migliorare la stabilità del muro di sostegno sul versante in frana, verificando che nel caso si ripresentino le condizioni al contorno che contraddistinguono l'instabilità, l'opera sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

8.1 Modellazione numerica

L'intervento proposto prevede la realizzazione di un minimo di n.4 ordini di tiranti lungo la superficie del muro aventi lunghezza sufficiente ad intercettare il *bedrock* (42 – 44m), ovvero lo strato di calcescisti, così come evidenziato in Figura 8.1 e le medesime proprietà meccaniche dei tiranti attualmente in esercizio ad eccezione della resistenza della piastra di ancoraggio, la cui resistenza viene incrementata da 100 a 200kN poiché tale valore risultava essere sottodimensionato. Ciò comportava un fenomeno di "punzonamento" o cedimento locale del terreno immediatamente sotto la piastra. Nel software FEM, questo si traduceva in deformazioni plastiche eccessive nei nodi della mesh a contatto con l'ancoraggio. Una piastra troppo flessibile o con bassa resistenza meccanica subisce deformazioni elastiche o plastiche elevate. Questo implica una perdita di carico utile: il tirante si rilassa perché la piastra "affonda" nel terreno.

Si è prevista, inoltre, la realizzazione di n.8 tiranti da posizionare lungo la zona interessata da instabilità a monte del muro, aventi le medesime caratteristiche dei tiranti a sostegno dell'opera.

Le analisi sono state svolte dapprima con il metodo LEM, utilizzando Slide2, per studiare le caratteristiche dell'intervento variando la condizione di falda da media a alta; successivamente, definita la configurazione di intervento, le analisi sono state ripetute con metodo FEM per analizzare lo stato di sollecitazione sui tiranti.

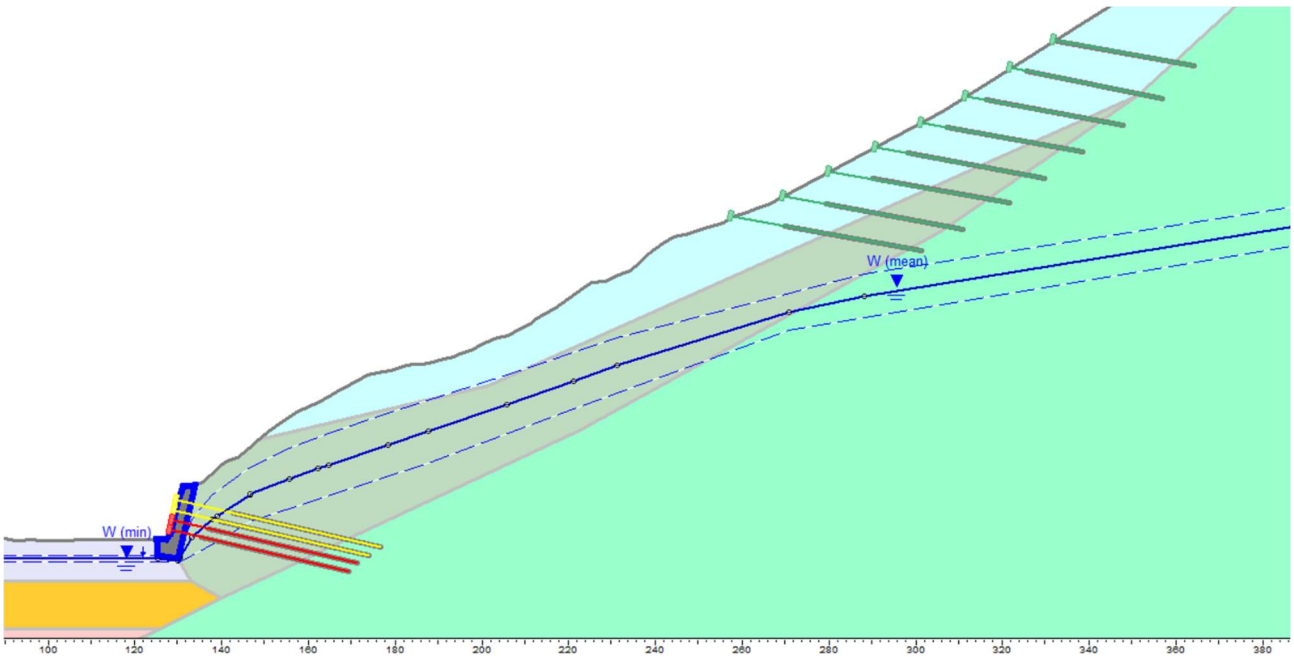


Figura 8.1 – Proposta di intervento con realizzazione di nuovi tiranti (Slide2)

Il nuovo intervento prevede quindi le tre tipologie di tiranti descritte aventi le seguenti caratteristiche di resistenza:

1. n.2 ordini di tiranti inferiori di Capacità 1340 kN, Lunghezza di ancoraggio 38 m, resistenza della piastra 200 kN, sul muro (Support "*Anchor_down"*);

2. n.2 ordini tiranti superiori di Capacità 1430 kN, Lunghezza di ancoraggio 38 m, resistenza della piastra 200 kN, sul muro (Support "*Anchor_up"*);
3. n.8 tiranti di Capacità 1430 kN, Lunghezza di ancoraggio 32 m, resistenza della piastra 200 kN (Support "*Migliorie"*).

In Figura 8.2 sono raffigurate le prime superfici di scivolamento aventi FS più critici con il nuovo intervento proposto. La superficie con fattore di sicurezza più critico risulta avere FS di 1.132 superiore a quello evidenziato in Figura 7.16, (FS da 0.984, Bishop) ma soprattutto indica una prima situazione di stabilità.

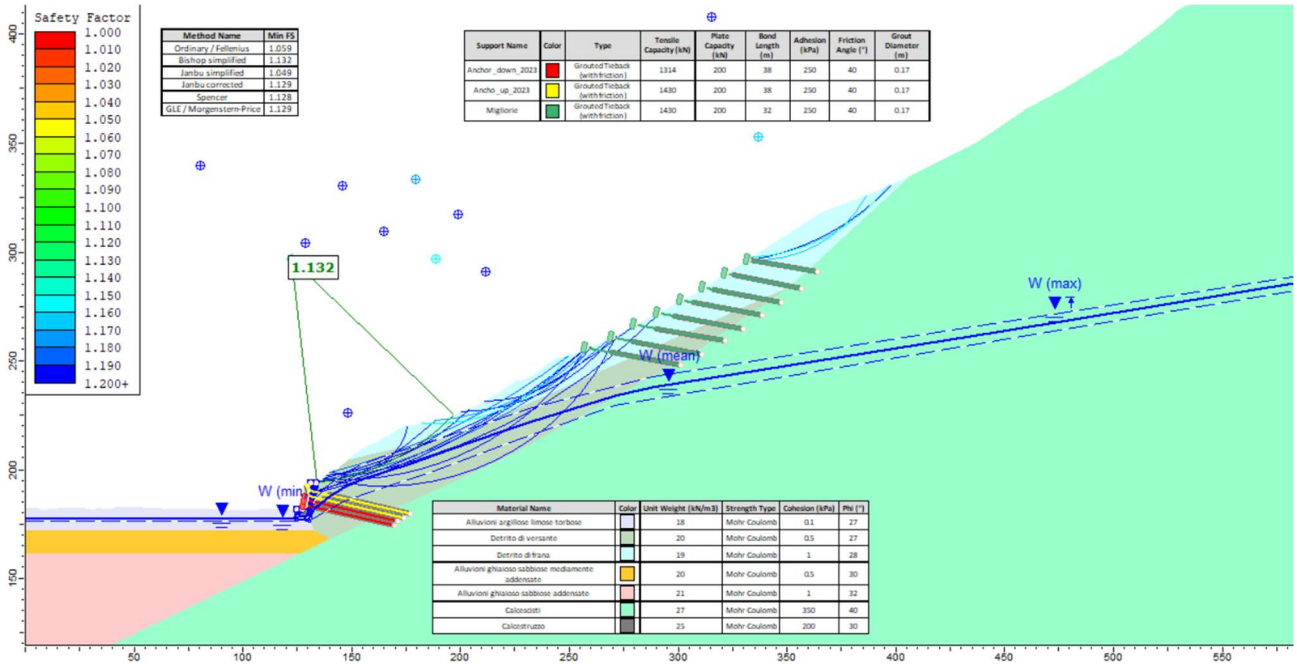


Figura 8.2 – Analisi del FS con l'ipotesi di nuovi tiranti con falda media (Slide2)

In Figura 8.3, si mostra il risultato dell'analisi di sensibilità variando i parametri meccanici dei tiranti nella nuova configurazione, mentre in Figura 8.4 sono stati presi in considerazione l'angolo di attrito e il livello di falda. Le proprietà dei tiranti (resistenza a trazione e lunghezza del bulbo di ancoraggio) negli intervalli analizzati (±15%), non comportano alcun miglioramento del fattore di sicurezza, visto che tale superficie critica non intercetta gli elementi di ancoraggi essendo quasi superficiale. L'unica grandezza che comporta una variazione del fattore di sicurezza è ancora una volta il livello di falda.

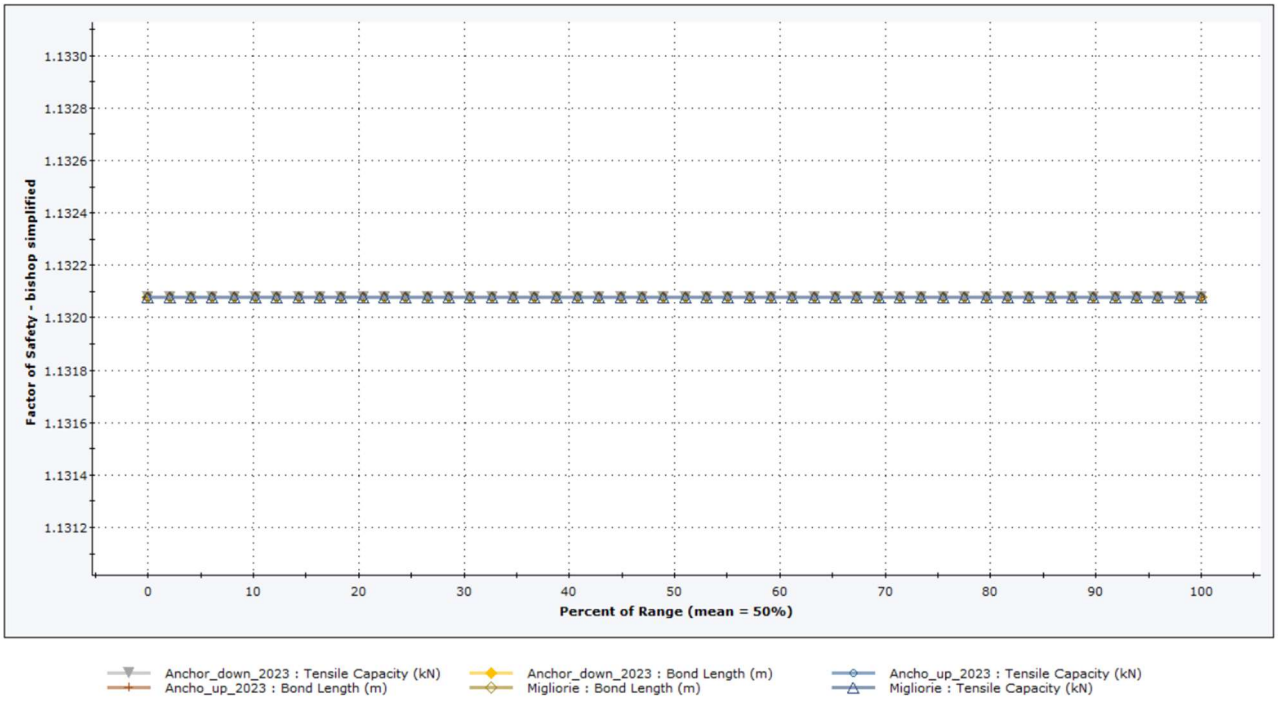


Figura 8.3 - Analisi di sensibilità su AF (Slide2)

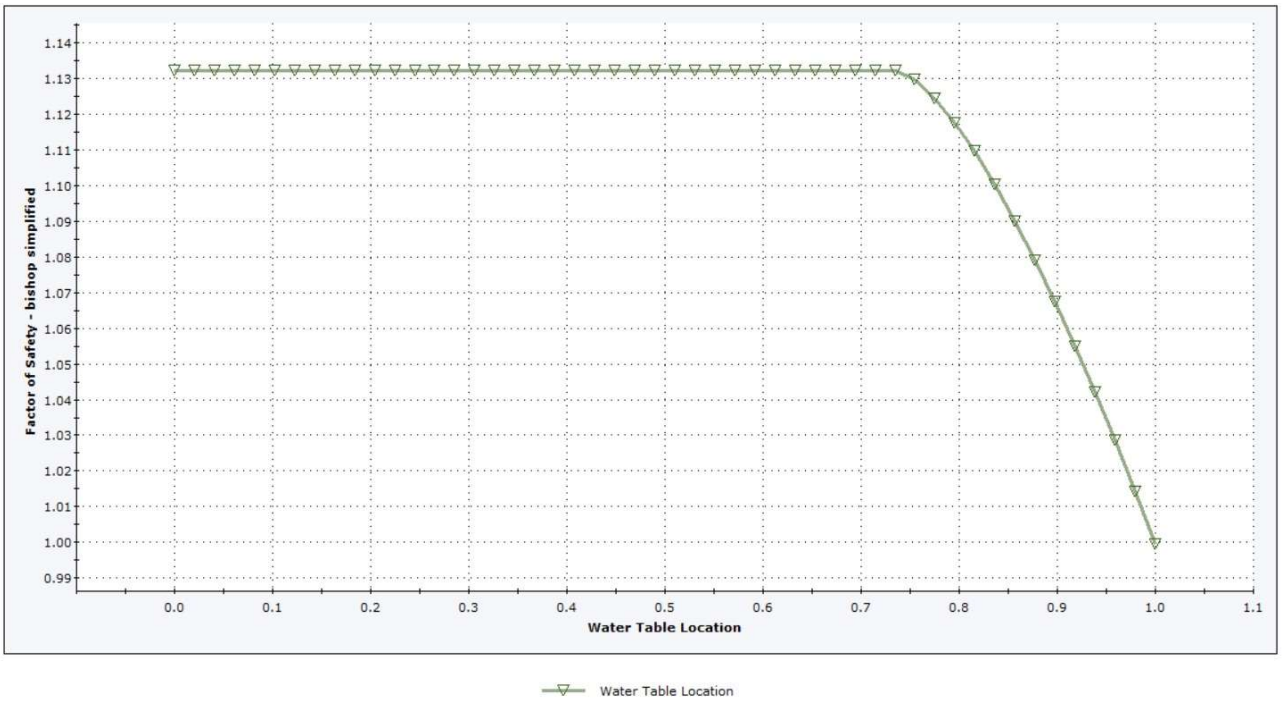


Figura 8.4 - Analisi di sensibilità variando WT e ϕ (Slide2)

Infine, in Figura 8.5 viene rappresentato il risultato dell'analisi nell'ipotesi di falda alta: anche in questo caso il Fattore di Sicurezza risulta ≥1.

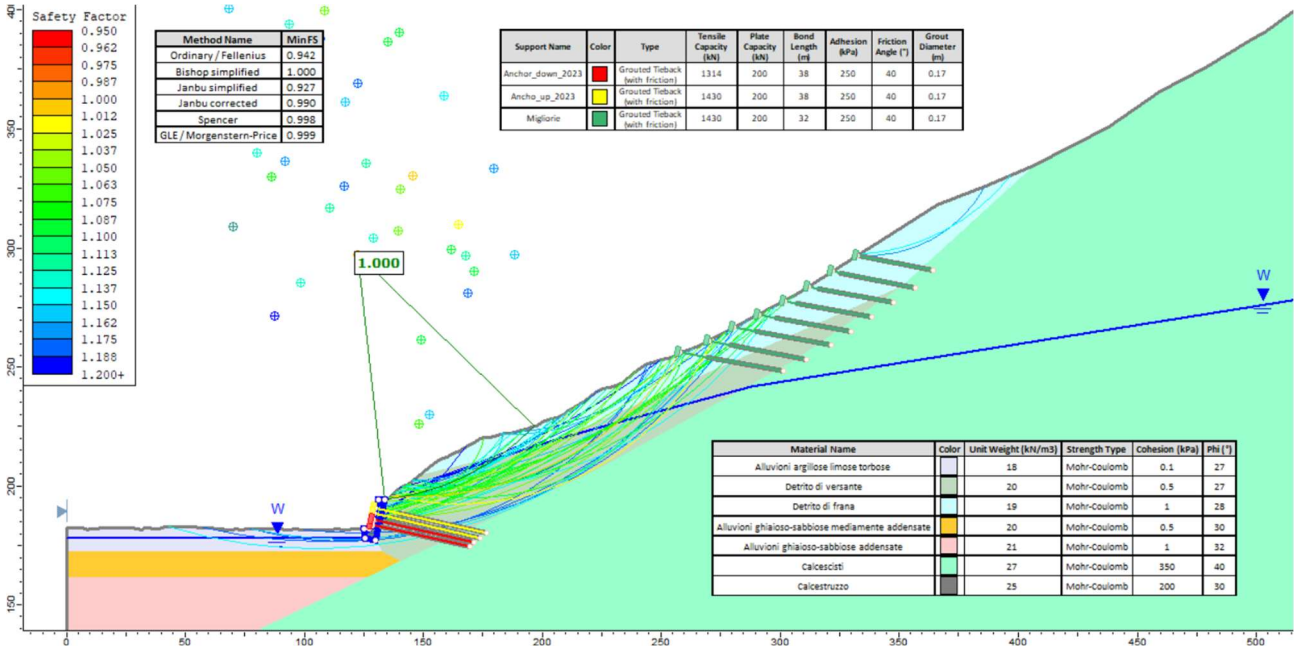


Figura 8.5 - Analisi del FS con l'ipotesi di nuovi tiranti con falda alta (Slide2)

Di seguito viene presentata la simulazione numerica FEM di tipo "*Strenght Reduction*" effettuata con il software RS2 sul modello contenente la proposta di intervento. È stato analizzato solo il caso più critico per valutare e massime sollecitazioni sui tiranti e la loro distribuzione.

Nelle figure successive, viene rappresentato il campo di spostamenti e deformazioni di taglio ottenute dall'analisi FEM. Si evince come la presenza dei nuovi tiranti, posizionati nelle aree precedentemente soggette a maggiori deformazioni a taglio e spostamenti, comporti un aumento del fattore di sicurezza (SRF≥1) e la conseguente formazione di una nuova zona di instabilità localizzata - nella condizione di falda alta - integralmente a monte del muro.

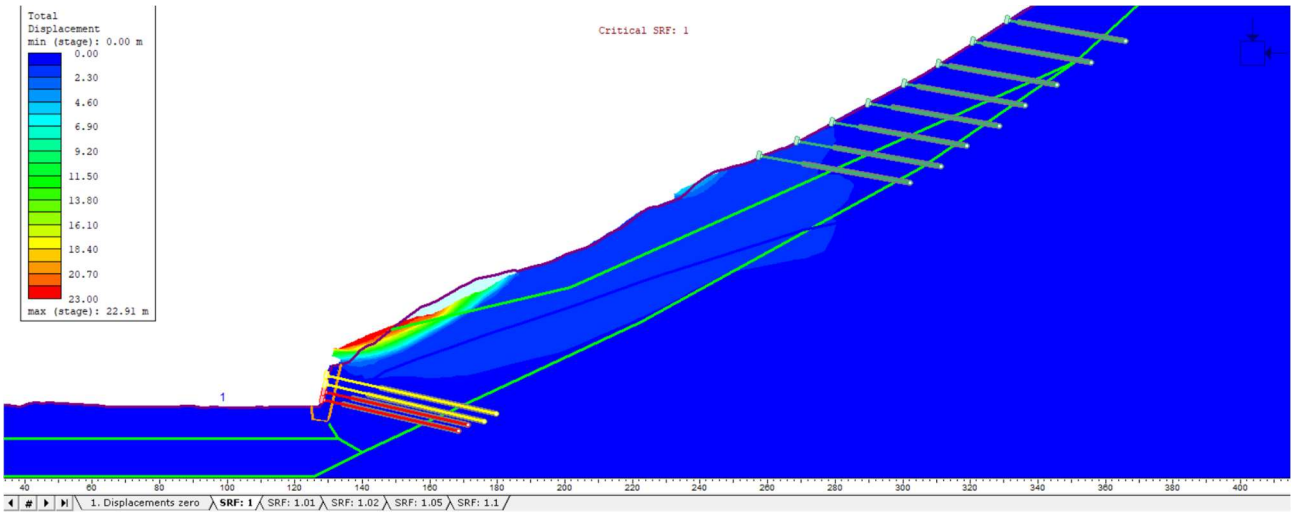


Figura 8.6 – Spostamenti totali SRF=1 (RS2)

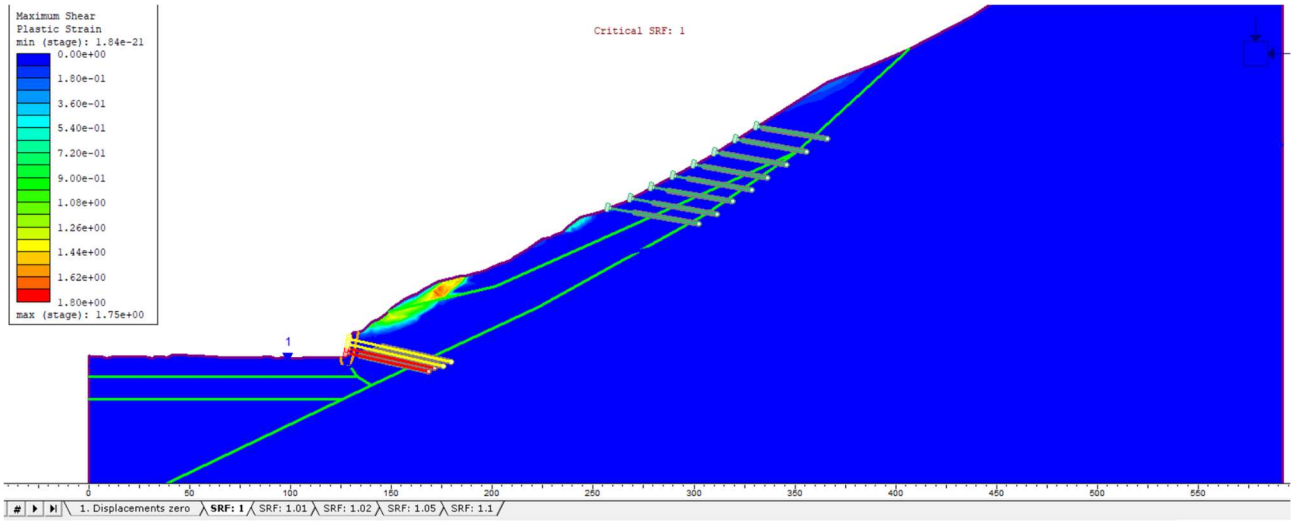


Figura 8.7 – Deformazione a taglio massima SRF=1 (RS2)

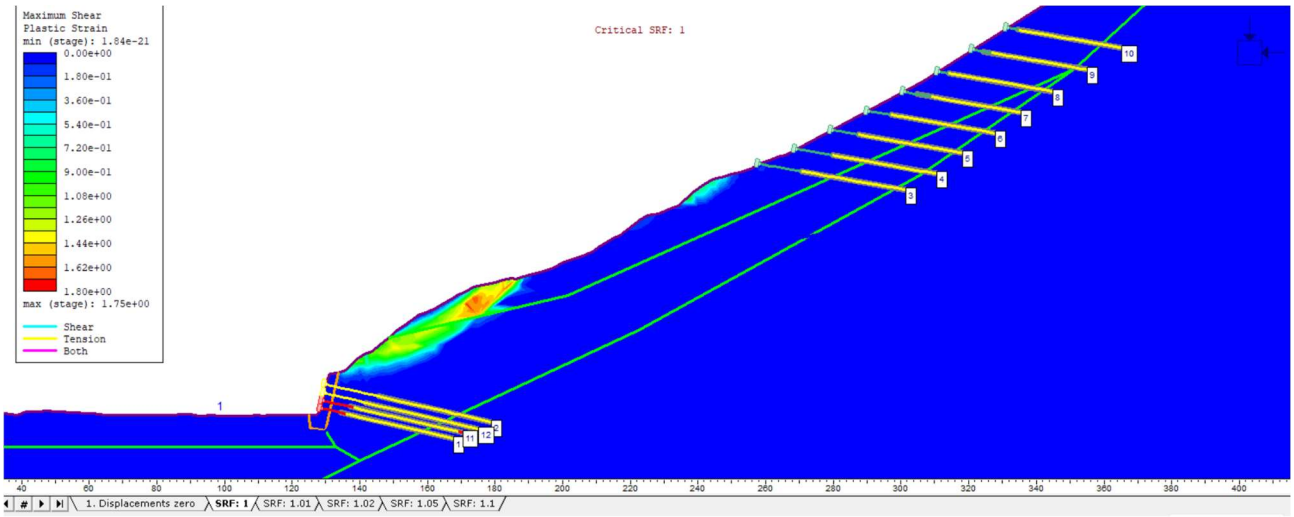


Figura 8.8 – Zone di plasticizzazione e relativa numerazione (RS2)

I risultati delle simulazioni con approccio LEM e con approccio FEM risultano concordi nel risultato dell'intervento in termini di geometria della superficie di scivolamento critica con FS prossimo a 1 nelle condizioni di falda più alta. Grazie all'intervento, la condizione di collasso globale muro-terreno appare stabilizzata. Tuttavia, permane il rischio di dissesto per un volume di terreno superficiale posto lungo il versante, per il quale potrebbero essere adottati, ad esempio, interventi di ingegneria naturalistica.

Con l'intervento così configurato, vengono analizzate le sollecitazioni sui tiranti in condizioni ordinarie (falda media – comunque già gravosa). A partire da Figura 8.9 fino a Figura 8.14 sono raffigurati i grafici relativi agli sforzi assiali e alla forza di taglio nei tiranti proposti. I risultati ottenuti sono abbastanza comuni per tutte e tre le tipologie di tiranti; pertanto, di seguito si svolge una breve analisi relativa ad una sola tipologia di essi.

Analizzando lo sforzo assiale in Figura 8.9, si può notare che i tiranti denominati *Anchor_down* raggiungono la capacità massima di 1400 kN e la mantengono costante tra i 12 e i 20-22 metri circa. Questo indica che in quel tratto la barra lavora in campo plastico. Nei primi 5-7 metri, la forza è bassa e costante, poi si ha una brusca risalita verso i 1400 kN punto in cui il tirante attraversa la superficie di scorrimento e inizia a prendere carico e infine si ha una discesa finale verso lo zero, dopo i 35 metri, con trasferimento del carico dalla barra

al terreno stabile tramite il bulbo di cementazione. Il fatto che arrivi a zero prima della fine della barra indica che la Bond Length è sufficiente ad assorbire tutto il carico.

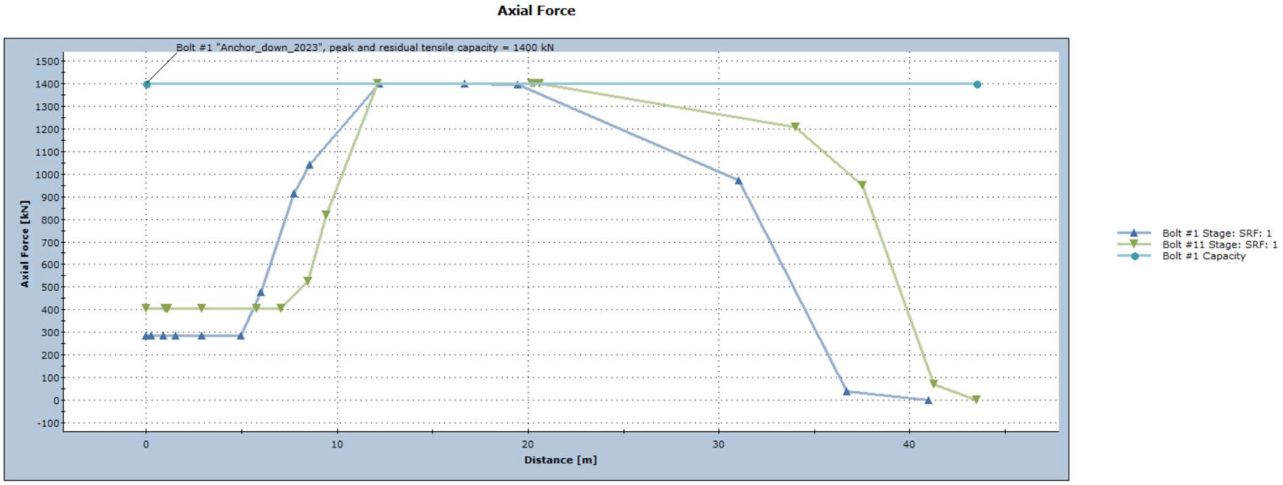


Figura 8.9 – Forza Assiale nei tiranti denominati "Anchor_Down" (RS2)

Dal diagramma dello sforzo di taglio lungo il tirante in Figura 8.10, si osservano invece dei picchi, uno positivo intorno ai 6 m e uno negativo molto profondo intorno ai 32m. Questi picchi corrispondono ai punti in cui il tirante attraversa le zone di massima deformazione del terreno (le superfici di scorrimento). Il picco di - 450 kN/m rappresenta lo sforzo che il terreno esercita per "piegare" il tirante in quella zona di transizione. Confrontandolo con il grafico dello sforzo assiale, si osserva che proprio intorno ai 32 metri la tensione inizia a scendere bruscamente verso lo zero e il picco di taglio si verifica proprio dove finisce la zona libera e inizia l'ancoraggio, che è il punto di massimo contrasto meccanico.

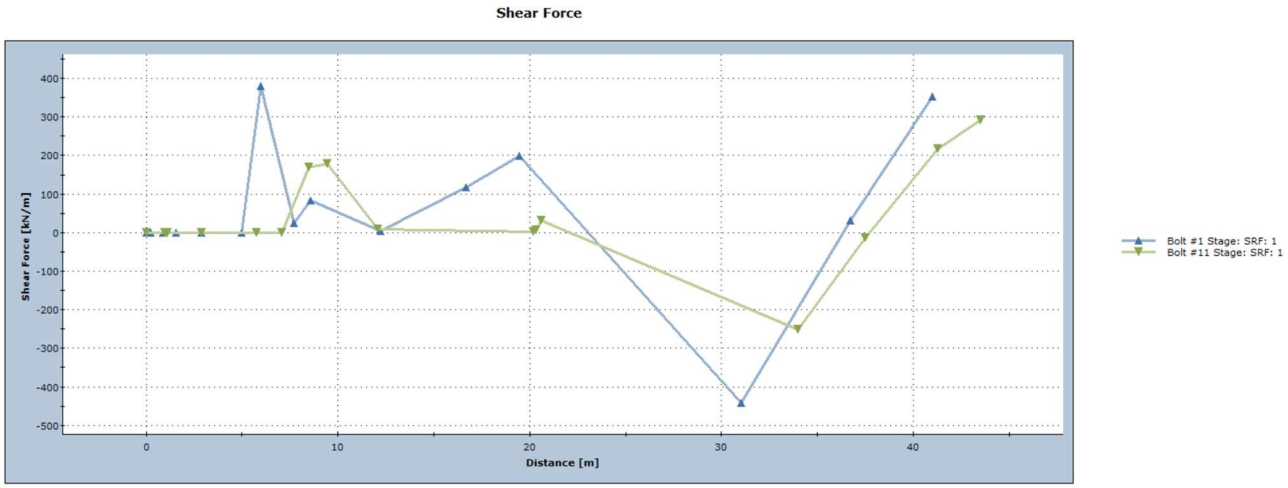


Figura 8.10 – Taglio nei tiranti denominati "Anchor_Down" (RS2)

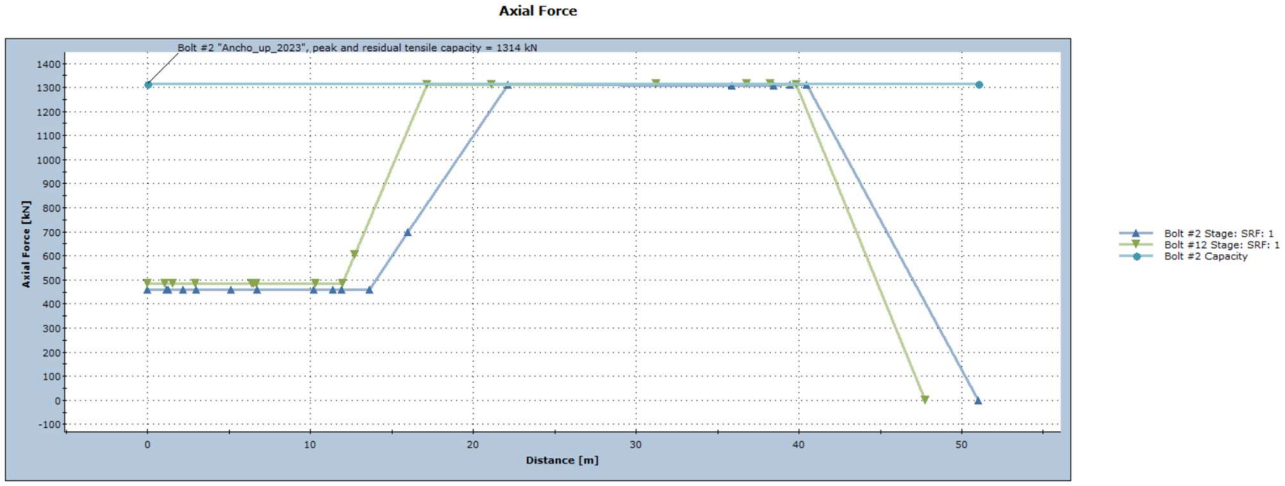


Figura 8.11 – Forza Assiale nei tiranti denominati "Anchor_Up" (RS2)

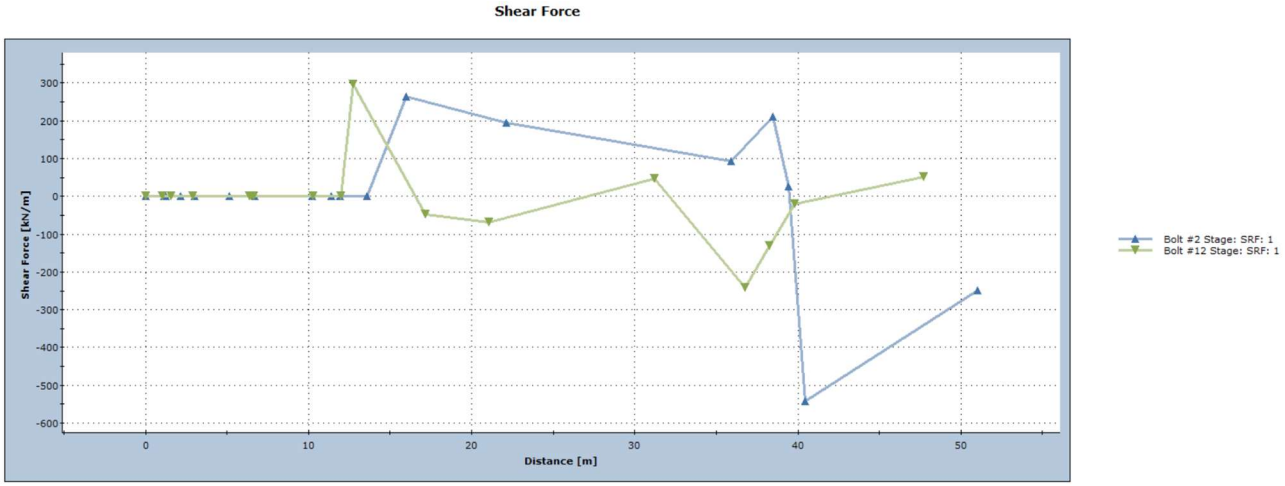


Figura 8.12 - Taglio nei tiranti denominati "Anchor_Up" (RS2)

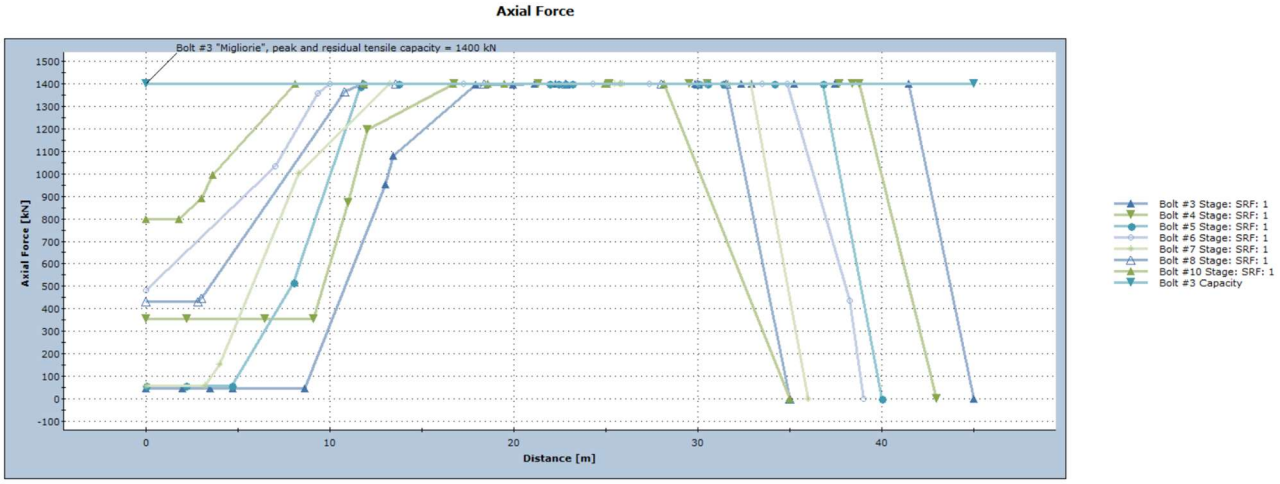


Figura 8.13 – Forza Assiale nei tiranti denominati "Migliorie" (RS2)

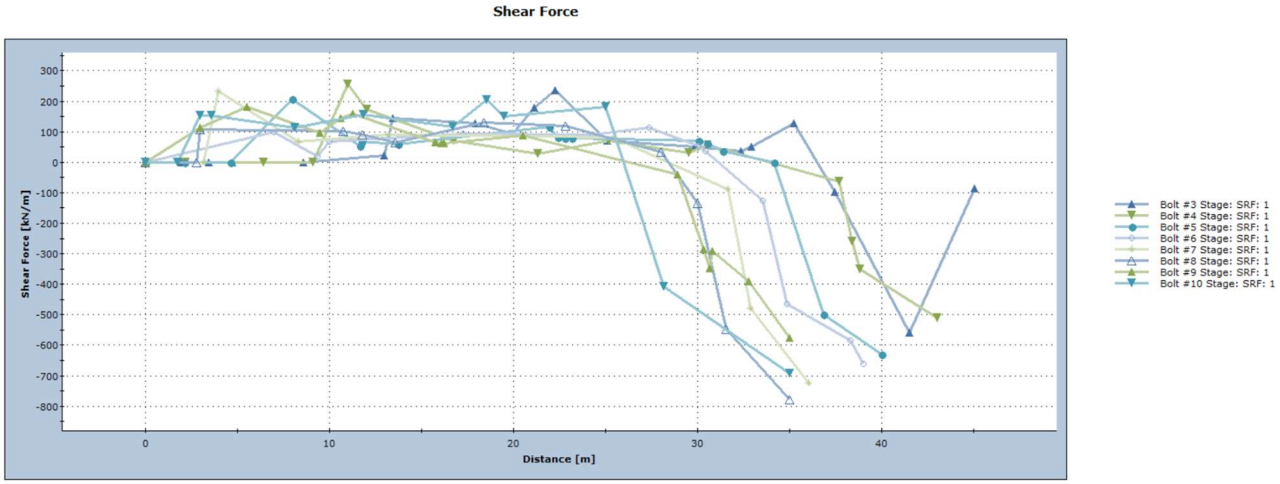


Figura 8.14 – Taglio nei tiranti denominati "Migliorie" (RS2)

Si sottolinea che l'intervento proposto ha previsto il rinforzo strutturale migliorando e integrando i tiranti attualmente in essere. Altri interventi complementari possono riguardare sistemi di drenaggio per abbassare il livello della falda, interventi di consolidamento al piede e protezione (es. galleria paramassi), interventi ingegneria naturistica per mitigare l'infiltrazione e l'erosione.

Nel paragrafo successivo vengono infine presentate le verifiche di sicurezza strutturali per i tiranti proposti.

8.2 Verifica degli ancoraggi

8.2.1 Caratteristiche del muro e tiri di calcolo

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando le azioni massime stimate per una porzione unitaria del muro. In particolare, in accordo alla modellazione, si utilizzeranno le seguenti forze allo stato limite ultimo SLU per il dimensionamento dei tiranti:

- Ordine superiore: 1430 kN;
- Ordine inferiore: 1314 kN;
- Nuovi tiranti: 1430 kN.

Le caratteristiche dell'acciaio dei trefoli sono poste come segue:

Tabella 8.1 - Acciaio armonico per trefoli (per tiranti attivi)

Trefoli 7 fili	Standard italiano DM 14/01/2008
Modulo elastico	E_s = 210000 MPa
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} = 1860 MPa
Tensione all'1% di allungamento (Per NTC 2018)	$f_{p(1)k}$ = 1670 MPa
Resistenza di calcolo acciaio con γ_s = 1.15 per SLU	$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$ = 1452 MPa

8.2.2 Metodologia di calcolo e verifica dei tiranti

La lunghezza libera dell'ancoraggio viene valutata considerando che per un certo angolo di inclinazione del tirante tale lunghezza dovrà essere abbastanza grande da permettere il posizionamento della fondazione di ancoraggio al di fuori del cuneo di terreno in spinta attiva posto a monte dell'opera. La geometria di tale cuneo può essere valutata ipotizzando che la superficie di scorrimento parta dal piede di monte della fondazione dell'opera e risalga con un'inclinazione pari a 45°+φ'/2 rispetto all'orizzontale, con φ' = 40 °, in linea con la documentazione disponibile [14].

8.2.2.1 Resistenza allo sfilamento della fondazione di ancoraggio

Le verifiche di sicurezza agli SLU dei tiranti di ancoraggio si riferiscono, in accordo alle NTC2018, allo sviluppo di meccanismi di collasso definiti dalla resistenza allo sfilamento mobilitata dal terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono i singoli tiranti. Tali verifiche possono essere effettuate utilizzando la combinazione A1+M1+R3 con i coefficienti parziali del gruppo R3 (riportati in Tabella 8.2), i coefficienti del gruppo A1 sulle azioni e M1 sui parametri geotecnici come da tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2018 [17].

La resistenza di progetto può quindi essere valutata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_r}$$

Tabella 8.2 - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (R3)

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_r	1.1
Permanenti	γ_r	1.2

La resistenza caratteristica allo sfilamento è stata valutata considerando i coefficienti di correlazione ξ3 = ξ4 = 1.8 validi per 1 profilo di indagine disponibile, come da tabella 6.6.III delle NTC 2018 [17].

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}}\right\}$$

È possibile calcolare la resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio attraverso il metodo di Bustamante e Doix (proposto dalle raccomandazioni AGI – AICAP [26]). La resistenza di calcolo allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{a,c}$ è pari al prodotto della superficie laterale del bulbo moltiplicata per la tensione tangenziale ultima τ_{fu}:

$$R_{ac}=\pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_{fu}$$

In cui si assume che:

$$D_s=D \cdot \alpha$$

dove D è il diametro nominale della perforazione e α è un coefficiente maggiorativo determinato a partire dalle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) di Figura 8.15.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5)Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

Figura 8.15 - Valori del coefficiente α

I valori della resistenza tangenziale τ all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di iniezione utilizzata per la realizzazione. Adottando per tale parametro le indicazioni di Figura 8.16 e gli abachi di Bustamante e Doix (1985) in Figura 8.17 e Figura 8.18.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Figura 8.16 - Indicazioni per la scelta del valore di t

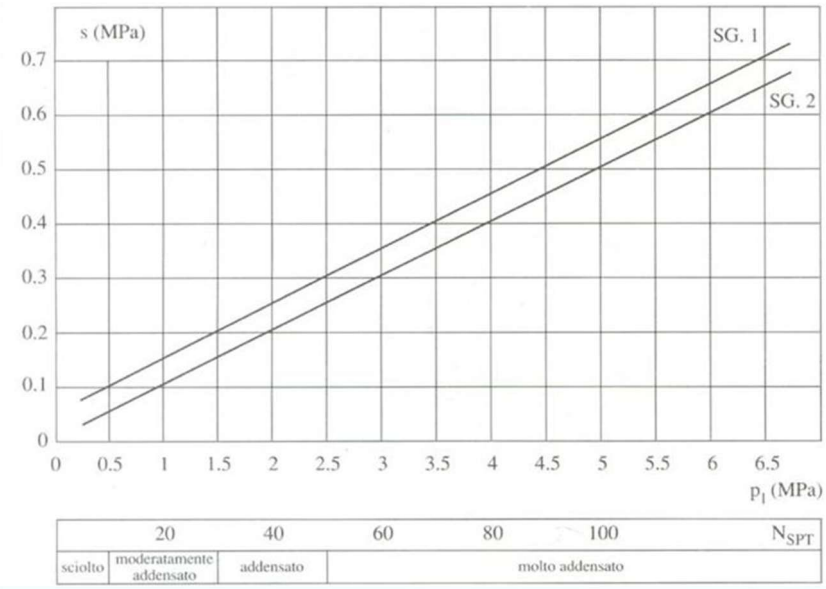


Figura 8.17 - Abaco per il calcolo di τ per sabbie e ghiaie [27]

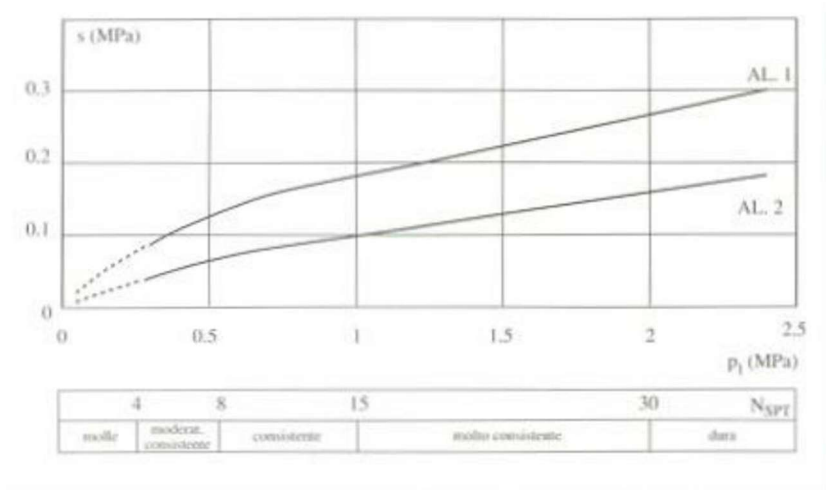


Figura 8.18 - Abaco per il calcolo di τ per argille e limi [27]

8.2.2.2 Verifica dei tiranti

In Tabella 8.3 e Tabella 8.4 vengono mostrate le verifiche a sfilamento ed a rottura dei tiranti in progetto. Per la verifica a rottura del trefolo, la resistenza di progetto del materiale del trefolo è stata definito al capitolo 8.2.1.

La tipologia di iniezione, di tipo IRS per i tiranti in oggetto, condiziona sia il valore del parametro α e di conseguenza il diametro reale del bulbo di fondazione sia il valore della τ_{lim} ricavati sfruttando la teoria e gli abachi di Bustamante & Doix già richiamati. Il materiale in cui si ancorano i tiranti è composto da blocchi in matrice sabbiosa debolmente limosa [14]. I valori di SPT variano tra 25-30 in matrice e rifiuto quando sono stati incontrati i blocchi [14]. Sulla base di quanto sopra il valore del parametro α è stato preso pari a 1.6 (Figura 8.18), mentre il valore di τ_{lim} è stato preso pari a 250 kPa sfruttando la teoria e gli abachi di Bustamante & Doix (Figura 8.17).

Tutte le verifiche, riportate in Tabella 8.3 rispettivamente per i tiranti dell'ordine inferiore (1340 kN) e Tabella 8.4 per i tiranti dell'ordine superiore e miglioria (1430 kN) risultano soddisfatte.

Tabella 8.3 – Verifiche dei tiranti aventi capacità pari a 1340 kN (denominati "Anchor_down")

DATI:			
Inclinazione rispetto all'orizzontale	α	(°)	var
Inclinazione planimetrica (= 0 se lo sviluppo del tirante in pianta è perpendicolare alla paratia)	θ	(°)	0
Lunghezza bulbo di ancoraggio	L_f	(m)	28
Lunghezza libera	L_l	(m)	14
Diametro nominale di perforazione	D_d	(m)	0.17
Metodo di iniezione (IGU o IRS)			IRS
da Boustamante-Doix	α_d	(-)	1.6
Resistenza limite unitaria τ_{lim} o q_s	τ_{lim}/q_s	(kPa)	250
Diametro reale del bulbo di fondazione	D_s	(m)	0.272
n.trefoli			8
Area trefolo	$A_{trefolo}$	(mm^2)	139
Modulo di elasticità per l'acciaio del trefolo	$E_{trefolo}$	(MPa)	210000
Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio armonico f_{yk},per trefoli è chiamata $f_{p(1)k}$ (Per NTC18 all'1% di deformazione $f_{p(1)k}$=1670)	fp(1)k	(MPa)	1670
Fattore di correlazione per calcolare la resistenza caratteristica da prove geotecniche (Per NTC18, in funzione del numero di indagini disponibili = 1.8)	ξ	(-)	1.8
Fattore parziale sulla resistenza dell'ancoraggio (Per NTC18, γ_r = 1.1 temporanei =1.2 permanenti)	γ_r	(-)	1.1
Fattore parziale di sicurezza sulla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, γ_s (Per NTC18 γ_s = 1.15)	γ_s	(-)	1.15
CALCOLO DELLE RESISTENZE			
Resistenza a sfilamento di calcolo	R_{ac}	(kN)	5978.6
Resistenza a sfilamento caratteristica	R_{ak}	(kN)	3321.4
Resistenza a sfilamento di progetto	R_{ad}	(kN)	3019.5
Resistenza a sfilamento di progetto divisa per l'interasse, R_{ad}/m	$R_{ad/i}$	(kN/m)	3019.5
Resistenza caratteristica dei materiali	$R_{p(1)k}$	(kN)	1857
Resistenza di progetto dei materiali	$R_{s(1)d}$	(kN)	1615
VERIFICA A SFILAMENTO, $P_d \le R_{ad}$			
Resistenza a sfilamento di progetto (calcolata sopra)	R_{ad}	(kN)	3019.5
Risultato sollecitazione sul tirante da analisi paratie con combinazione A1+M1	P_d/m	(kN/m)	1430
Massima sollecitazione, P_d	P_d	(kN)	1430
$P_d \le R_{ad}$?			
VERIFICA STRUTTURALE, $P_d \le R_{p(1)d}$:			ok
$P_d \le R_{p(1)d}$?			ok

Tabella 8.4 - Verifiche dei tiranti aventi capacità pari a 1430kN (denominati "Anchor_up" e"Migliorie")

DATI:			
Inclinazione rispetto all'orizzontale	α	(°)	var
Inclinazione planimetrica (= 0 se lo sviluppo del tirante in pianta è perpendicolare alla paratia)	θ	(°)	0
Lunghezza bulbo di ancoraggio	L_f	(m)	32
Lunghezza libera	L_l	(m)	10
Diametro nominale di perforazione	D_d	(m)	0.17
Metodo di iniezione (IGU o IRS)			IRS
da Boustamante-Doix	α_d	(-)	1.6
Resistenza limite unitaria τ_{lim} o q_s	τ_{lim}/q_s	(kPa)	250
Diametro reale del bulbo di fondazione	D_s	(m)	0.272
n.trefoli			8
Area trefolo	$A_{trefolo}$	(mm^2)	139
Modulo di elasticità per l'acciaio del trefolo	$E_{trefolo}$	(MPa)	210000
Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio armonico f_{yk}, per trefoli è chiamata $f_{p(1)k}$ (Per NTC18 all'1% di deformazione $f_{p(1)k}$=1670)	$f_{p(1)k}$	(MPa)	1670
Fattore di correlazione per calcolare la resistenza caratteristica da prove geotecniche (Per NTC18, in funzione del numero di indagini disponibili = 1.8)	ξ	(-)	1.8
Fattore parziale sulla resistenza dell'ancoraggio (Per NTC18, γ_r = 1.1 temporanei =1.2 permanenti)	γ_r	(-)	1.1
Fattore parziale di sicurezza sulla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, γ_s (Per NTC18 γ_s = 1.15)	γ_s	(-)	1.15
CALCOLO DELLE RESISTENZE			
Resistenza a sfilamento di calcolo	R_{ac}	(kN)	6832.6
Resistenza a sfilamento caratteristica	R_{ak}	(kN)	3795.9
Resitenza a sfilamento di progetto	R_{ad}	(kN)	3450.8
Resitenza a sfilamento di progetto divisa per l'interasse, R_{ad}/m	R_{ad}/i	(kN/m)	3450.8
Resistenza caratteristica dei materiali	$R_{p(1)k}$	(kN)	1857
Resistenza di progetto dei materiali	$R_{s(1)d}$	(kN)	1615
VERIFICA A SFILAMENTO, $P_d \leq R_{ad}$			
Resitenza a sfilamento di progetto (calcolata sopra)	R_{ad}	(kN)	3450.8
Risultato sollecitazione sul tirante da analisi paratie con combinazione A1+M1	P_d/m	(kN/m)	1430
Massima sollecitazione, P_d	P_d	(kN)	1430
$P_d \leq R_{ad}$?			
VERIFICA STRUTTURALE, $P_d \leq R_{p(1)d}$:			ok
$P_d \leq R_{p(1)d}$?			ok

9 Conclusioni

Nel lavoro di tesi si è analizzata la stabilità di una struttura di contenimento che contrasta un versante interessato da un esteso movimento franoso. Il muro in questione è stato realizzato negli anni tra il 1963 e il 1966 a seguito dell'allargamento del piazzale di stazione per consentire l'aggiunta di due ulteriori binari, incidendo al piede il versante con uno sbancamento.

Grazie alle indagini svolte in sito negli anni è stato possibile ricostruire la sezione stratigrafica da analizzare. Le indagini hanno compreso sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni e prove SPT in foro, prove penotrometriche statiche e dinamiche e indagini sismiche di superficie.

Dalle indagini è stato possibile distinguere sei strati di terreno ed i rispettivi parametri di resistenza:

- detrito di frana;
- detrito di versante;
- alluvioni argillose-limose-torbose;
- alluvioni ghiaioso-sabbiose mediamente addensate;
- alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate;
- calcescisti.

Studiando i dati di monitoraggio storici derivanti da misure inclinometriche e piezometriche è stato possibile definire le principali superfici di scivolamento e, approssimativamente, il livello di falda del versante. Correlando le misure del sistema di monitoraggio automatico di *early-warning* attualmente attivo in sito, è stato evidenziato che i movimenti più significativi si registrano durante i periodi piovosi.

Attraverso i dati disponibili è stato realizzato un modello geologico-geotecnico del versante impiegato per effettuate le analisi di stabilità all'equilibrio limite a ritroso (Back Analysis). Lo scopo di queste analisi è tarare i parametri del modello e verificare che i parametri stimati fossero effettivamente quelli reali. Nella back analysis i parametri che sono entrati in gioco sono stati la variazione del livello di falda, in quanto è il parametro che presentava maggiore incertezza, e l'angolo di attrito dei due strati più superficiali, l'efficienza del sistema di tiranti di consolidamento. Tali parametri sono stati modificati fino a quando i risultati hanno evidenziato la formazione delle stesse superfici di scivolamento viste tramite le misurazioni degli inclinometri con un fattore di sicurezza plausibile con i movimenti registrati nel corso degli anni.

La back analysis ha portato una leggera variazione dell'angolo di attrito rispetto ai valori medi ottenuti nelle prove di laboratorio e un innalzamento del livello di falda a monte del muro. Tali analisi sono state effettuate considerando diversi scenari quali la presenza o meno di ancoraggi e un livello di falda basso, che si presuppone essere quello più vicino alla realtà e un livello di falda più alto, per simulare una condizione critica.

Come atteso, le analisi hanno evidenziato una situazione di leggera instabilità nello scenario di falda bassa e con la presenza di ancoraggi che trova conferma con i continui movimenti dell'opera nel corso degli anni. L'innalzamento della falda comporta ovviamente un aumento dell'instabilità.

Successivamente, tramite l'ausilio di analisi numeriche agli elementi finiti *RS2* si è verificato e confrontato il modello con i risultati ottenuti con il metodo dell'equilibrio limite. L'analisi FEM ha confermato i risultati dell'analisi all'equilibrio limite in termini di scenari critici; inoltre, ha consentito di analizzare le sollecitazioni sul sistema di tiranti, che risultano non sufficienti a garantire fattori di sicurezza adeguati rispetto al cinematismo di collasso globale muro-terreno.

Infine, è stata studiata una proposta di intervento per mettere in sicurezza il versante attraverso l'aggiunta di ulteriori due ordini di tiranti sul muro di sostegno, con lunghezza maggiorata e sufficiente a raggiungere il bedrock, e di un sistema di n.8 tiranti più a monte lungo il versante in modo da stabilizzare le porzioni che dalle analisi numeriche risultavano più critiche. Con questo intervento, l'analisi di stabilità globale conferma una situazione di stabilità anche rispetto a livelli di falda eccezionale (medio-alta).

In conclusione, dopo un'attenta analisi del problema si può affermare che le realizzazioni dei tiranti negli anni precedenti non hanno comportato significativi miglioramenti in termini di stabilità dell'opera, riscontrando che tali ancoraggi non intercettano le principali superfici di scivolamento e non hanno lunghezza sufficiente per intercettare lo strato più stabile e compatto, costituito dai calcescisti. L'intervento proposto migliora le condizioni di stabilità rispetto al collasso globale muro-terreno. Altri interventi complementari, utili all'abbassamento del rischio di dissesto, coinvolgono il mantenimento di sistemi di drenaggio a tergo efficienti, per abbassare il livello della falda, interventi di consolidamento al piede e protezione (es. galleria paramassi), interventi ingegneria naturistica per mitigare l'infiltrazione e l'erosione. La risoluzione della situazione di rischio è da anni sotto l'attenzione dell'ente gestore che sta progettando interventi di stabilizzazione definitiva.

10 Bibliografia

[1] I. C. L. B. B. M. B. A. Trigila A., «Dissesto idregeologico in Italia: pericolosità e inidicatori di rischio,» 2021.

[2] A. L. A. P. A. L. A. V. ISPRA, Linee guida per il monitoraggio delle frane, 2021.

[3] Gestecno, «Gestecno,» [Online]. Available: https://www.gestecno.it/inclinometro-fisso-da-foro/.

[4] Regione Liguria - Dipartimento Ambiente, «regione.liguria,it,» [Online]. Available: https://www.regione.liguria.it/components/com_publiccompetitions/includes/download.php?id=41262:manuale-tecnico-controllo-spostamenti.pdf.

[5] Pizzi Instruments, «pizzi-instruments,» [Online]. Available: https://pizzi-instruments.it/products/estensimetro-ad-asta/.

[6] Gestecno, «Gestecno,» [Online]. Available: https://www.gestecno.it/piezometri-di-casagrande/.

[7] Pizzi Instruments, «pizzi-instruments,» [Online]. Available: https://pizzi-instruments.it/products/piezometri-elettrici/.

[8] «Geologo Barbero,» [Online]. Available: https://geologobarbero.it/cosa-sono-le-indagini-geofisiche/.

[9] Pizzi Instruments, «pizzi-instruments,» [Online]. Available: https://pizzi-instruments.it/products/estensimetro-a-filo/.

[10] Pizzi Instruments, «pizzi-instruments,» [Online]. Available: https://pizzi-instruments.it/products/clinometro-mems/.

[11] Worldsensing, «worldsensing.com,» worldsensing, [Online]. Available: https://www.worldsensing.com/product/tiltmeter/.

[12] A. Ferretti, C. Prati e F. Rocca, «IEEE Xplore,» [Online]. Available: https://ieeexplore.ieee.org/document/898661.

[13] Gestecno, «Gestecno,» [Online]. Available: https://www.gestecno.it/cella-di-carico-elettrica-per-tiranti/.

[14] g. R. C., «Dissesto del versante a monte della stazione ferroviaria».

[15] IdroGEO, «Idrogeo,» [Online]. Available: idrogeo.isprambiente.it.

[16] «GeoBrowser Maps,» [Online]. Available: https://natura-territorio.provincia.bz.it/it/geobrowser-maps.

[17] *NTC,* 2018.

[18] INGV, «Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia,» [Online]. Available: https://esse1-gis.mi.ingv.it.

[19] M. L. R. C. B. L. P. G. A. A. Andrea Rovida, «Italian Parametric Earthquake Catalogue CPTI15,» INGV, 2022.

[20] M. e. al., «ResearchGate,» INGV, [Online]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Seismogenetic-zones-for-Italy-according-to-Meletti-et-al-2008_fig1_48330163.

[21] R. B. Kathleen M. Haller, «ResearchGate,» INGV & USGS, [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/232275452_Developing_Seismogenic_Source_Models_Based_on_Geologic_Fault_Data.

[22] EUCentre, «EUCENTRE,» [Online]. Available: https://ecliq.eucentre.it/map.html.

[23] [Online]. Available: https://meteo.provincia.bz.it.

[24] F. Catanzariti, «GeoStru,» [Online]. Available: https://www.geostru.eu/blog/2018/06/21/stabilita-dei-pendii-2/?srsltid=AfmBOopgwdcSF5j0IS3bL8PlnuBgYcpcFJ9ZCMfGccRPdASpZ7fxAFYD.

[25] Rocscience, «Rocscience,» [Online]. Available: https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/ssr-stability-analysis.

[26] Associazione AICAP, [Online]. Available: http://www.associazioneaicap.com/pubblicazione-in-vendita-presso-aicap/.

[27] «Slideserve,» [Online]. Available: https://www.slideserve.com/sian/micropali-prefabbricati.

[28] Rocscience, «Rocscience,» [Online]. Available: https://www.rocscience.com/help/rs2/tutorials/slope-stability/shear-strength-reduction-ssr.

11 Indice delle figure

Figura 2.1 - Utilizzo del monitoraggio per la fase di studio e indagini e per la fase di esecuzione dell'intervento [2] 6
Figura 2.2 - Esempio di ridondanza dei sistemi di misura del movimento del dissesto 11
Figura 3.1 - Guide del tubo inclinometrico A e B [4] 19
Figura 3.2 - Tubo e sonde inclinometriche fisse [3] 19
Figura 3.3 - Estensimetro multibase [5] 20
Figura 3.4 - Piezometro di Casagrande e piezometro a tubo aperto [6] 21
Figura 3.5 - Piezometro elettrico [7] 21
Figura 3.6 - Linea tomografica [8] 22
Figura 3.7 - Estensimetro a filo [9] 23
Figura 3.8 Schema del posizionamento dei sensori clinometrici su versante in frana [11] 23
Figura 3.9 - Stazione totale robotizzata 24
Figura 3.10 - Postazione GNSS 25
Figura 3.11 - Scansione laserscanner 26
Figura 3.12 - Interferometria satellitare 27
Figura 3.13 - Cella di carico su tiranti di ancoraggio a trefoli 27
Figura 4.1 – Aerofotogrammetria dell'area di studio (Google Earth). In rosso è riportata l'area oggetto di approfondimento 28
Figura 4.2 - Foto frontale del muro in esame 28
Figura 4.3 - Carta geologica [14] 29
Figura 4.4 - Estratto Inventario IFFI dell'area oggetto di studio [15] 31
Figura 4.5 - Stralcio dell'IFFI ricavato dal Geoportale Idrogeo [15] 32
Figura 4.6 - Geomorfologia [14] 32
Figura 4.7 - Planimetria corpo frana [14] 33
Figura 4.8 - Classi di permeabilità e valori del grado di permeabilità (m/s) individuati nell'area [14] 35
Figura 4.9 - Matrice intensità-frequenza per determinare i livelli di pericolo [16] 36
Figura 4.10 - Stralcio della Pericolosità da Frana riportata nei Piani delle zone di pericolo (PZP) [16] 37
Figura 4.11 - Stralcio della Pericolosità da Valanga riportata nei Piani delle zone di pericolo (PZP) [16] 38
Figura 4.12 - Stralcio delle Zone a rischio geologico D.L. 180, 11.6.1998 [16] 39
Figura 4.13 - Valori di pericolosità sismica in termini di accelerazione massima (g) su suolo rigido nell'intorno dei siti di progetto da elaborazioni DPC-INGV S1 [18] 40
Figura 4.14 - Contesto sismo-tettonico della regione estesa nell'intorno dei siti di progetto: i poligoni in nero rappresentano i confini delle sorgenti sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), i cerchietti colorati rappresentano gli epicentri dei terremoti inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI15) [18] 41
Figura 4.15 - Sorgenti sismogenetiche individuali e composite dal "Database of Individual Seismogenic Sources" (DISS 3.3.0) [18] 42
Figura 4.16 - Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità (PGA) per il punto di griglia più prossimo al sito di progetto per una probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (da elaborazioni DPC-INGV S1 [18] 43
Figura 4.17 - Storia sismica in termini di intensità macrosismica (IMCS) associata al Comune del sito di riferimento [19] 43
Figura 4.18 - Schema muro di controripa anni '80 45
Figura 4.19 - Schema interventi anni '80 e 2011 46
Figura 4.20 Prospetto intervento 2023-24 46
Figura 4.21 - Schema e sezione di progetto 2023-24 47
Figura 5.1 - Planimetria 1995 Inclinometri, Estensimetri, Piezometri (auto), Inclinometri con sonde fisse (5÷8), 167 sensori 51
Figura 5.2 - Schema al 2007 52

Figura 5.3 - Schema al 2013 52
Figura 5.4 - Planimetria indicativa delle indagini pregresse. In giallo gli inclinometri, in blu i piezometri... 54
Figura 5.5 - Planimetria dei sondaggi e indicazione delle sezioni analizzate 55
Figura 5.6 - Sezione C - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca 56
Figura 5.7 - Sezione D - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca 56
Figura 5.8 - Sezione E - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca 57
Figura 5.9 - Sezione F - Cinematismi con il risultato del monitoraggio inclinometrico dell'epoca 57
Figura 5.10 - TIV B1 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000 58
Figura 5.11 - TIV B2 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000 58
Figura 5.12 - TIV B5 – Monitoraggio inclinometrico e precipitazioni del 1999-2000 59
Figura 5.13 - TIV S5 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000 60
Figura 5.14 - TIV S7 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000 61
Figura 5.15 - TIV S9 – Monitoraggio inclinometrico del 1996-2000 62
Figura 5.16 - TIV A1– Monitoraggio inclinometrico del 2004-2008 64
Figura 5.17 – TIV A3 – Monitoraggio inclinometrico del 2004-2008 65
Figura 5.18- TIV NS7- Monitoraggio inclinometrico del 1998-2008 66
Figura 5.19 - Monitoraggio satellitare - Risultati in planimetria riferiti alla traiettoria discendente del satellite 67
Figura 5.20 - Monitoraggio satellitare - Andamento spostamenti nel tempo per le aree ATS 5, 6, 7 di Figura 4.16 riferiti alla traiettoria discendente del satellite 68
Figura 5.21 - Monitoraggio piezometrico del 1999-2000 72
Figura 5.22 - Andamento dell'altezza del manto nevoso nel 1999-2000 72
Figura 5.23 - Monitoraggio estensimetrico del 1999-2000 73
Figura 6.1 - Mire topografiche installate sul muro 76
Figura 6.2 - Schema generico del sistema di numerazione delle mire ottiche, compresa la stazione totale a cui fanno riferimento 76
Figura 6.3 – Stazione Totale S2 77
Figura 6.4 - Monitoring node e gateway installati nella sala dati 77
Figura 6.5 - Clinometri installati sul muro 78
Figura 6.6 - Clinometri cablati biassiali e clinometri wireless triassiali 79
Figura 6.7 - Unità di acquisizione trasmissione loop clinometri e meteo 79
Figura 6.8 – Piattaforma web-GIS per la consultazione delle misure in tempo reale 80
Figura 6.9 - Posizione delle stazioni totali (S1 e S2) installate evidenziate in verde. Il monitoraggio del contorno (piezometrico in blu e inclinometrico in magenta) non è attivo 80
Figura 6.36 - Precipitazione annue in mm dal 1980 al 2024 82
Figura 7.1 - Estratto della nuvola di punti - Muro di sostegno (CloudCompare) 84
Figura 7.2 - Estratto della nuvola di punti - Versante in frana con muro di sostegno (CloudCompare) 84
Figura 7.3 - Sezione rappresentativa di calcolo (Slide2) 85
Figura 7.4 - Legenda geologica 85
Figura 7.5 - Forze applicate all' i-esima striscia dell'ammasso con superficie di scivolamento circolare 88
Figura 7.6 - Metodo di Fellenius 89
Figura 7.7 - Metodo di Bishop Semplificato 90
Figura 7.8 - Metodo di Janbu Semplificato 90
Figura 7.9 – Fattore correttivo f_0 91
Figura 7.10 - Metodo di Spencer 91
Figura 7.11 - Metodo di Morgenstern - Price 92
Figura 7.12 – Analisi del FS in assenza di ancoraggi (Slide2) 96
Figura 7.13 - Analisi di sensibilità variando WT e ϕ_{Dv} (Slide2) 97
Figura 7.14 - Analisi di sensibilità variando ϕ_{Dv} (Slide2) 97
Figura 7.15 - Analisi di sensibilità variando WT (Slide2) 98
Figura 7.16 - Analisi del FS in presenza di ancoraggi (Slide2) 98
Figura 7.17 - Analisi di sensibilità variando WT, ϕ_{Df} e AF (Slide2) 99

Figura 7.18 - Analisi di sensibilità variando ϕ_{Df} (Slide2) 99
Figura 7.19 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta e in assenza di ancoraggi (Slide2)..... 100
Figura 7.20 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in assenza di ancoraggi, valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2) 100
Figura 7.21 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in assenza di ancoraggi (Slide2)..... 101
Figura 7.22 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in assenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2) 101
Figura 7.23 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in presenza di ancoraggi (Slide2)..... 102
Figura 7.24 - Analisi del FS con ipotesi di falda più alta, in presenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2) 102
Figura 7.25 - Analisi del FS con ipotesi di falda bassa, in presenza di ancoraggi (Slide2)..... 103
Figura 7.26 - Analisi del FS con ipotesi di falda più bassa, in presenza di ancoraggi: valutazione delle superfici intercettanti l'opera di sostegno con FS minimo (Slide2) 104
Figura 7.27 - Superfici di scivolamento definite dallo storico dei dati inclinometrici (S1, S2 e S3) (Slide2) 105
Figura 7.28 - Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S3 (Slide2) 105
Figura 7.29 - Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S2 (Slide2) 106
Figura 7.30 Analisi di FS sulla Superficie di scivolamento S1 (Slide2)..... 106
Figura 7.31 - Analisi di sensibilità su S3 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)..... 107
Figura 7.32 - Analisi di sensibilità su S3 variando WT (Slide2) 107
Figura 7.33 - Analisi di sensibilità su S3 variando ϕ_{Dv} (Slide2) 108
Figura 7.34 - Analisi di sensibilità su S3 variando AF (Slide2) 108
Figura 7.35 - Analisi di sensibilità su S2 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)..... 108
Figura 7.36 - Analisi di sensibilità su S2 variando ϕ_{Dv} (Slide2) 109
Figura 7.37 - Analisi di sensibilità su S2 variando WT (Slide2) 109
Figura 7.38 - Analisi di sensibilità su S2 variando AF (Slide2) 109
Figura 7.39 - Analisi di sensibilità su S1 variando WT, ϕ_{Dv} e AF (Slide2)..... 110
Figura 7.40 - Analisi di sensibilità su S1 variando ϕ_{Dv} (Slide2) 110
Figura 7.41 - Analisi di sensibilità su S1 variando WT (Slide2) 110
Figura 7.42 - Analisi di sensibilità su S1 variando AF (Slide2) 111
Figura 7.43 - Diversi approcci FEM..... 112
Figura 7.44 - Metodi numerici e software dedicati alla modellazione geotecnica 113
Figura 7.45 - Metodo FEM..... 113
Figura 7.46 - Discretizzazione del profilo 114
Figura 7.47 – Vincoli e mesh del versante in esame (RS2) 116
Figura 7.48 – Spostamenti totali sul versante (RS2) 118
Figura 7.49 – Concentrazione delle deformazioni di taglio in condizioni limite SRF=0.92 (RS2) 118
Figura 7.50 – Deformazione massima a taglio SRF=1 (RS2) 119
Figura 7.51 - Analisi del FS con metodo LEM (Slide2)..... 119
Figura 7.52 – Forza assiale nei due tiranti con SRF=1 (RS2) 120
Figura 7.53 – Forza assiale nei due tiranti con SRF=0.92 (RS2) 121
Figura 8.1 – Proposta di intervento con realizzazione di nuovi tiranti (Slide2) 122
Figura 8.2 – Analisi del FS con l'ipotesi di nuovi tiranti con falda media (Slide2) 123
Figura 8.3 - Analisi di sensibilità su AF (Slide2)..... 124
Figura 8.4 - Analisi di sensibilità variando WT e ϕ (Slide2) 124
Figura 8.5 - Analisi del FS con l'ipotesi di nuovi tiranti con falda alta (Slide2)..... 125
Figura 8.6 – Spostamenti totali SRF=1 (RS2)..... 125
Figura 8.7 – Deformazione a taglio massima SRF=1 (RS2) 126
Figura 8.8 – Zone di plasticizzazione e relativa numerazione (RS2) 126
Figura 8.9 – Forza Assiale nei tiranti denominati "Anchor_Down" (RS2)..... 127
Figura 8.10 – Taglio nei tiranti denominati "Anchor_Down" (RS2)..... 127
Figura 8.11 – Forza Assiale nei tiranti denominati "Anchor_Up" (RS2) 128

Figura 8.12 - Taglio nei tiranti denominati “Anchor_Up” (RS2) 128
Figura 8.13 – Forza Assiale nei tiranti denominati “Migliorie” (RS2) 128
Figura 8.14 – Taglio nei tiranti denominati “Migliorie” (RS2) 129
Figura 8.15 - Valori del coefficiente α 131
Figura 8.16 - Indicazioni per la scelta del valore di t 131
Figura 8.17 - Abaco per il calcolo di τ per sabbie e ghiaie [27] 132
Figura 8.18 - Abaco per il calcolo di τ per argille e limi [27] 132
Figura 6.10 - Concio 1 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 145
Figura 6.11 - Concio 2 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 146
Figura 6.12 - Concio 3 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 146
Figura 6.13 - Concio 4 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 147
Figura 6.14 - Concio 5 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 147
Figura 6.15 - Concio 6 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 148
Figura 6.16 - Concio 7 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 148
Figura 6.17 - Concio 8 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 149
Figura 6.18 - Concio 9 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione Andamento da inizio misurazioni 149
Figura 6.19 - Concio 10 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 150
Figura 6.20 - Concio 11 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 150
Figura 6.21 - Concio 12 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 151
Figura 6.22 - Concio 1 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 151
Figura 6.23 - Concio 2 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 152
Figura 6.24 - Concio 3 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 152
Figura 6.25 - Concio 4 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 153
Figura 6.26 - Concio 5 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 153
Figura 6.27 - Concio 6 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 154
Figura 6.28 - Concio 7 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 154
Figura 6.29 - Concio 8 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 155
Figura 6.30 - Concio 9 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 155
Figura 6.31 - Concio 10 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 156

Figura 6.32 - Concio 11 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 156
Figura 6.33 - Concio 12 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni 157
Figura 6.34 - Clinometro triassiale 1 - Andamento da inizio misurazioni..... 157
Figura 6.35 - Clinometro triassiale 2 - Andamento da inizio misurazioni..... 158

12 Indice delle tabelle

Tabella 2.1 Scala delle velocità e dei danni prodotti dalle frane, Classificazione della IUGS/WGL (1995) [2]5
Tabella 4.1 Azione sismica di riferimento (periodo di riferimento 100anni) secondo NTC2018. 44
Tabella 4.2 Cronologia interventi 47
Tabella 5.1 Livelli di falda registrati nei piezometri PZ1, PZ2 e PZ3 71
Tabella 5.2 Livelli di falda registrati nei sondaggi 71
Tabella 7.1 Parametri geomeccanici disponibili degli strati del versante. 87
Tabella 7.2 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione numerica all'Equilibrio Limite. (*) indica i parametri variati nelle back-analysis. 95
Tabella 7.3 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione degli elementi di supporto. (*) indica i parametri variati nella back analysis 95
Tabella 7.4 Variazione del FS a seconda dei casi analizzati. 104
Tabella 7.5 Caratteristiche meccaniche adottate nella modellazione numerica agli Elementi Finiti (FEM)..116
Tabella 7.6 Confronto dei risultati tra i due software di analisi.....117
Tabella 8.1 - Acciaio armonico per trefoli (per tiranti attivi)..... 130
Tabella 8.2 - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (R3) 131
Tabella 8.3 – Verifiche dei tiranti aventi capacità pari a 1340 kN (denominati "Anchor_down")..... 133
Tabella 8.4 - Verifiche dei tiranti aventi capacità pari a 1430kN (denominati "Anchor_up" e"Migliorie") . 134

13 Appendice

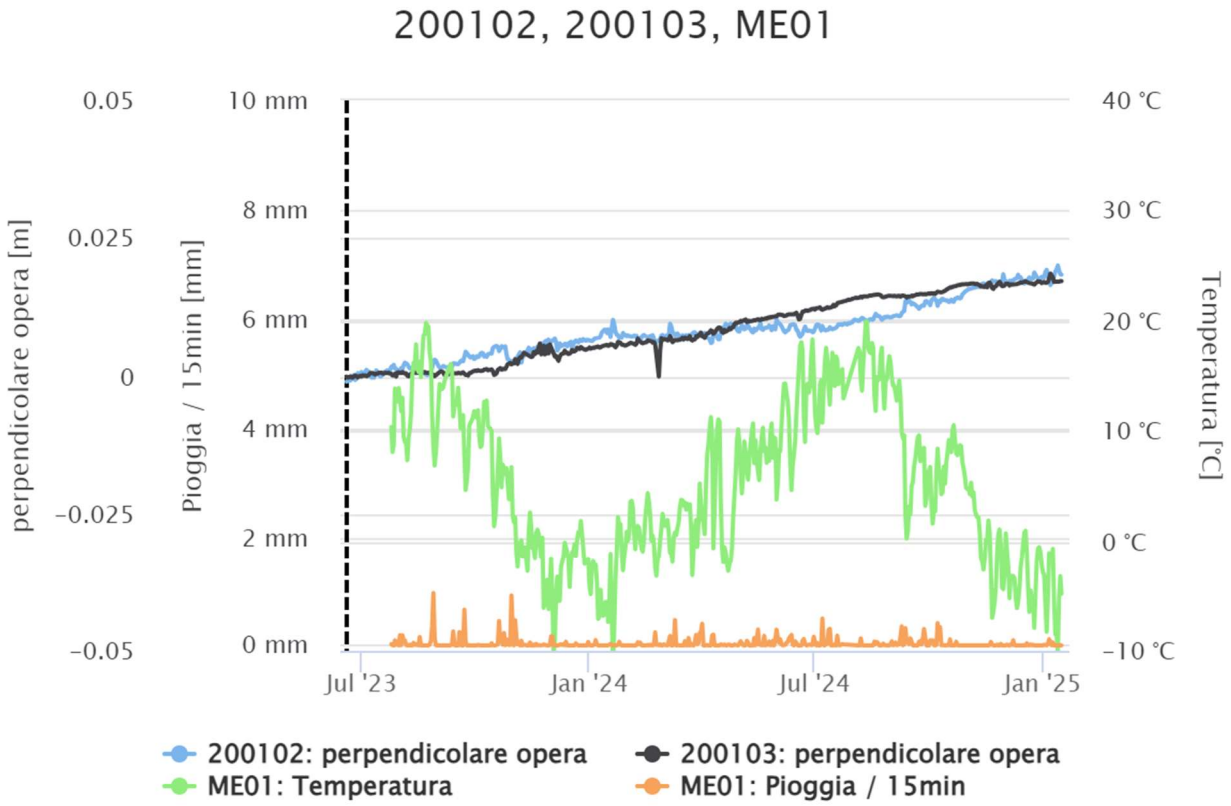


Figura 13.1 - Concio 1 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

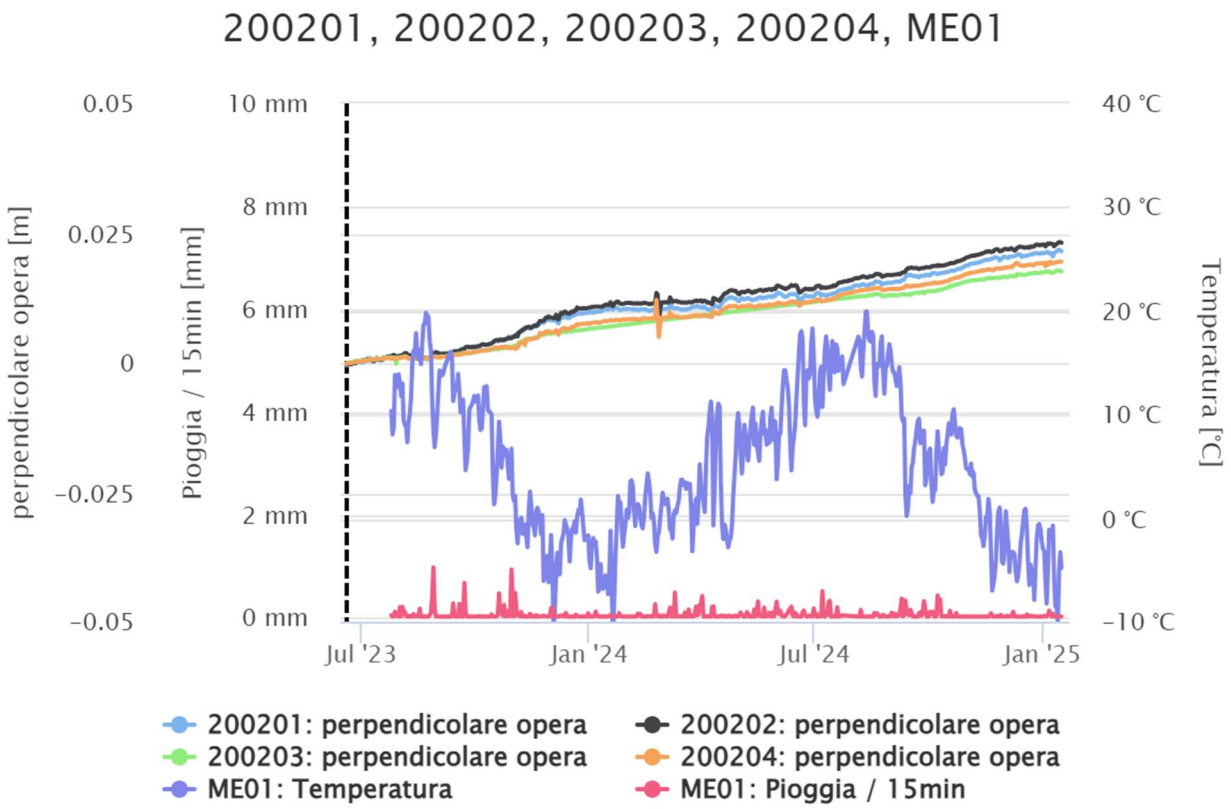


Figura 13.2 - Concio 2 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

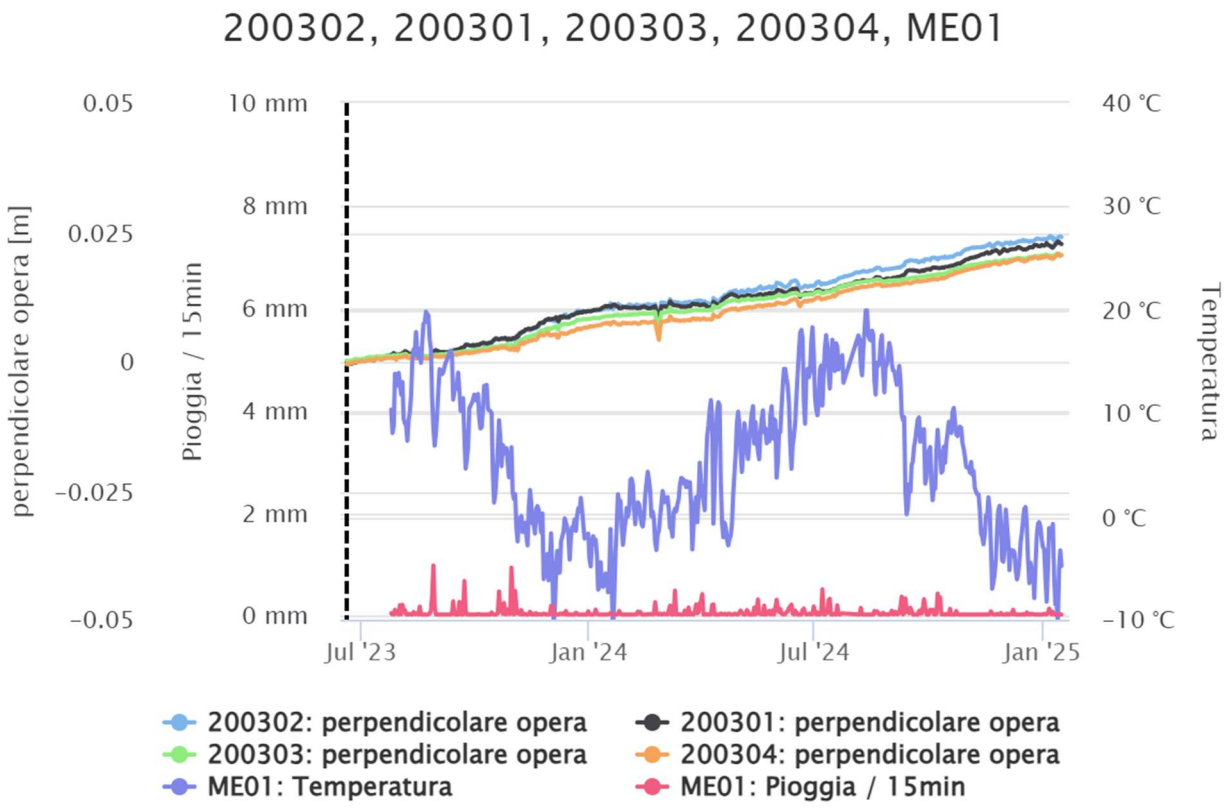


Figura 13.3 - Concio 3 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

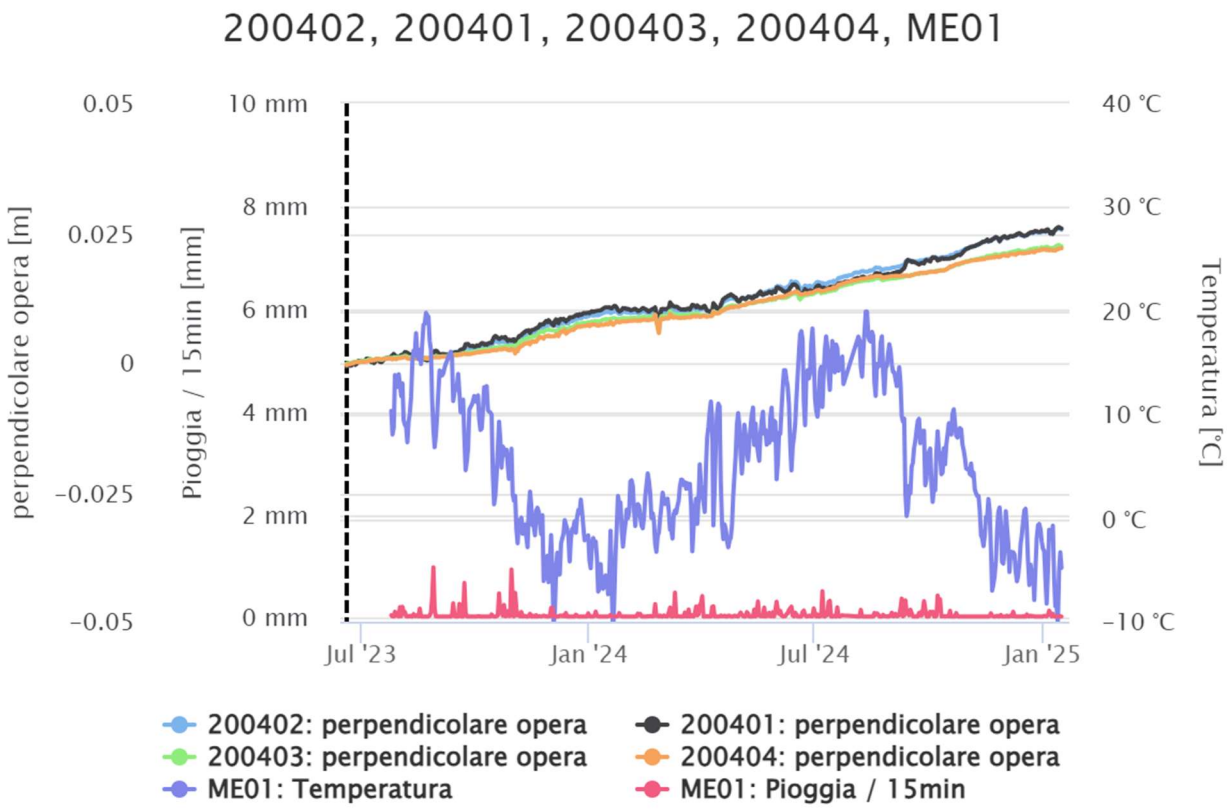


Figura 13.4 - Concio 4 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

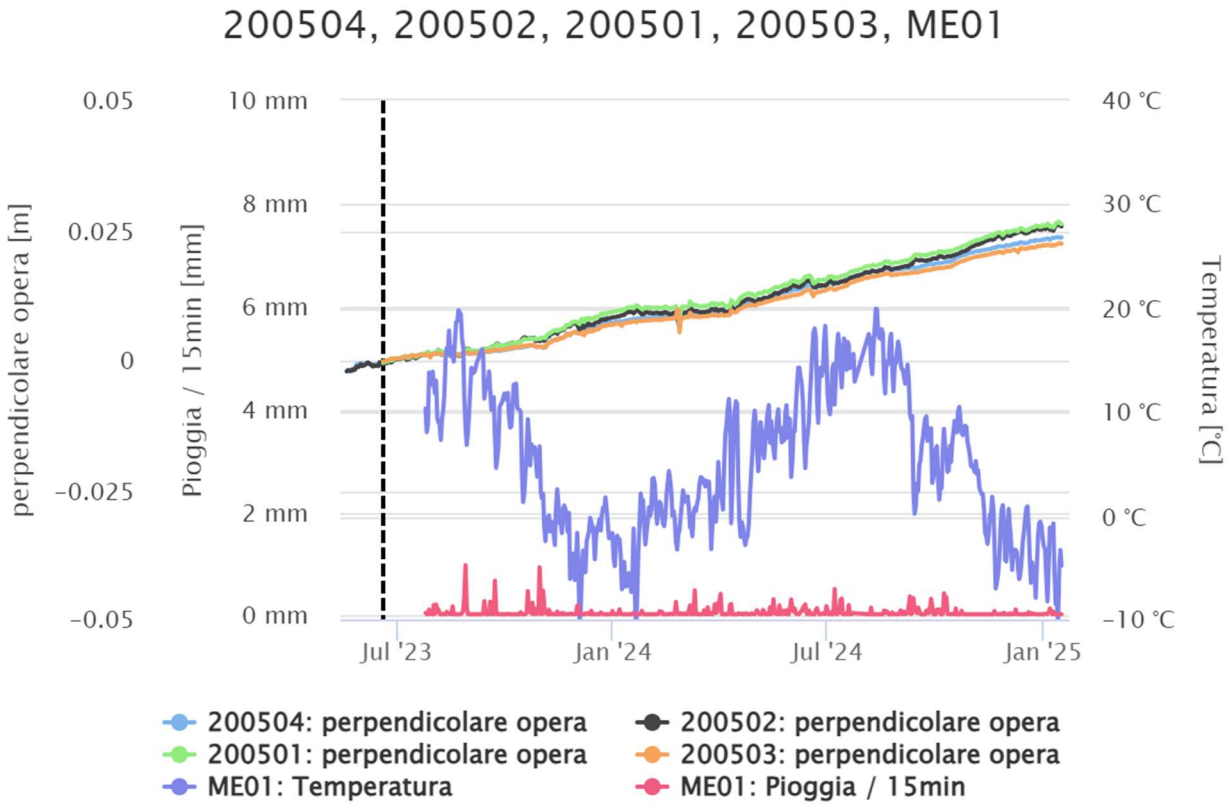


Figura 13.5 - Concio 5 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

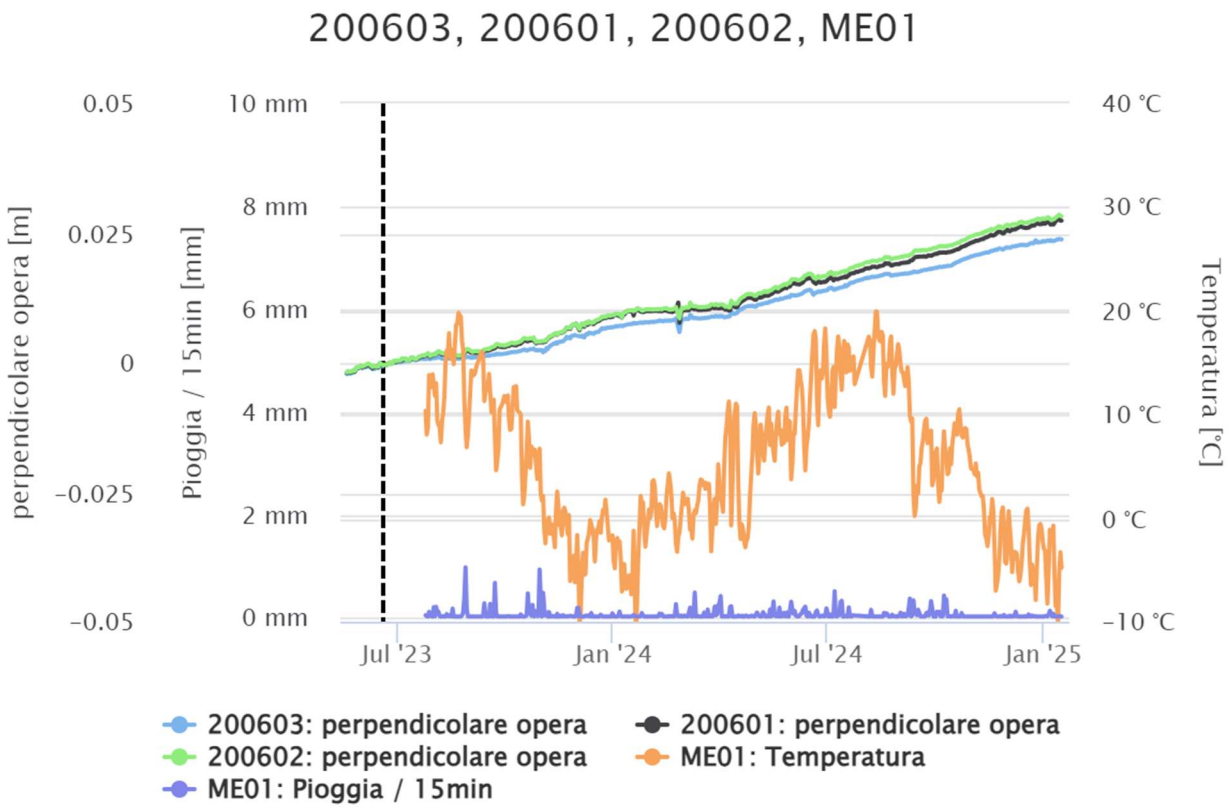


Figura 13.6 - Concio 6 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

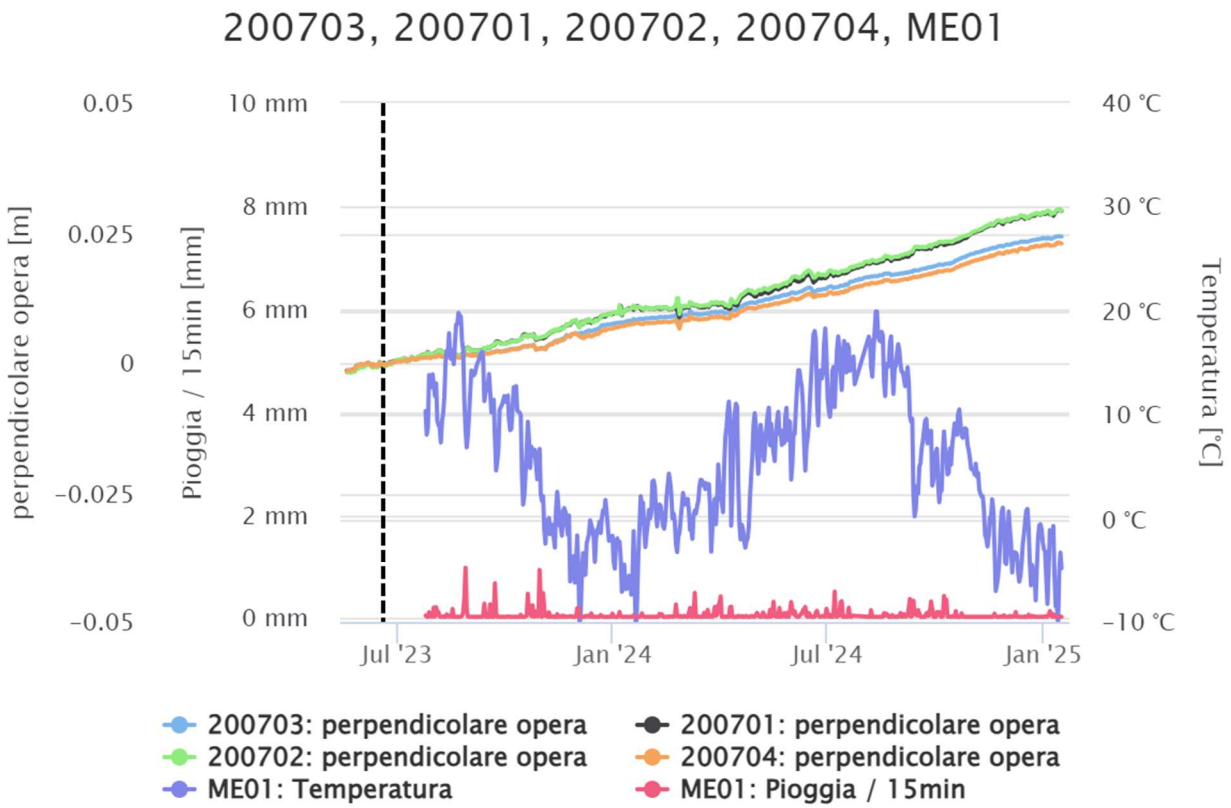


Figura 13.7 - Concio 7 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

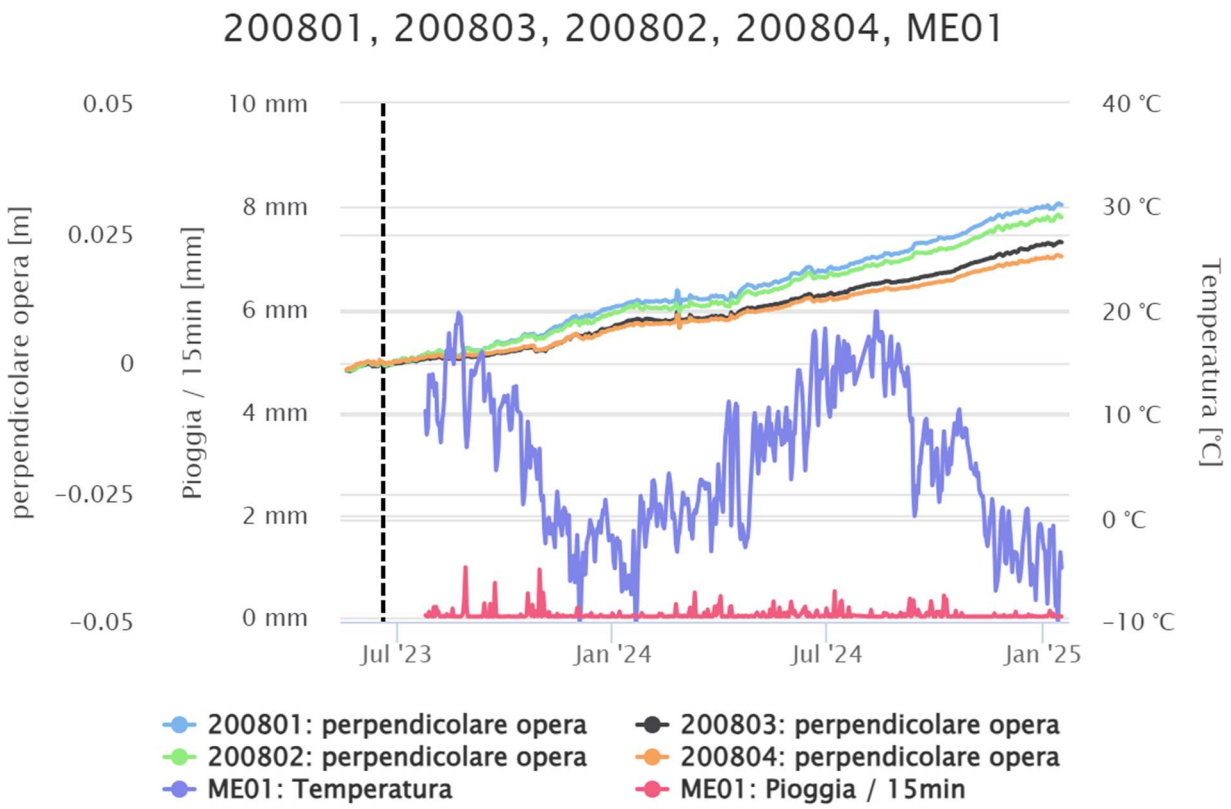


Figura 13.8 - Concio 8 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

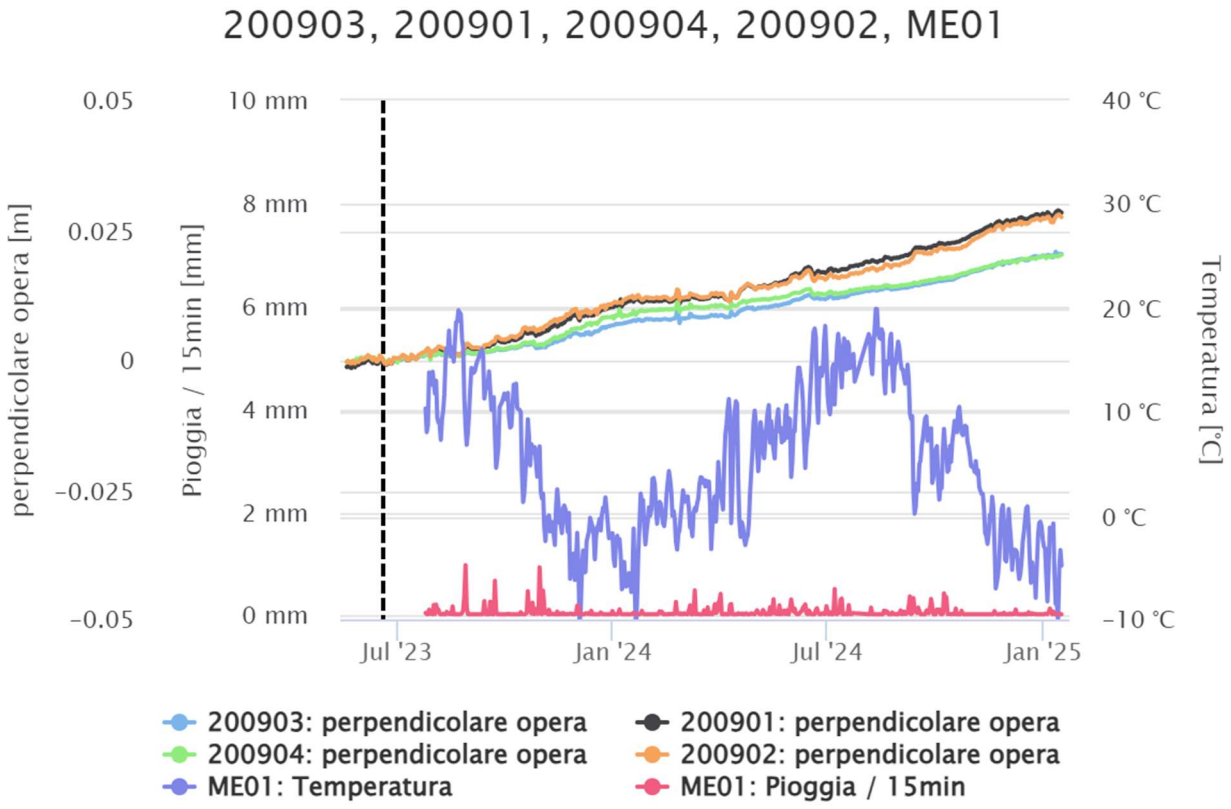


Figura 13.9 - Concio 9 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione Andamento da inizio misurazioni

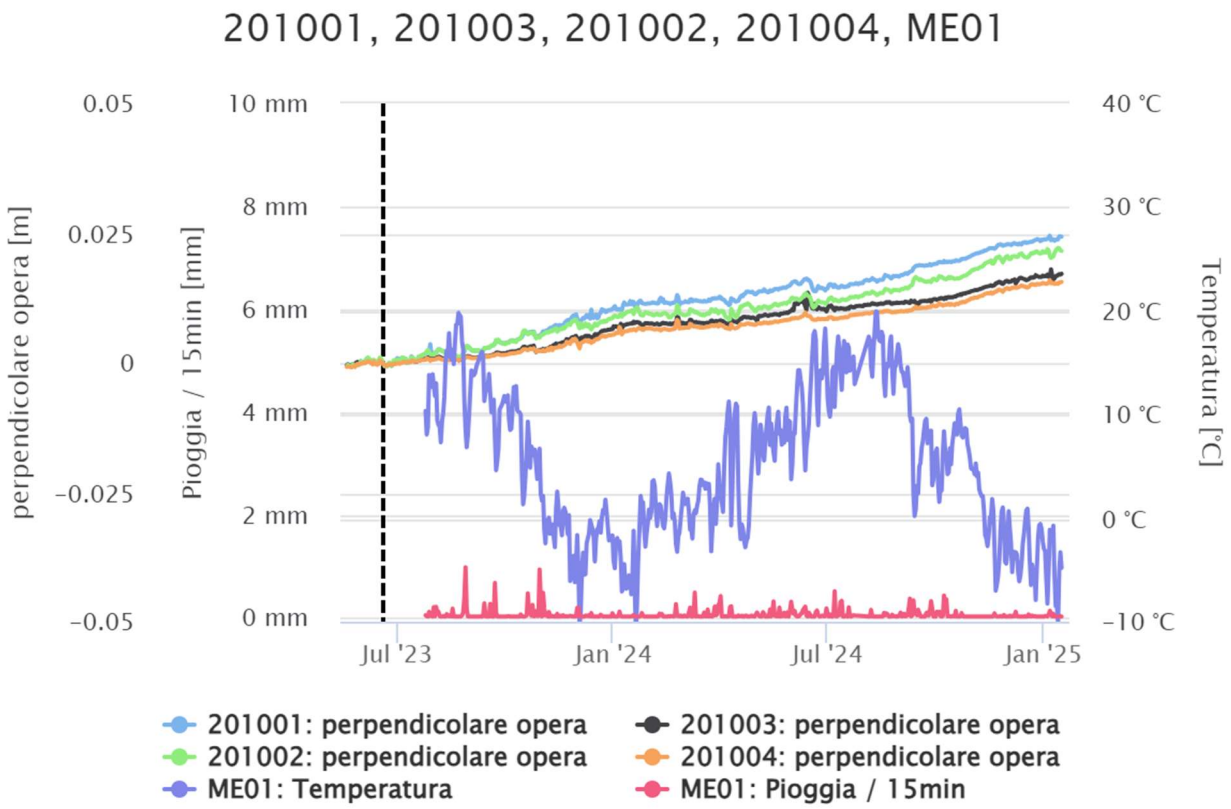


Figura 13.10 - Concio 10 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

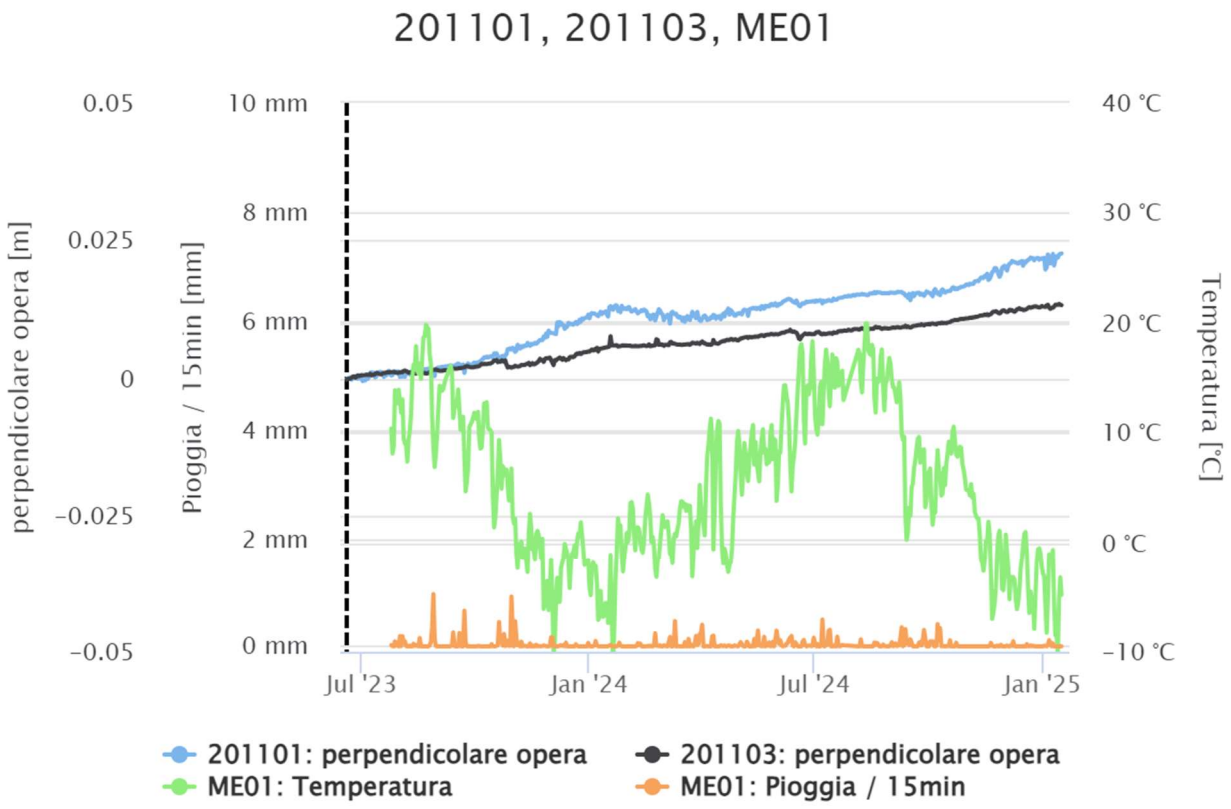


Figura 13.11 - Concio 11 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

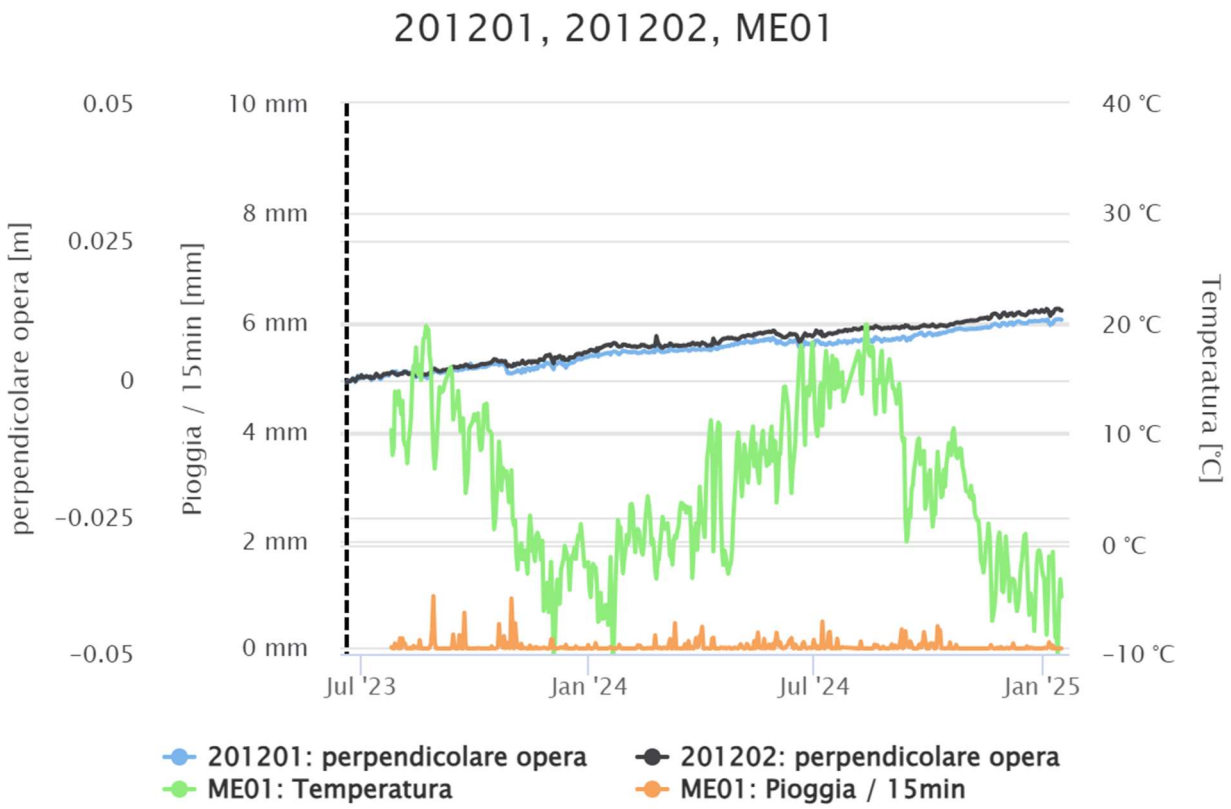


Figura 13.12 - Concio 12 – mire lette da S2 – Spostamento orizzontale verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

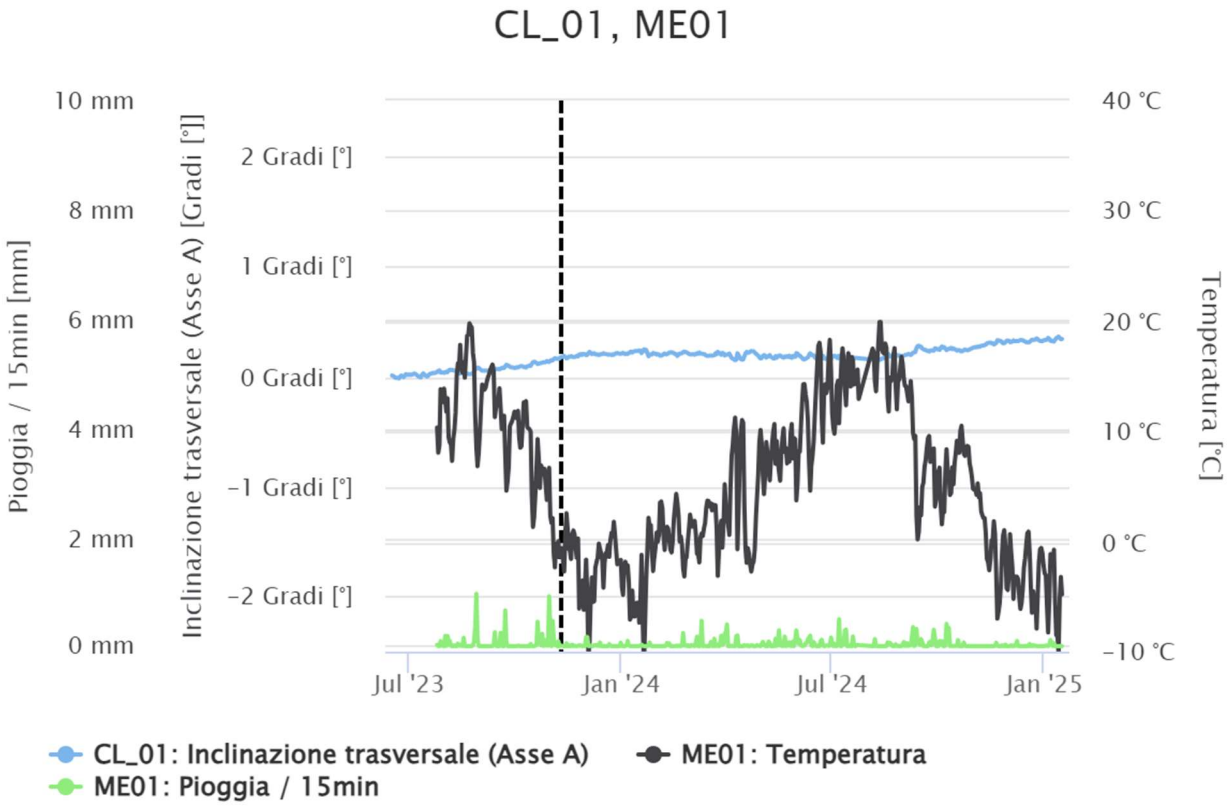


Figura 13.13 - Concio 1 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

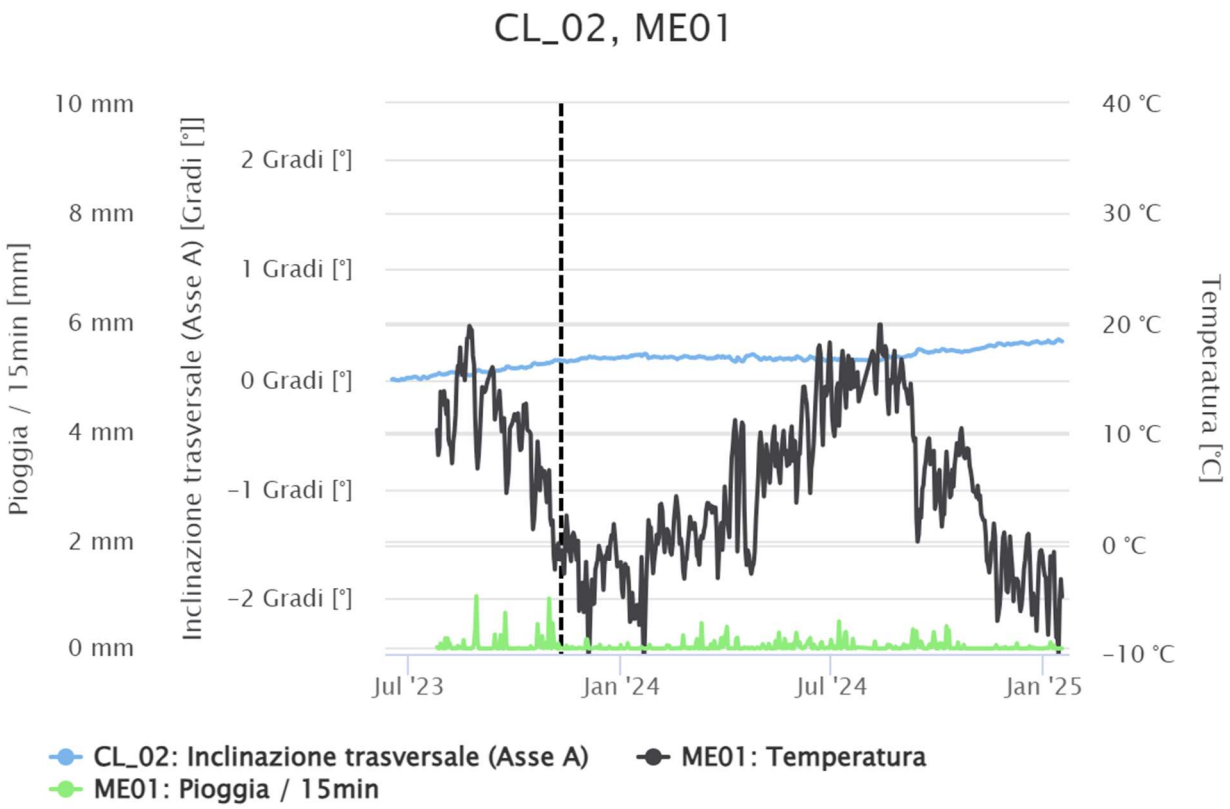


Figura 13.14 - Concio 2 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

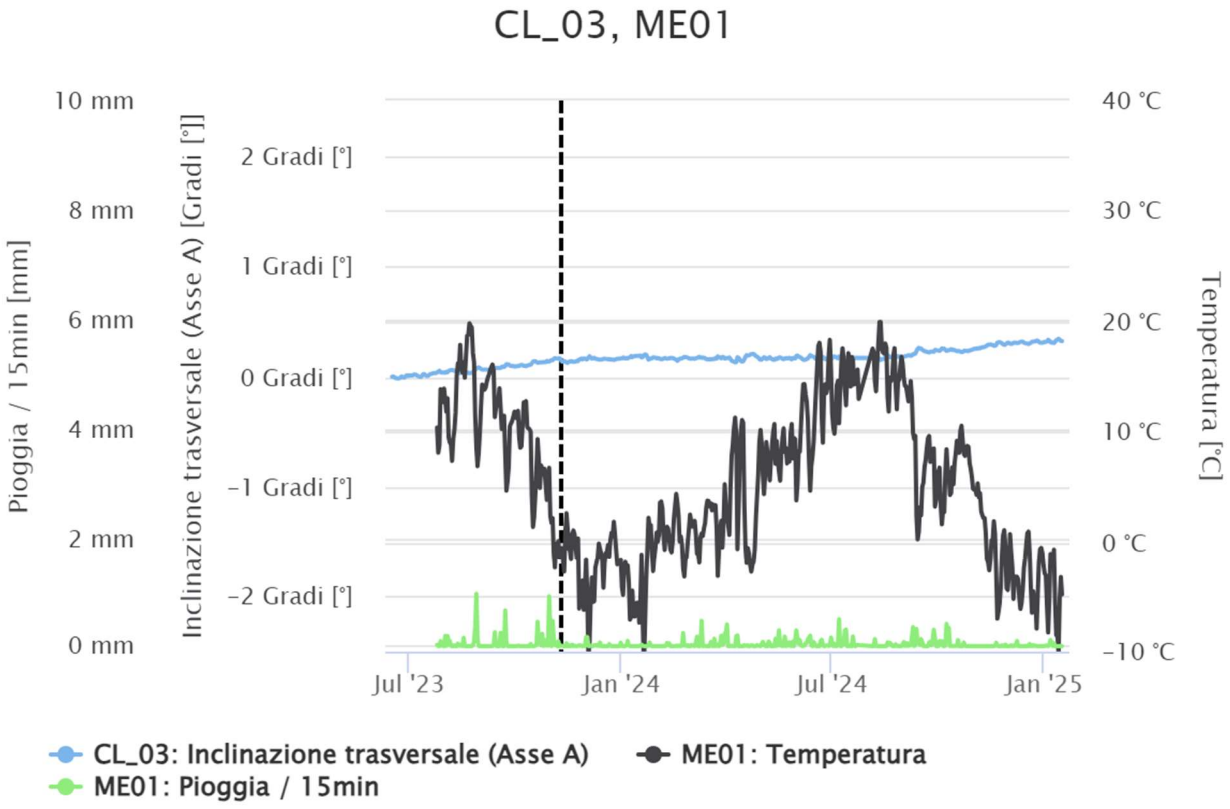


Figura 13.15 - Concio 3 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

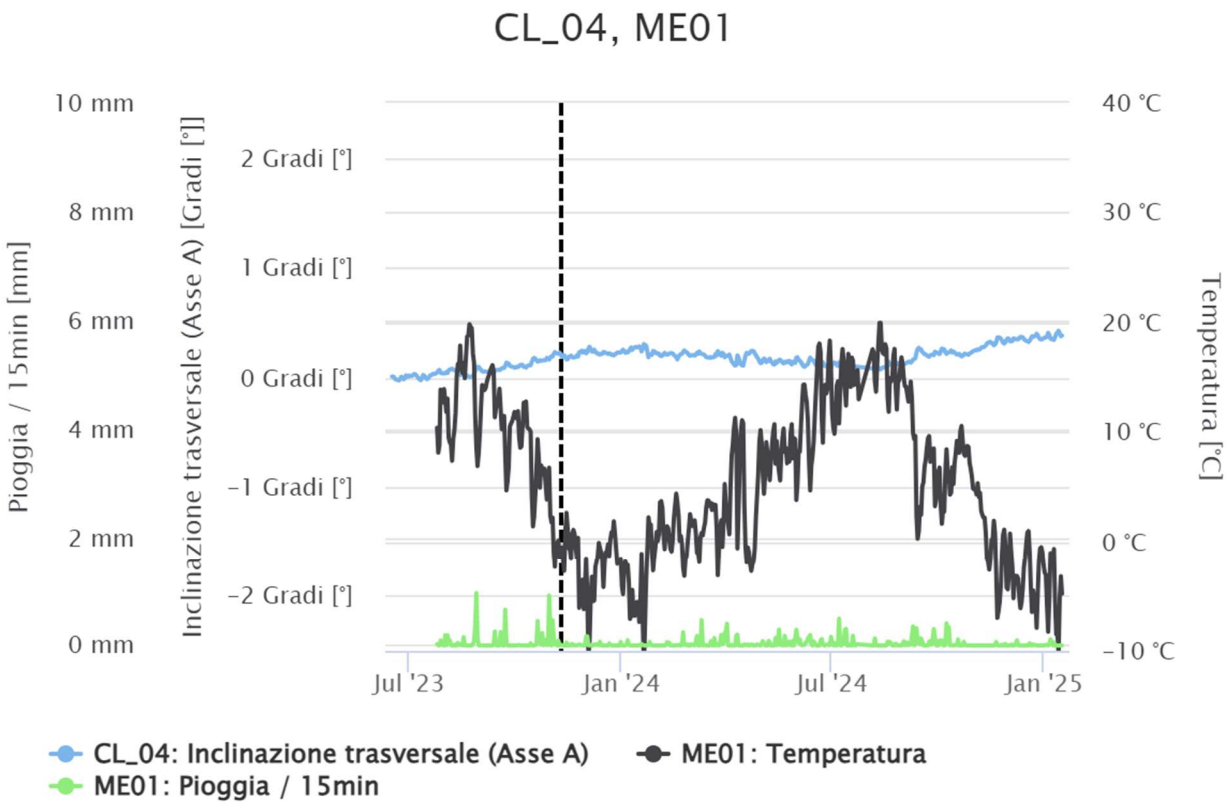


Figura 13.16 - Concio 4 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

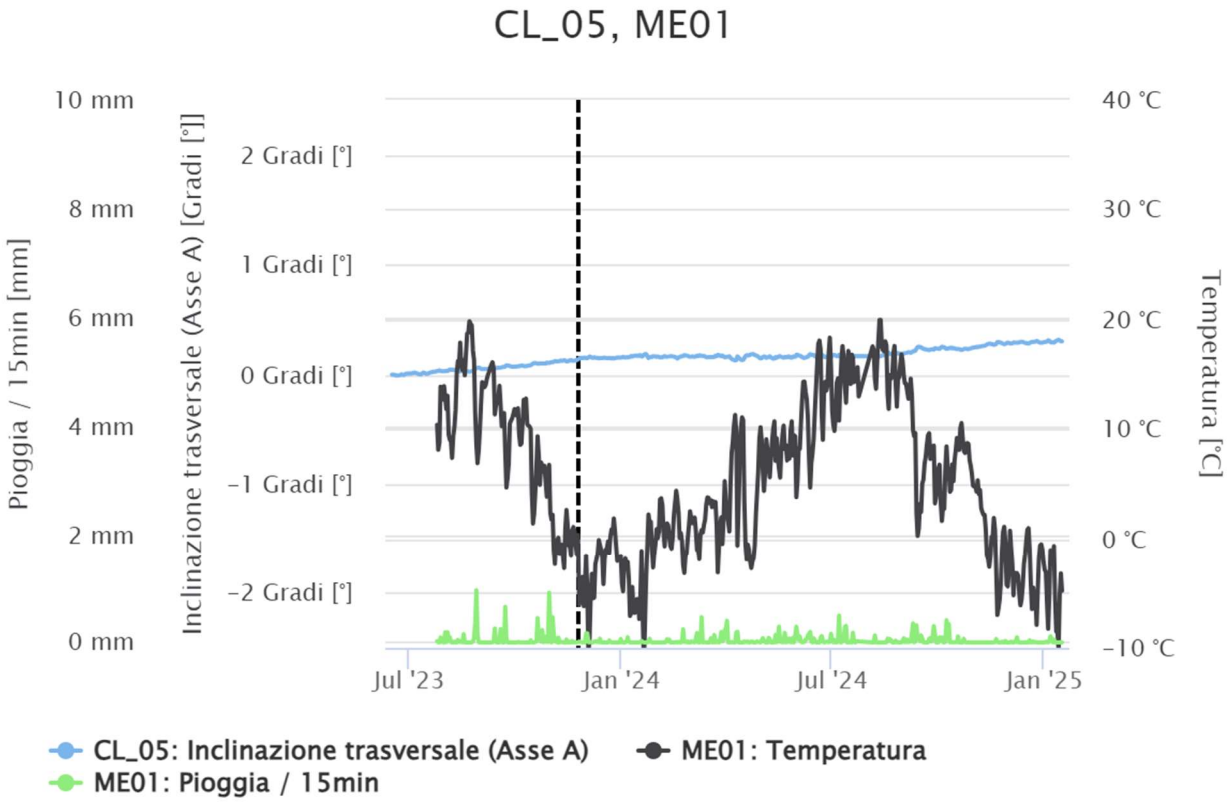


Figura 13.17 - Concio 5 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

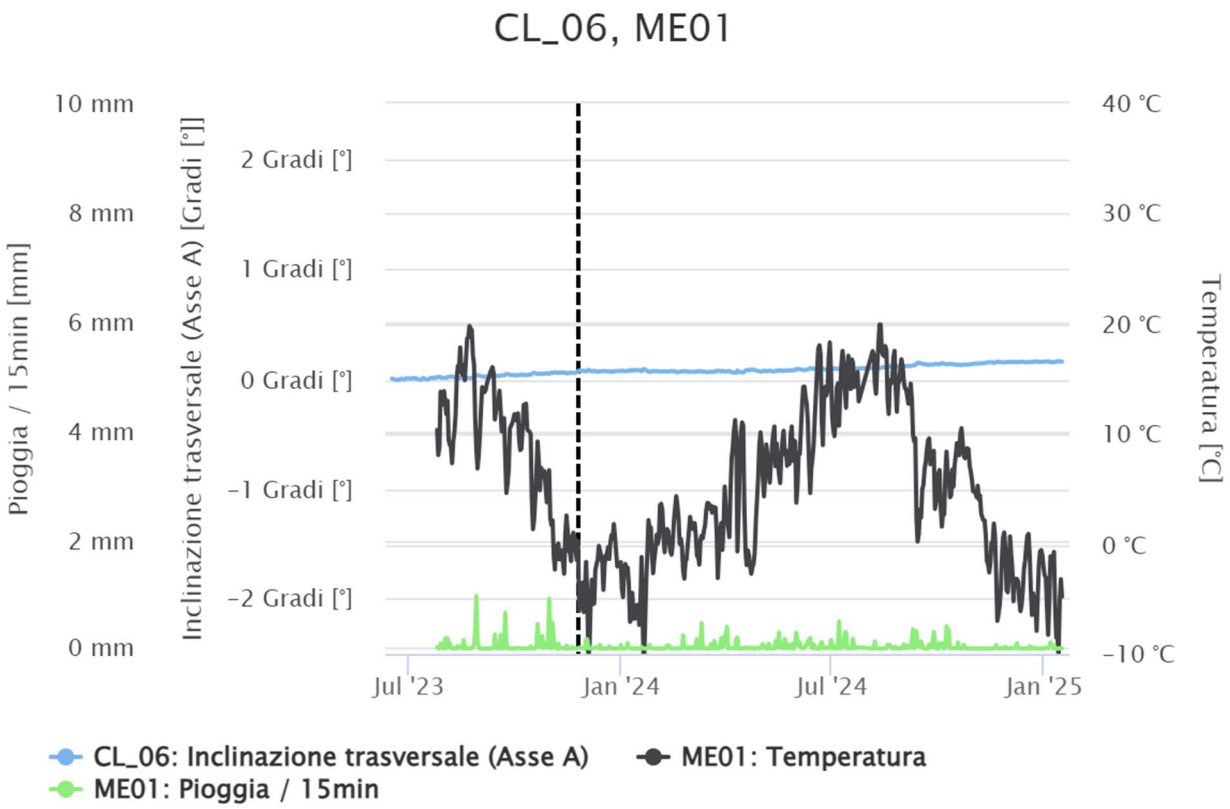


Figura 13.18 - Concio 6 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

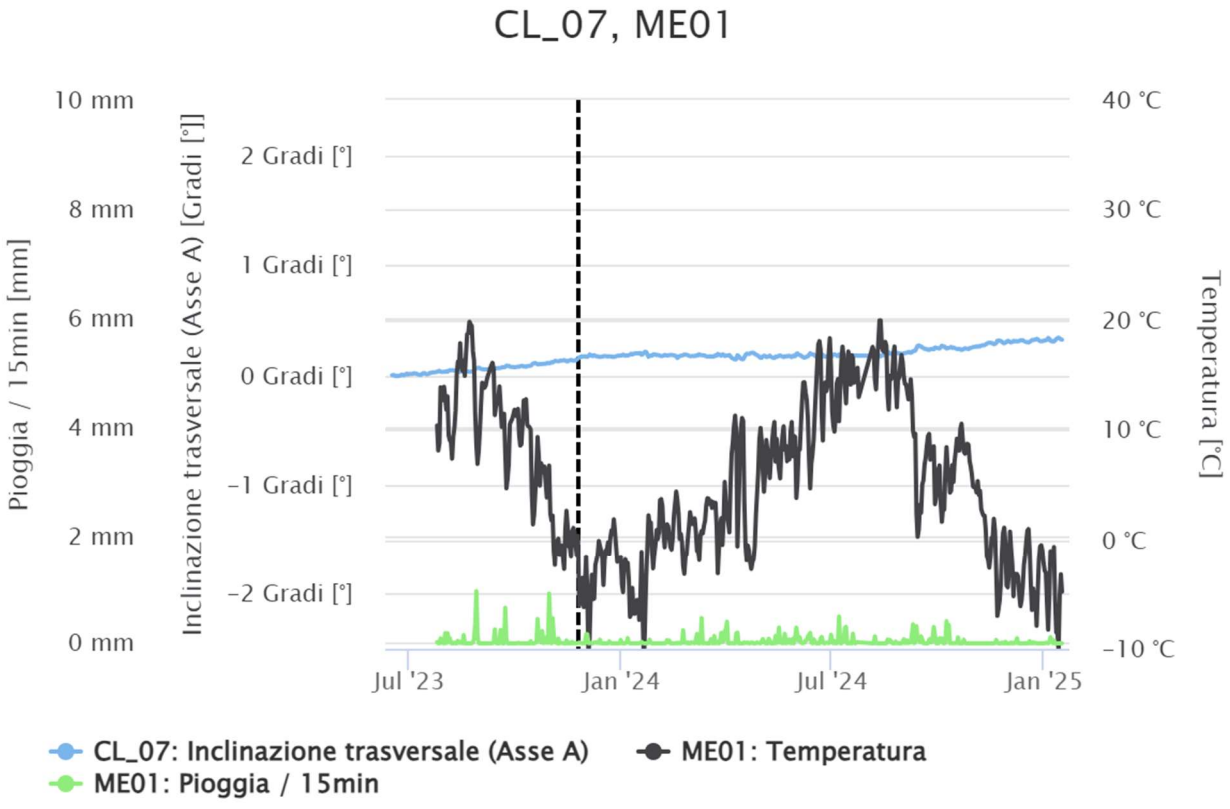


Figura 13.19 - Concio 7 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

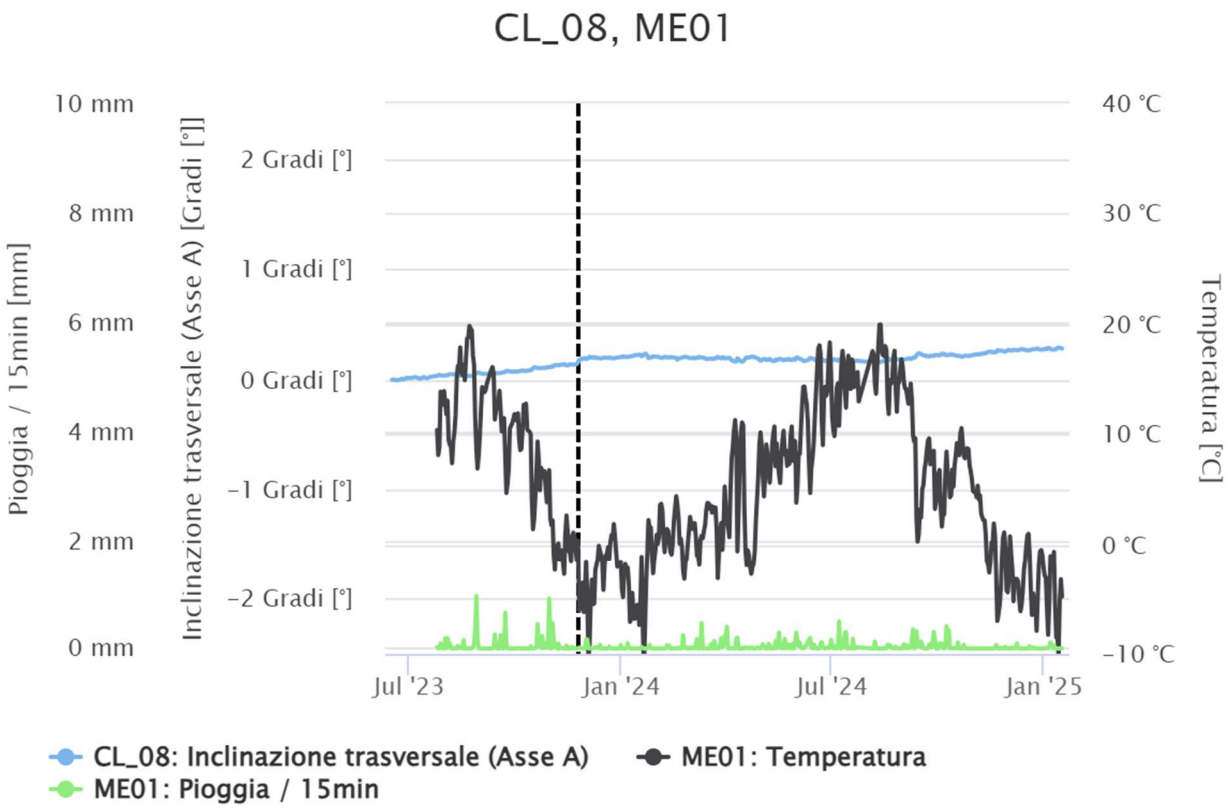


Figura 13.20 - Concio 8 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

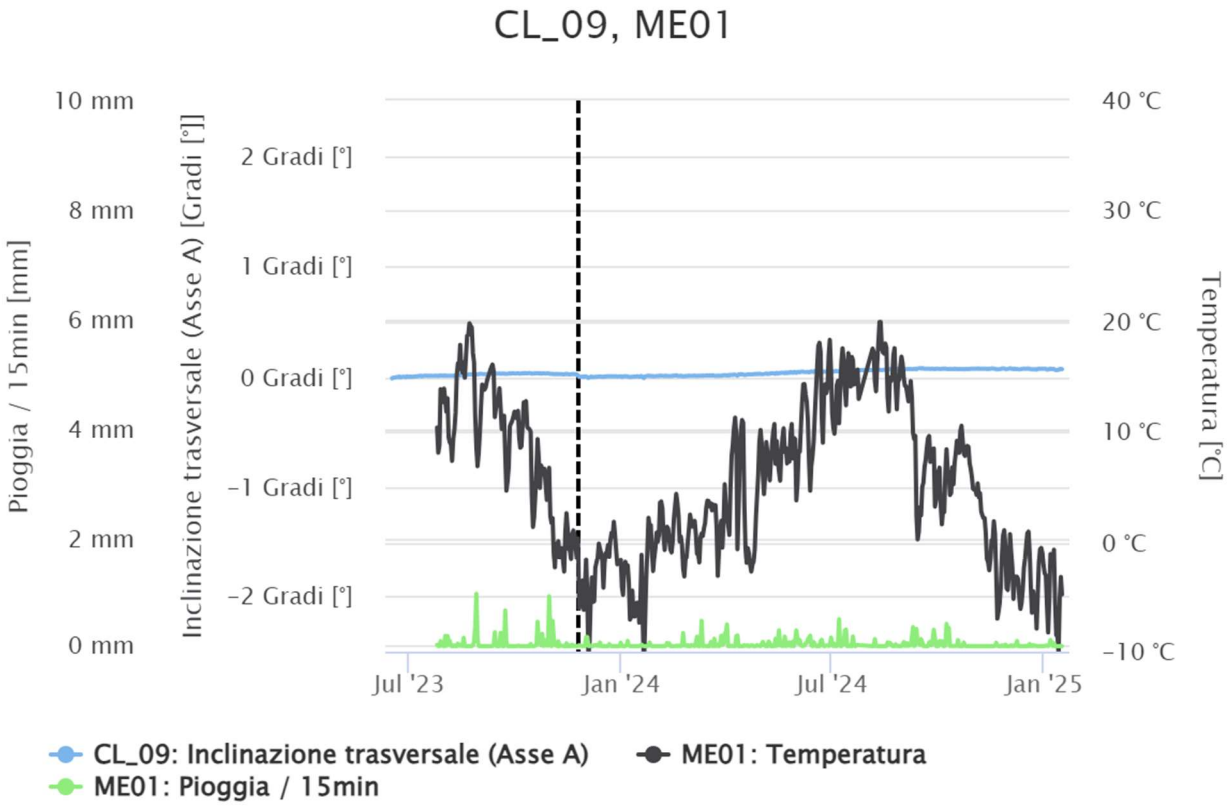


Figura 13.21 - Concio 9 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

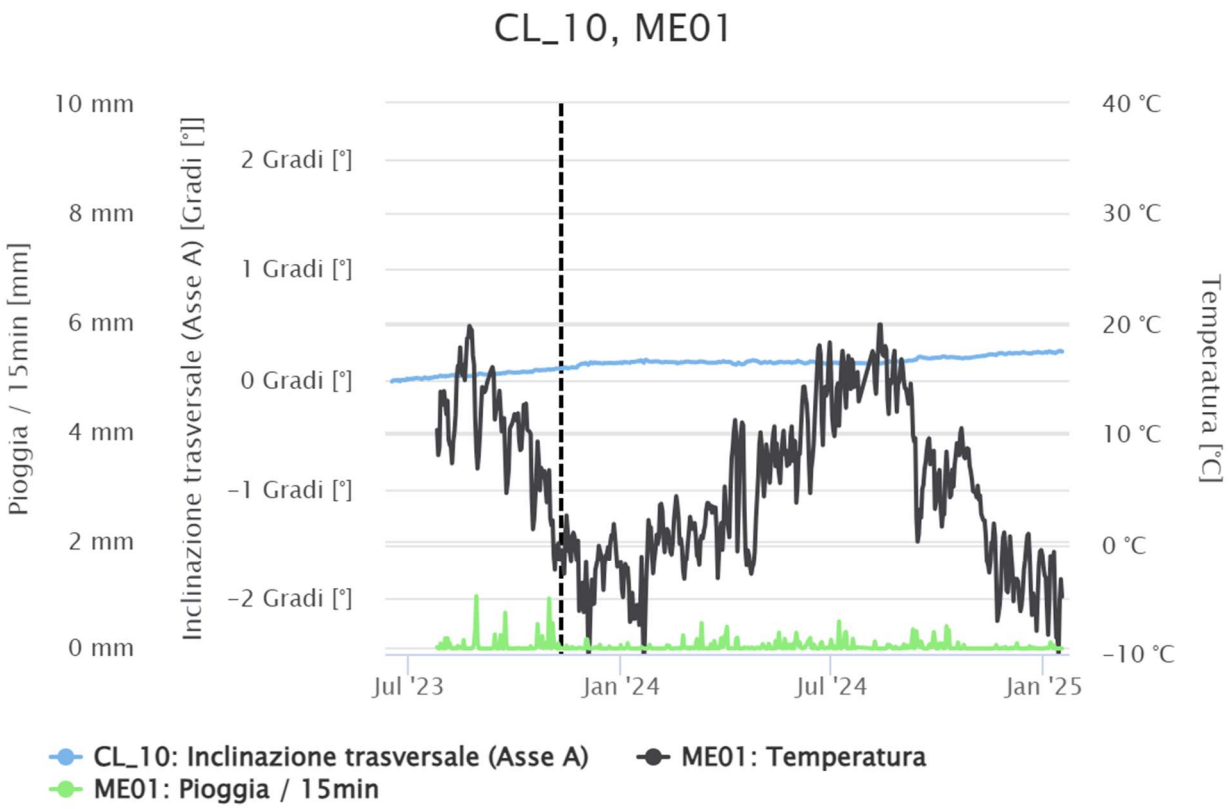


Figura 13.22 - Concio 10 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

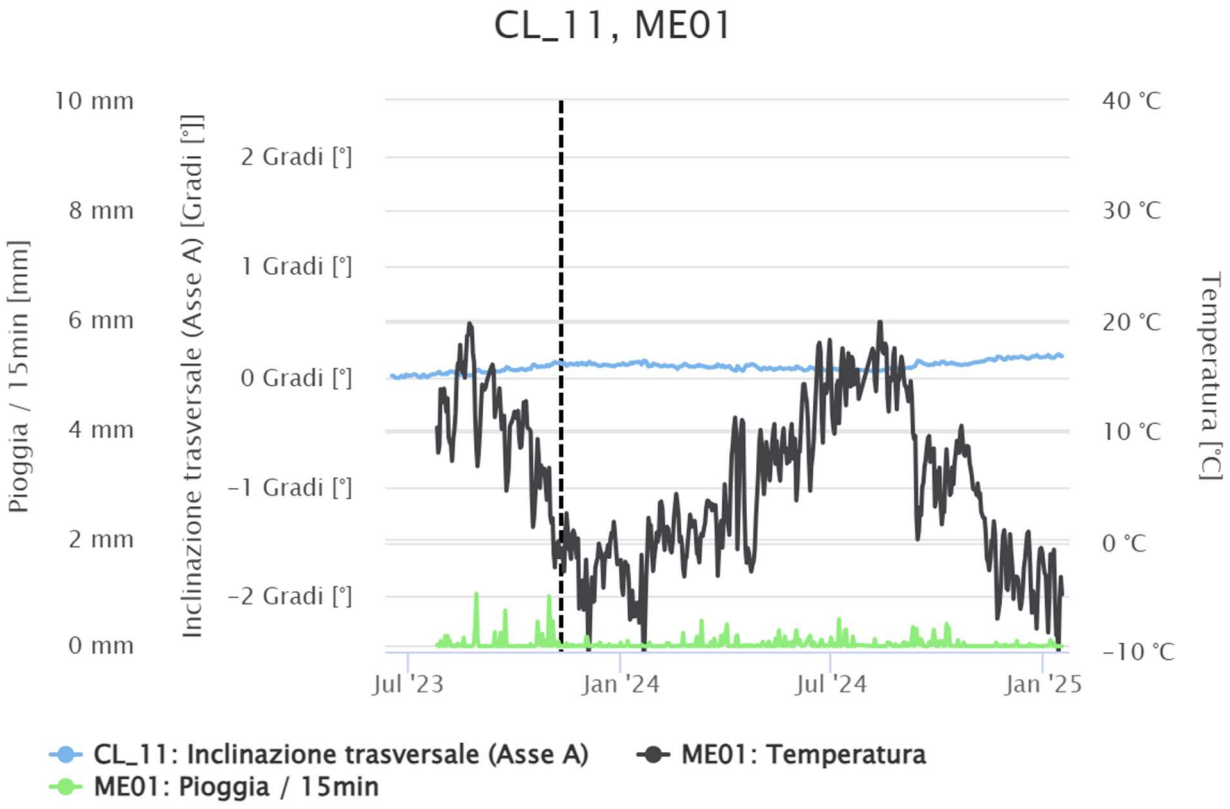


Figura 13.23 - Concio 11 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni

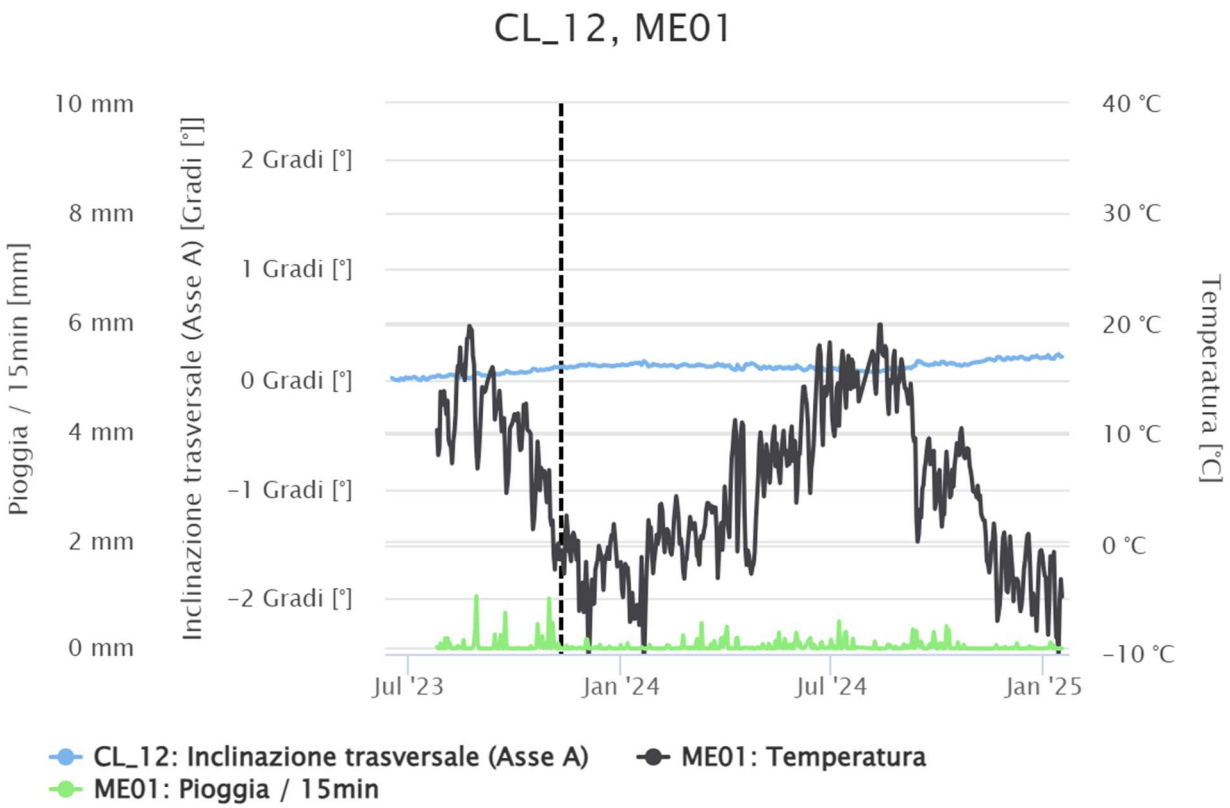


Figura 13.24 - Concio 12 – clinometri – Rotazione verso il piazzale di stazione. Andamento da inizio misurazioni



Figura 13.25 - Clinometro triassiale 1 - Andamento da inizio misurazioni

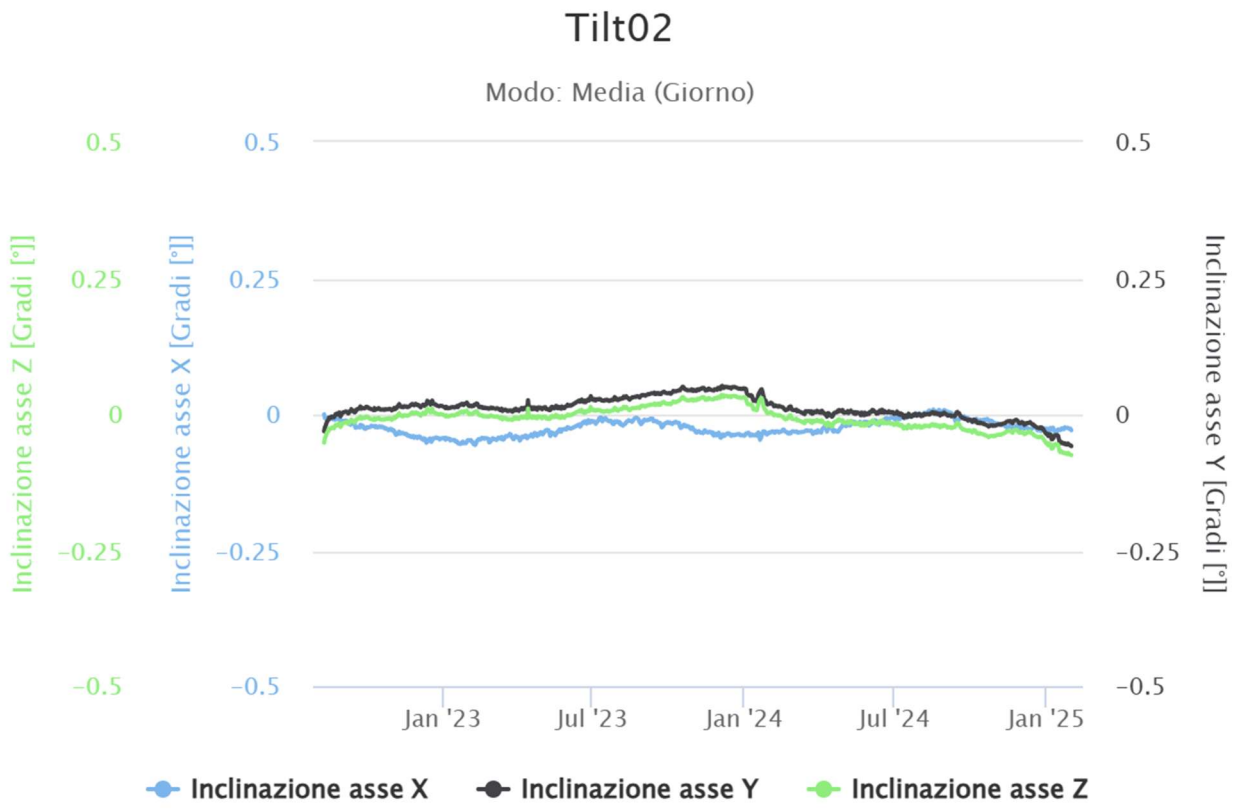


Figura 13.26 - Clinometro triassiale 2 - Andamento da inizio misurazioni