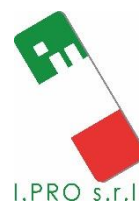


Rivalutazione sismica dello sbarramento di Campolattaro, delle relative opere complementari e accessorie e del versante in dx in corrispondenza della spalla dello sbarramento



IMPIANTO DI RITENUTA DI CAMPOLATTARO



TITOLO

**RIVALUTAZIONE SISMICA DEL
VERSANTE IN SPONDA DESTRA**

CODICE OPERA

C771

CODICE ELABORATO

R017

REVISIONE	DATA	NOTE
0	19/05/2022	Prima emissione

Contratto: C.I.G.:8312595A64 CUP: E44G18000040001

Oggetto: **Impianto di ritenuta di Campolattaro – Servizi di ingegneria**

Cliente: **ASEA Agenzia Sannita Energia Ambientale.**

Rappresentante: R.U.P. geom. Nazzareno Chiusolo

RTI: STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l. (Mandataria)

STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. (Mandante)

ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. (Mandante)

RTI PM: Gianluca Gatto

RTI Staff: Carla Becchimanzi, Vincenzo Giorgio Caputo, Marzia Cavallaro, Edoardo Costantini, Alessandro Ferrera, Roberto Guerrero, Valentina Saravo, Alessandro Scherino

Storia del documento

Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Note
0	19/05/2022	Marzia Cavallaro Edoardo Costantini Vincenzo Giorgio Caputo	Gianluca Gatto	Giorgio Lupoi	Prima emissione

STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l., STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. e ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. non si assumono alcuna responsabilità per l'utilizzo da parte di terzi di risultati o metodi presentati in questo rapporto.

Le Società sottolineano inoltre che varie sezioni di questo rapporto si basano su dati forniti da o provenienti da fonti di terze parti. STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l., STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. e ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. non si assumono alcuna responsabilità per perdite o danni subiti dal cliente o da terzi a causa di errori o inesattezze in tali dati da terze parti.

Rivalutazione sismica del versante in sponda destra

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	9
3. ELENCO DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE	10
4. STORIA DELLA SPONDA	11
5. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA.....	16
5.1 PREMESSA	16
5.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	16
5.3 FENOMENI DI FRANA	17
5.4 SEZIONE GEOLOGICA DI STUDIO.....	18
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	21
6.1 CAMPAGNE DI INDAGINE DISPONIBILI	21
6.2 GRANULOMETRIA.....	22
6.3 PESO SPECIFICO.....	23
6.4 PARAMETRI MECCANICI DI RESISTENZA AL TAGLIO	24
7. ANALISI DEI DATI DI MONITORAGGIO.....	26
7.1 PREMESSA	26
7.2 MISURE DI PRESSIONE INTERSTIZIALE	27
7.3 MISURE INCLINOMETRICHE.....	34
8. VERIFICHE DI SICUREZZA CONDOTTE IN PASSATO	38
9. REQUISITI DI SICUREZZA NORMATIVI.....	41
10. MODELLO DI CALCOLO	42
11. AZIONI SISMICHE E COMBINAZIONI DI CARICO	44
11.1 AZIONI SISMICHE.....	44
11.2 COMBINAZIONI DI CARICO	45
12. RISULTATI DELLE ANALISI	47
12.1 ANALISI STATICHE.....	47

12.2	VERIFICHE SISMICHE ALLO SLV	49
12.3	VERIFICHE SISMICHE ALLO SLD	51
13.	EFFETTI DELL'INSTABILITÀ SULL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO.....	52
14.	CONCLUSIONI	55
15.	BIBLIOGRAFIA	58

1. INTRODUZIONE

L'impianto di ritenuta della **diga di Campolattaro** (BN) è situato in corrispondenza del Fiume Tammaro ed ha lo scopo di regolarne le portate per uso plurimo (irriguo e potabile, industriale e ambientale).



Figura 1.1 Vista aerea dello sbarramento

Lo sbarramento (vedi Figura 1.1) è stato costruito nel periodo 1981-1993, è costituito da una diga in materiali sciolti del tipo zonato, di altezza massima pari a 63.3 m, e determina un volume di invaso di 156 Mm³, quindi è classificabile come **grande diga** (NTD, 2014).

Lo sbarramento è ubicato in **zona sismica 1**, ed è classificabile come diga di importanza strategica, quindi ricade in classe d'uso IV (NTC, 2018).

Le coordinate geografiche in WGS-84 della linea mediana del coronamento della diga di Campolattaro in corrispondenza del punto centrale sono:

- LATITUDINE, **41.278°**
- LONGITUDINE, **14.754°**.

Il presente rapporto ha come oggetto la **verifica sismica di stabilità della sponda destra**. Tale sponda è soggetta ad un'attenzione particolare rispetto alle altre sponde del serbatoio, dal momento che è interessata da fenomeni di instabilità antichi e recenti e pertanto è stata soggetta negli anni a diversi interventi di stabilizzazione.

La Figura 1.2 Figura 1.2riporta una vista aerea della sponda destra. Il versante è delimitato a valle dalla paratia posta a protezione del piazzale della casa di guardia della diga (quota cordolo di coronamento 390 m s.l.m.) e, a monte, dal Cimitero Comunale (quota 490 m s.l.m.). Presenta quindi un'altezza di circa 100 m ed un'escursione in profondità di circa 400 m.



Figura 1.2 Vista aerea della sponda destra

Procedendo da valle verso monte, si riconoscono le seguenti opere di sostegno nel versante:

- la paratia a protezione del piazzale della casa di guardia – P1 (vedi Figura 1.4);
- la paratia a valle della strada di collegamento Campolattaro-Morccone (circumlacuale) che delimita il confine di proprietà ASE – tratti P2 e P3 (vedi Figura 1.4);
- la paratia a protezione dello svicolo tra la SS 625 e la strada circumlacuale – P4 (vedi Figura 1.5).

La paratia P1, che si innesta prima nel corpo diga, poi nella formazione di base, è posta a protezione delle opere di scarico ed accessorie site in sponda destra. Sempre al piede del pendio, a valle dello sbarramento, si trovano le vasche di dissipazione, che costituiscono il recapito di tutti gli organi di scarico della diga.

La strada circumlacuale suddivide il versante in due zone aventi pendenze medie leggermente differenti: a monte della circumlacuale la pendenza media è pari a 10°, a valle è pari 14°. La zona di valle è quella maggiormente interessata dal più recente intervento di stabilizzazione del pendio, risalente al 2001. Tale intervento ha previsto la realizzazione di una rete di dreni sub-orizzontali, la riprofilatura e la riforestazione del versante (vedi Figura 1.6).



Figura 1.3 Paratia P1 (a valle della casa di guardia)



Figura 1.4 Paratia P2 (a valle della strada circumlacuale)



Figura 1.5 Paratia P4 (a monte della strada circumlacuale)



Figura 1.6 Evidenze intervento di stabilizzazione del 2001 (dreni sub-orizzontali, riprofilatura e riforestazione)

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

NTC18. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*.

NTD14. Decreto Ministeriale 26 giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*.

MIT-DGD19. “*Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)*”.

NTC18-C.S.LL.PP. Circolare 21 gennaio 2019, n.7, “*Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”.

3. ELENCO DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

Si riporta di seguito un elenco della documentazione consultata per la stesura del presente rapporto:

- Campagne di indagini:
 - 1966 - stratigrafie
 - 1976 - analisi granulometriche, prove geotecniche di laboratorio, stratigrafie
 - 1983 - analisi granulometriche, prove geotecniche di laboratorio, stratigrafie
 - 1990 - stratigrafie
 - 1991 - analisi granulometriche, prove geotecniche di laboratorio, stratigrafie
 - 1994 - stratigrafie
 - 2000 - stratigrafie
 - 2001 - stratigrafie
- Progetto Esecutivo del 1978 (relazione geologica e geotecnica);
- Perizia di variante n. 12 del 1987 (relazione tecnica integrativa – stabilizzazione versante nella zona dei calici);
- Perizia di variante n. 16 del 1992 (relazione geologica e geotecnica redatta dal Prof. Ing. Cotecchia);
- Protocollo n. 01 relativo all'adunanza del 1996 del Consiglio Superiore dei lavori pubblici IV SEZIONE (boccatura perizia di variante n. 16);
- Progetto Esecutivo relativo all'intervento di stabilizzazione della sponda destra del 2001 (relazione geologica e geotecnica e rapporto delle verifiche di stabilità);
- Rapporti di monitoraggio inclinometrico e piezometrico della sponda destra (e relativi allegati) redatti dal Dott. Geol. Giovanni Rovellini (2016, 2019) e dal Dott. Geol. Mario Marotta (2020, 2021);
- Verbali di visita del Servizio Nazionale Dighe – Ufficio Periferico di Napoli (luglio 2002, agosto 2002, novembre 2002, febbraio 2003, novembre 2004, luglio 2006, settembre 2006, aprile 2007, agosto 2008, dicembre 2008, gennaio 2009, febbraio 2009, dicembre 2009, giugno 2010, ottobre 2010, aprile 2011, maggio 2011, novembre 2015, giugno 2016, giugno 2017, giugno 2018, novembre 2019, novembre 2020).
- Relazione geologica e geomorfologica (codice elaborato R001) – Speri - KR-I.Pro. ;
- Relazione geotecnica e geomeccanica (codice elaborato R002) – Speri - KR-I.Pro.;

4. STORIA DELLA SPONDA

Per una migliore comprensione delle attuali condizioni del versante in esame, si riporta nel seguito un breve quadro della successione storica dei lavori che lo hanno interessato.

Già nella relazione geologica e geotecnica allegata al Progetto Esecutivo del 1978 veniva riconosciuta la presenza, in maniera più o meno diffusa su ambedue i versanti della valle del Fiume Tammaro, di aree a stabilità incerta e/o instabili. Tali zone sono interessate sia da movimenti più superficiali sia da antichi movimenti profondi, spesso gli uni sovrapposti agli altri.

Quindi, in sede di progettazione esecutiva, fu prevista la realizzazione di una paratia di contenimento per garantire la stabilità della sponda durante le operazioni di scavo connesse alla realizzazione dei calici dello sfioratore di superficie e degli scavi per la realizzazione della casa di guardia.

Nonostante la presenza della paratia, il versante fece registrare una serie di movimenti gravitativi già durante le fasi iniziali di scavo delle opere di scarico. La costruzione dei calici provocava infatti il rilassamento della coltre nella zona a valle della paratia con l'innescò di un lento ma continuo movimento franoso registrato dagli inclinometri che ha portato la coltre in una condizione al limite della stabilità. Anche nella zona a monte della paratia, si osservava l'attivazione di superfici di scorrimento più o meno profonde all'interno della coltre.

Quando nel 1985 iniziarono i lavori di scavo per la costruzione della diga, la formazione di base fu rinvenuta ad una profondità maggiore rispetto a quella prevista nel progetto e pertanto, a seguito di una richiesta del Servizio Dighe, i piani di posa del rilevato diga in sponda destra furono approfonditi. La paratia, che già stava mostrando segni di debolezza, fu interessata a questo punto da un parziale collasso.

Al fine di scongiurare il rischio di ulteriori instabilità future, considerando che tutte le opere di scarico erano concentrate in sponda destra, fu deciso di asportare la coltre detritica nella zona a valle della paratia per uno spessore di circa 7 m (vedi Figura 4.1). Tale intervento risolveva definitivamente il problema della stabilità della sponda in questa zona, ma non in quella a monte della casa di guardia, in cui pertanto continuavano a registrarsi rimobilizzazioni della coltre.

Nel 1991 si avviava quindi un'ulteriore campagna di indagini geognostiche finalizzata ad individuare una soluzione progettuale idonea a ripristinare la stabilità del versante. Nello stesso anno iniziavano i lavori di una nuova e più profonda paratia, a monte della precedente e costituita da pali $\phi 1200$ mm con interasse pari a 1,4 m (vedi Figura 4.2).

Nella perizia di variante n. 16 (1992) furono proposti ulteriori interventi di consolidamento della sponda destra, finalizzati all'abbattimento della falda per uno spessore di circa 20 m. Era prevista la realizzazione di due sistemi di drenaggio, superficiale e profondo, e la riprofilatura del versante. Il sistema di drenaggio superficiale doveva essere costituito da trincee drenanti;

il sistema di drenaggio profondo doveva essere costituito da pozzi drenanti e da dreni sub-orizzontali di lunghezza tale da raggiungere il contatto coltre-formazione di base. La perizia di variante n. 16 veniva però rigettata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996). In particolare, si riteneva il sistema di collegamento tra i pozzi a contatto con la formazione di base troppo sensibile alle deformazioni del pendio. Considerando che l'interruzione del collegamento avrebbe compromesso la funzionalità del sistema, si invitavano i progettisti ad adottare altre soluzioni. Indipendentemente dal tipo di soluzione tecnica poi, si consigliava di predisporre un sistema di acquisizione automatica delle misure delle portate drenate, al fine di correlare tali misure con il complesso delle altre misure rilevate dal più generale sistema di monitoraggio dell'insieme diga-versante.

Nel 2001 veniva approvato un nuovo progetto di sistemazione del versante, in cui rispetto alla perizia di variante n. 16, si abbandonava la soluzione dei pozzi. In particolare, erano previste:

- la realizzazione di trincee drenanti;
- la realizzazione di dreni sub-orizzontali di lunghezza tale da raggiungere il contatto coltre-formazione di base (100 m);
- la riprofilatura e la riforestazione del versante.

La realizzazione delle trincee drenanti non è attestata dalla documentazione disponibile, mentre i dreni sub-orizzontali furono effettivamente realizzati (vedi Figura 4.3).

Sempre nel 2001, l'allargamento dello svicolo tra la SS 625 e la strada circumlacuale, richiedeva la realizzazione di una nuova paratia tirantata a protezione dello svicolo (vedi Figura 4.4). Tale paratia ricade nell'area in frana e si attesta nella formazione di base.

I lavori in esame finivano nel 2006, anno in cui iniziavano gli invasi sperimentali della diga.

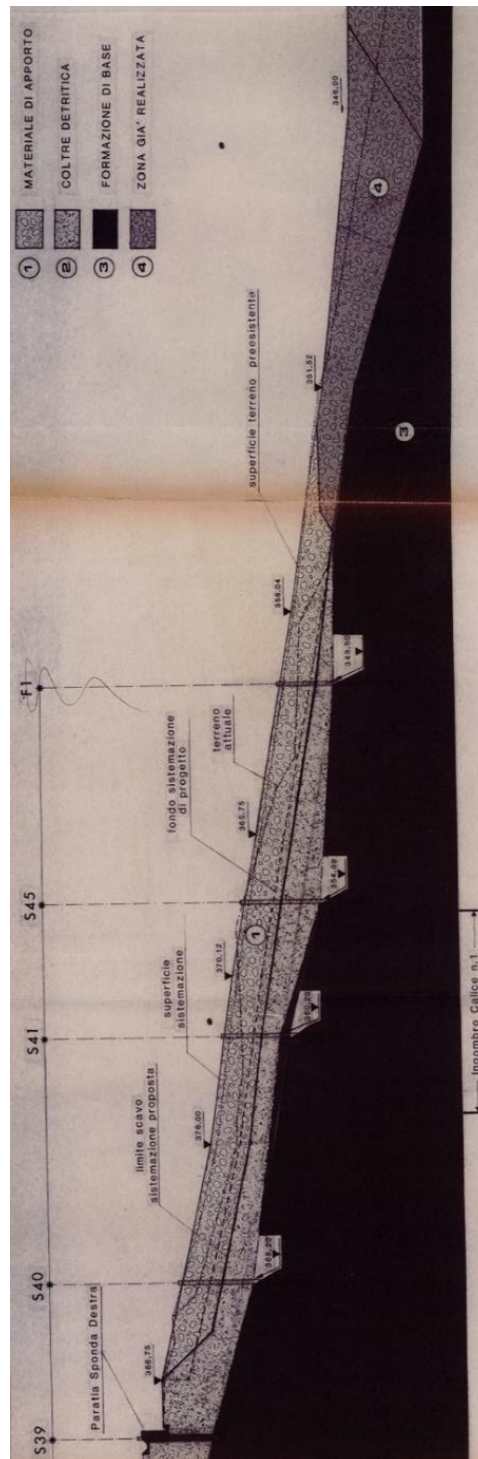


Figura 4.1 Sezione longitudinale della zona “fazzoletto” in prossimità dei calci – intervento di asportazione della coltre detritica (1987)



Figura 4.2 Costruzione della nuova paratia a protezione del piazzale della casa di guardia (1991)



Figura 4.3 Dreni sub-orizzontali (2001)



Figura 4.4 Paratia tirantata a protezione dello svicolo tra la SS 625 e la strada circumlacuale (2001)

5. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

5.1 Premessa

L'area oggetto della verifica ricade all'interno della cartografia dell'I.G.M.I. al 25.000 denominata "Campolattaro" contenuta nel I° quadrante di NO del foglio 173. Nella Carta Tecnica Regionale al 10.000, l'area è collocata negli elementi n°419091 e 419052.

Per un inquadramento macroscopico completo dell'intera area d'invaso della diga si rimanda alla "Relazione Geologica e Geomorfologica" redatta nell'ambito del presente incarico (codice elaborato R002).

Il presente rapporto riguarda la valutazione della stabilità del sistema franoso presente in destra idraulica. Esso è collocato nell'area compresa tra la Casa di Guardia della diga ed il Cimitero comunale (Frana Cimitero Casa di Guardia). La definizione e perimetrazione dell'area di frana è stata effettuata attraverso criteri qualitativi, topografici, geognostici e strumentali, ben noti nella bibliografia geologica-geotecnica. A tale scopo, costituiscono elementi di giudizio imprescindibili le relazioni geologico-geotecniche consultate ai fini degli studi contenuti in questo rapporto ed i risultati delle indagini disponibili.

5.2 Inquadramento geologico

Geologicamente, l'area in esame fa parte della cosiddetta "depressione molisana – sannitica", uno dei grandi complessi tettonici nei quali è suddivisa l'Italia centro-meridionale, ed è caratterizzata dalla costante presenza di terreni in facies di flysch appartenenti a formazioni diverse. Le indagini del 1976, sulle quali si basa il progetto esecutivo del 1978, unitamente ai rilievi geologici di superficie, hanno permesso di riconoscere procedendo dai termini più antichi ai più recenti:

- complesso delle Argille Varicolori (Aquitaniense – Oligocene p.p.);
- formazione Marnoso – Arenacea (Tortoniano);
- formazione delle Arenarie Molassiche (Miocene Superiore);
- depositi Alluvionali (Quaternario);
- coltre Detritica.

La configurazione geomorfologica della valle del Fiume Tammaro, ovvero della zona di imposta della diga, è caratterizzata dalla presenza in affioramento di terreni strutturalmente complessi, di natura prevalentemente argillosa. Questo ha contribuito, insieme all'elevato grado di sismicità dell'area, a definire un quadro geomorfologico delicato e complesso, caratterizzato da diffusi movimenti di massa.

L'area in esame è interessata dalla presenza di una coltre detritica superficiale prodottasi in parte per il disfacimento dei terreni sottostanti, in parte in seguito a movimenti franosi antichi e recenti.

La coltre superficiale poggia sulla cosiddetta Formazione Marnoso – Arenacea, che rappresenta la formazione geologica di base della gran parte delle sponde del bacino lambite dall'acqua, costituendo il bedrock del rilevato della diga e delle opere di scarico site in sponda destra. Litologicamente, la formazione è costituita da una successione sedimentaria a carattere flyschoida, rappresentata da marne argillose, argille marnose, arenarie più o meno siltose. Tali litotipi appartengono alle Unità stratigrafico-strutturali conosciute in letteratura geologica con il nome di Flysch di San Bartolomeo (Oligocene sup. – Tortoniano).

Con riferimento al versante destro del Fiume Tammaro in corrispondenza dello sbarramento, già dai tempi della progettazione esecutiva, è nota la presenza di una larga fascia affetta da fenomeni di instabilità. Tali fenomeni interessano appunto la coltre detritica superficiale.

5.3 Fenomeni di frana

Attualmente, la frana in sponda destra risulta monitorata tramite una rete di piezometri e inclinometri, le cui misure sono analizzate nel seguito di questo rapporto (capitolo 7).

All'interno del Catalogo IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) la frana è considerata con un cinematismo roto/traslato, caratterizzato da una superficie di rottura mistilinea, intermedia tra archi di cerchio e piani.

Rispetto allo stato di attività, e alla luce degli interventi di consolidamento attuati negli anni, l'IFFI classifica la frana come "stabilizzata antropicamente". In realtà, come documentato nelle "Note illustrative carta inventario frane" (codice elaborato R019)- Speri-KR-I.Pro, allo stato attuale, la frana risulta "attiva", seppur con velocità molto basse.

L'analisi dei dati LiDAR è stata condotta analizzando il DTM con risoluzione 1x1 m derivante dalla loro elaborazione e reso disponibile dal MATTM (Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio). In particolare, tale DTM ha consentito di individuare diverse forme del paesaggio, tra cui le stesse frane, e di aggiornare la geometria delle frane rispetto a quanto già cartografato dagli Enti prima citati.

Nella Figura 5.1 (all'interno del cerchio giallo) si riporta l'esempio di aggiornamento della geometria della frana censita nel catalogo IFFI grazie all'analisi del DTM "LiDAR". Si può notare la differenza tra il perimetro della frana estrapolato dal Catalogo IFFI, riportato in blu, e quello ottenuto dall'interpolazione dei dati del sopralluogo e grazie all'aiuto del LiDAR, riportato in rosso. La riprofilatura ha interessato soprattutto il piede della frana e ne ha comportato un'espansione laterale verso NW.

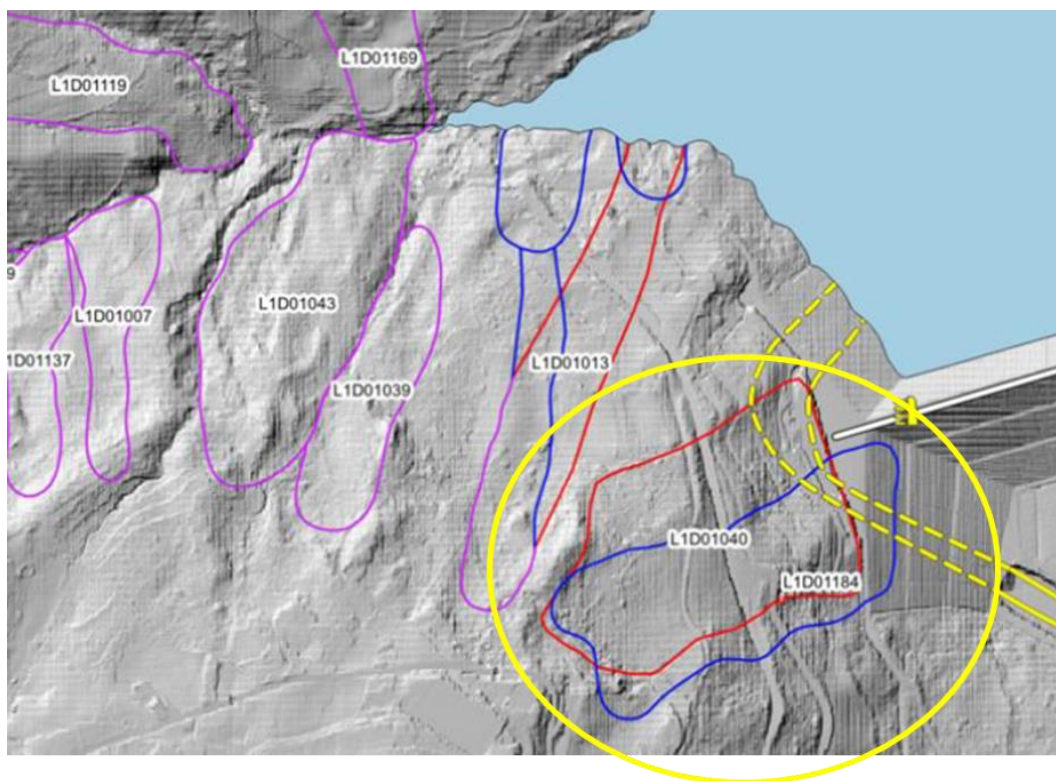


Figura 5.1 Confronto su base DTM "LiDAR" e CTR tra la geometria delle frane censite nel catalogo IFFI (perimetrare in blu) e quelle censite nella Carta Inventario Frane (perimetrare in rosso). Queste ultime modificate a seguito di analisi del DTM "LiDAR".

5.4 Sezione geologica di studio

La Figura 5.2 riporta la traccia della sezione scelta per la verifica di stabilità oggetto del presente rapporto sulla vista aerea dell'area di interesse. La traccia interseca sia la paratia a valle della casa di guardia della diga sia la paratia a monte della strada di collegamento Campolattaro-Morccone (circumlacuale).

La sezione di studio scelta risulta essere quella di massima pendenza, con una media del pendio a monte della strada circumlacuale pari a 10° ed una media del pendio a valle pari a 14° .

Sulla base dei dati derivanti dalla letteratura geologica, dalla documentazione storica e dalle indagini geognostiche pregresse è stato possibile costruire una sezione geologica (vedi Figura 5.3) e una sezione geotecnica (vedi Figura 5.4), interpretative del fenomeno franoso. Sulle sezioni rappresentate sono sovrapposte le colonne stratigrafiche dei sondaggi disponibili, sulla base delle quali è stata ricostruita la profondità del contatto tra la coltre detritica e la formazione marnoso-arenacea di base.

All'interno della Sezione Geologica rappresentata in Figura 5.3 si indentificano tre unità geologiche: la coltre detritica superficiale, il Flysch (membro calcareo) affiorante nella zona di monte ed il Flysch (membro arenaceo – calcareo – pelifico) su cui poggia la coltre.

Nella Sezione Geotecnica rappresentata in Figura 5.4 le due unità geologiche di Flysch sono state considerate equivalenti ai fini delle verifiche del pendio e pertanto si sono assunte solo 2 unità geologico-tecniche: una geotecnica **UG-1** associata ai **limi argillosi della coltre detritica**, e una litotecnica **UL-1**, associata al **flysch arenaceo – pelifico**. Per i dettagli relativi alla classificazione delle due unità si rimanda alla "Relazione Geologica" (codice elaborato R002) – Speri-KR-I.Pro. ed alla "Relazione Geotecnica" (codice elaborato R003) – Speri-KR-I.Pro. redatte nell'ambito del presente contratto.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, il sottosuolo, in accordo con le NTC18 (Tab. 3.2II), ricade in **Categoria C** ("depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti caratterizzati da valori di velocità equivalente delle onde di taglio compresi tra 180 m/s e 360 m/s").

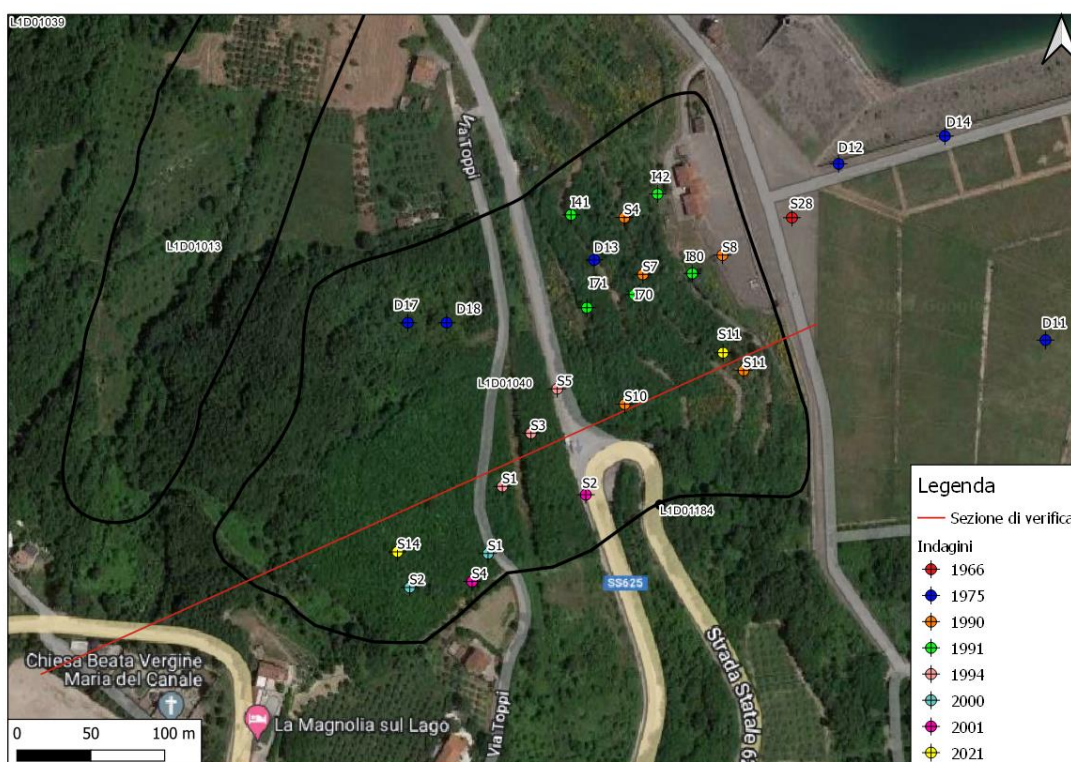


Figura 5.2 Vista aerea della sponda destra con indicazione della traccia della sezione di studio e dei sondaggi utilizzati per la ricostruzione delle sezioni geologiche

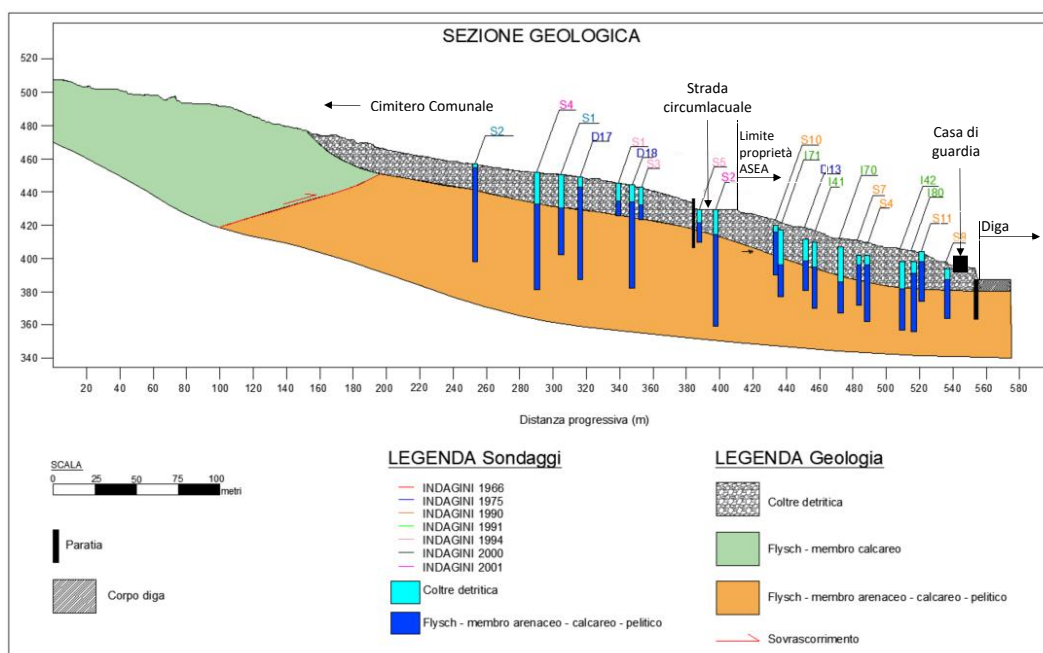


Figura 5.3 Sezione Geologica interpretativa trasversale al corpo di frana

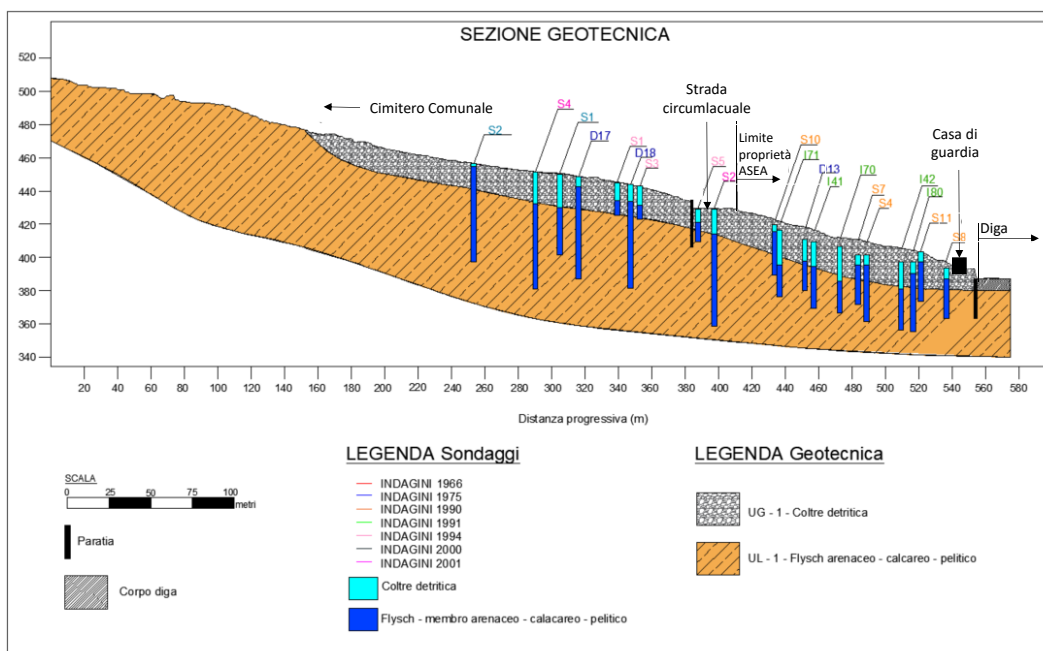


Figura 5.4 Sezione Geotecnica interpretativa trasversale al corpo di frana

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In questo paragrafo si descrive la caratterizzazione geotecnica della sola unità UG-1 (coltre detritica), all'interno della quale sono state individuate tutte le superfici di scorrimento critiche.

L'unità UL-1 (Flysch di base) è di caratteristiche meccaniche notevolmente superiori a quelle di UG-1 e pertanto non influenza le verifiche del corpo detritico in frana. Per i dettagli della caratterizzazione geotecnica di UL-1 si rimanda alla "Relazione geotecnica e geomeccanica" (codice elaborato R003) – Speri-KR-I.Pro.

6.1 Campagne di indagine disponibili

In Tabella 6.1 si indicano le campagne di indagine i cui risultati sono stati consultati per stimare i parametri fisici e meccanici di UG-1.

Come si evince dalla tabella, le ultime indagini geognostiche disponibili risalgono a più di 30 anni fa.

Tabella 6.1 Sintesi delle campagne di indagine da cui sono state dedotte le caratteristiche di UG-1

Dati	Campagne di indagine	Certificati di prova	Ubicazione sondaggi
granulometria	1976-1983-1991	-	Nota
γ_n	1976	Non disponibili	Non disponibile
γ_{sat}	1976	Non disponibili	Non disponibile
c' e ϕ'	1976-1983-1991	Stralci di interpolazioni di punti a rottura	Nota

6.2 Granulometria

L'unità UG-1 è caratterizzata da depositi argilloso-limosi con inglobati elementi lapidei di natura calcarea ed arenacea. Tali depositi sono estremamente eterogenei, variando da argille a ghiaie e sabbie limose.

La Figura 6.1 e la Figura 6.2 mostrano i fusi granulometrici relativi alle campagne di indagine del 1976 e del 1991, rispettivamente.

Con riferimento ad un assortimento granulometrico medio, relativo al fuso del 1976, secondo la classifica A.G.I., si tratta di un limo (43%) con argilla (30%) sabbioso (19%) debolmente ghiaioso (8%).

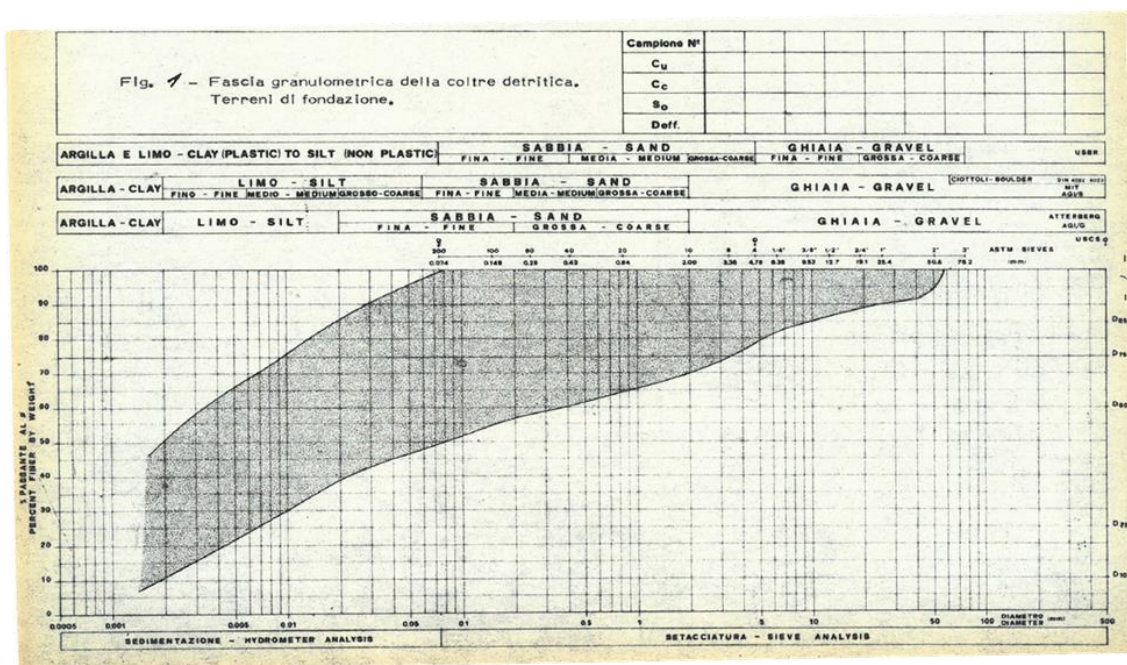


Figura 6.1 Fuso granulometrico di UG-1 - campagna d'indagine 1976

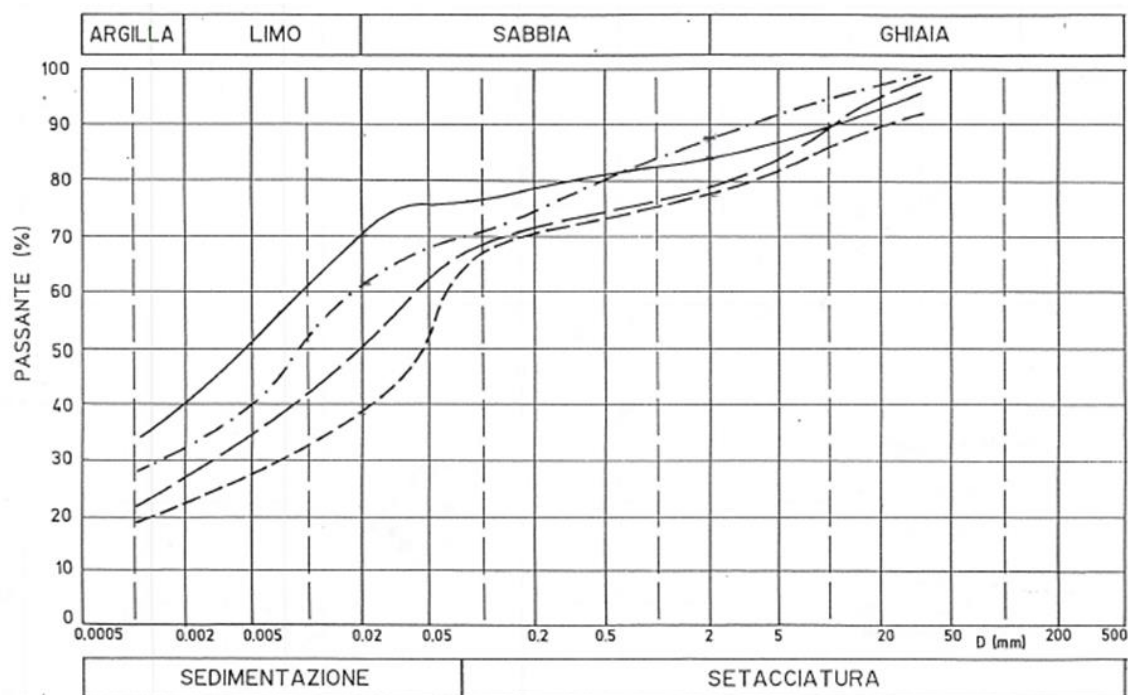


Figura 6.2 Fuso granulometrico di UG-1 - campagna d'indagine 1991

6.3 Peso specifico

Il peso al naturale contenuto d'acqua è stato ricavato sulla base delle prove effettuate nel 1976 (vedi Figura 6.3), per mezzo della seguente espressione:

$$\gamma_n = \gamma_d (1 + w)$$

dove:

γ_n è il peso al naturale contenuto d'acqua;

γ_d è il peso del secco;

w è il contenuto naturale d'acqua.

I risultati delle prove forniscono valori di γ_d compresi tra 13 kN/m³ e 15 kN/m³, mentre i valori di w oscillano attorno al 20 %, dunque γ_n varia all'incirca tra 16 kN/m³ e 18 kN/m³.

In conclusione, si è attribuito ad UG-1 il peso $\gamma_n = 17 \text{ kN/m}^3$.

Il corrispondente valore del peso saturo γ_{sat} è stato dedotto dai valori di porosità riportati nella relazione geotecnica allegata al Progetto Esecutivo del 1978. In particolare, per valori di porosità n compresi tra 0,22 e 0,48, γ_{sat} è compreso tra $16,2 \div 18,8$ kN/m³. Ragionando in termini medi, si è assunto: $\gamma_{sat} = 17,5$ kN/m³.

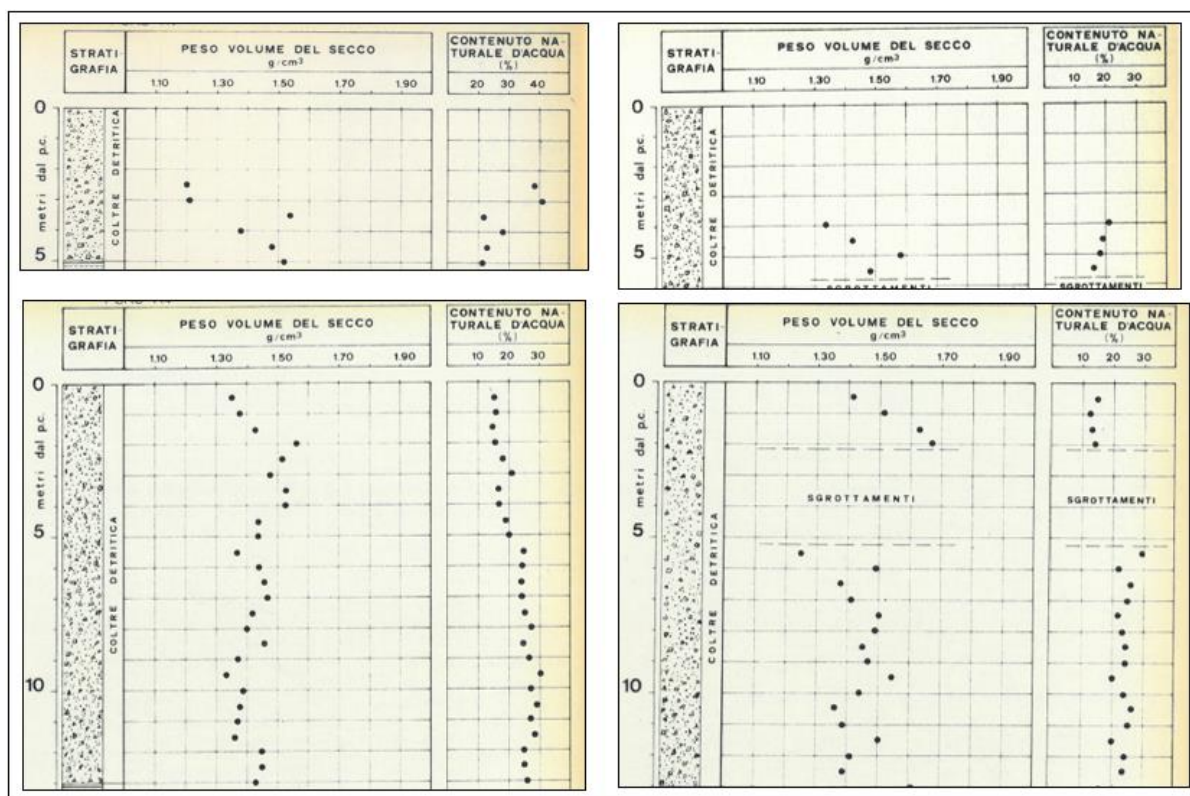


Figura 6.3 Peso del secco e contenuto naturale d'acqua di UG-1 (campagna d'indagine del 1976).

6.4 Parametri meccanici di resistenza al taglio

In assenza dei certificati delle prove di laboratorio condotte nelle varie campagne d'indagine, i parametri meccanici di UG-1 sono stati stimati sulla base delle interpretazioni dei risultati delle prove TXCU condotte nel 1976 e delle prove TD condotte nel 1990-91, contenute nelle rispettive relazioni geotecniche.

Vista l'elevata eterogeneità del materiale in questione, l'angolo di attrito ϕ' è stato sempre definito in termini dell'intervallo dei suoi possibili valori piuttosto che di un singolo valore.

Le prove del lontano 1976 fornivano un intervallo $\phi' = 16^\circ \div 28^\circ$ e quelle del 1991-91 fornivano $\phi' = 16^\circ \div 32^\circ$. In entrambe le campagne, si è assunto $c' = 0$ kPa.

Si sottolinea come per le prove di laboratorio triassiali disponibili non si possiedono gli stati iniziali del materiale, i percorsi di carico, gli sviluppi delle sovrappressioni, ma solo gli involuppi di rottura finali.

Gli estremi superiori degli intervalli individuati nelle due campagne di indagine appaiono alquanto elevati (28° e 32°). Secondo l'interpretazione fornita dal prof. Ing. Cotecchia nella relazione geologica e geotecnica redatta nell'ambito della perizia di variante n. 16 (1992), tali valori limite sono da considerarsi un estremo superiore legato alla presenza di elementi lapidei irregolarmente dispersi.

Anche gli estremi inferiori degli intervalli sopracitati appaiono potenzialmente sovrastimati (e quindi non cautelativi), considerando che terreni con una natura simile a quella di UG-1 potrebbero presentare angoli di attrito anche pari a $8^\circ \div 10^\circ$ (Fenelli et al., 1982; Cotecchia & Simeone, 1996; Bertini et al., 1986; Del Prete & Petley, 1982). Lo stesso prof. Ing. Cotecchia sottolineava la possibilità di poter avere valori anche più bassi dei 16° , da lui trovati data la presenza delle Argille Varicolori.

La Figura 6.4 mostra l'interpolazione dei punti a rottura di tre campioni sottoposti a prove TXCU nella campagna d'indagini del 1976, dei quali tuttavia si sa solo che sono relativi allo strato di UG-1 presente in sponda destra (i.e. non si conoscono l'ubicazione e la profondità del prelievo). Si vede che effettivamente l'angolo d'attrito può assumere valori inferiori a 16° .

Alla luce dei risultati in possesso e delle osservazioni fatte, si ritiene che un intervallo realistico dei valori dell'angolo di attrito di UG-1 sia potenzialmente stimabile in una ampia forchetta tra **10° e 25°** .

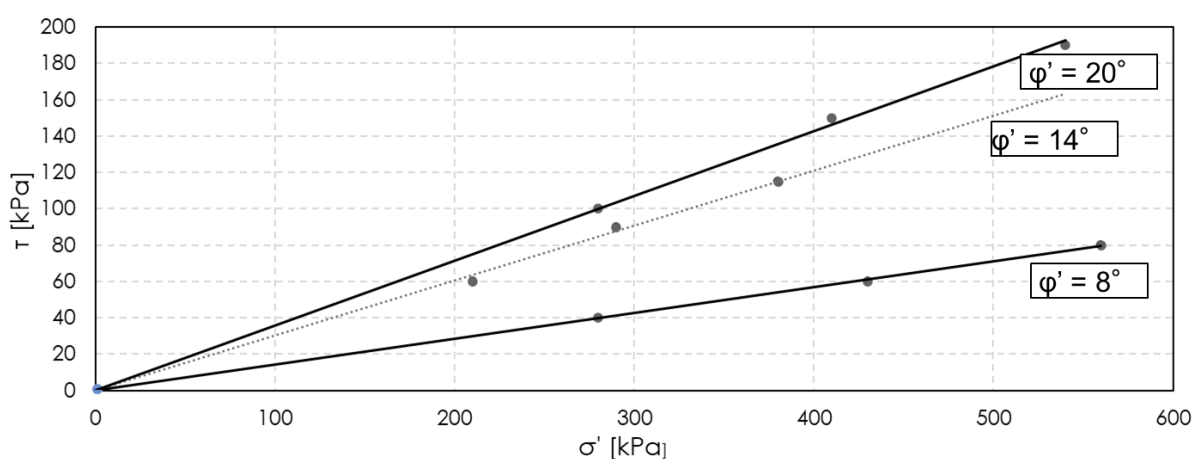


Figura 6.4 Involuppo dei punti a rottura delle prove TXCU (campagna d'indagine 1976)

7. ANALISI DEI DATI DI MONITORAGGIO

7.1 Premessa

Il sistema di monitoraggio attualmente presente nell'area in frana, che nonostante la lunga storia di quest'ultima risale appena al 2015 (data ben lontana dall'intervento di stabilizzazione del 2001), risulta composto da:

- cinque stazioni piezometriche (stazione n. 10, n. 11, n. 12, n. 14, n. 16);
- due stazioni inclinometriche (S11 nella zona più in basso ed S14 in alto).

In Figura 7.1 viene riportata l'ubicazione planimetrica delle suddette strumentazioni insieme con la traccia della sezione di verifica AA'.

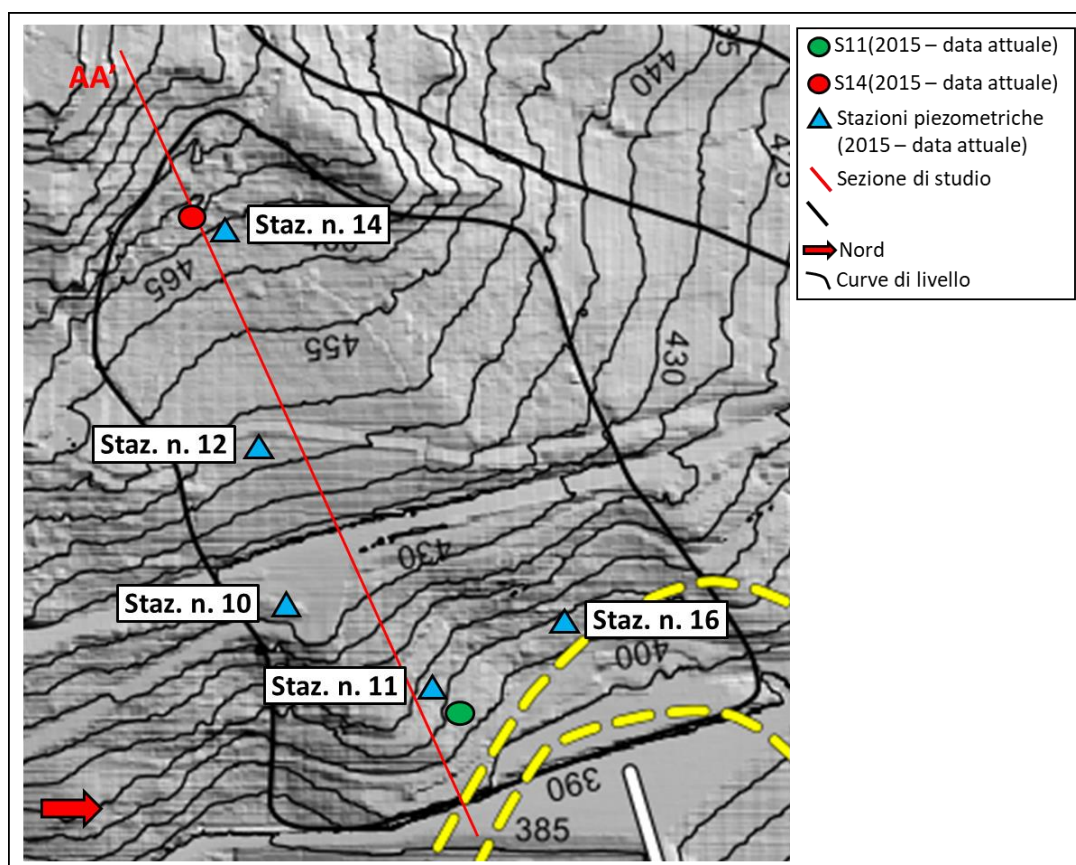


Figura 7.1 Planimetria dell'area in frana con ubicazione della strumentazione di monitoraggio attuale e traccia della sezione di verifica

7.2 Misure di pressione interstiziale

Le quote piezometriche utilizzate per risalire alla superficie libera della falda nell'area di frana sono quelle misurate presso le stazioni piezometriche n. 10, n. 11, n. 12, n. 14. e n.16.

In ogni stazione piezometrica sono presenti n. 1 piezometro a tubo aperto e n. 2 piezometri di Casagrande - in superficie e profondo. Dei piezometri a tubo aperto, il n. 10 ed il n. 16 non sono funzionanti. Del Casagrande superficiale n. 12 non si conosce la quota di installazione e quindi le relative misure sono inutilizzabili. Il Casagrande profondo n. 11 non è funzionante.

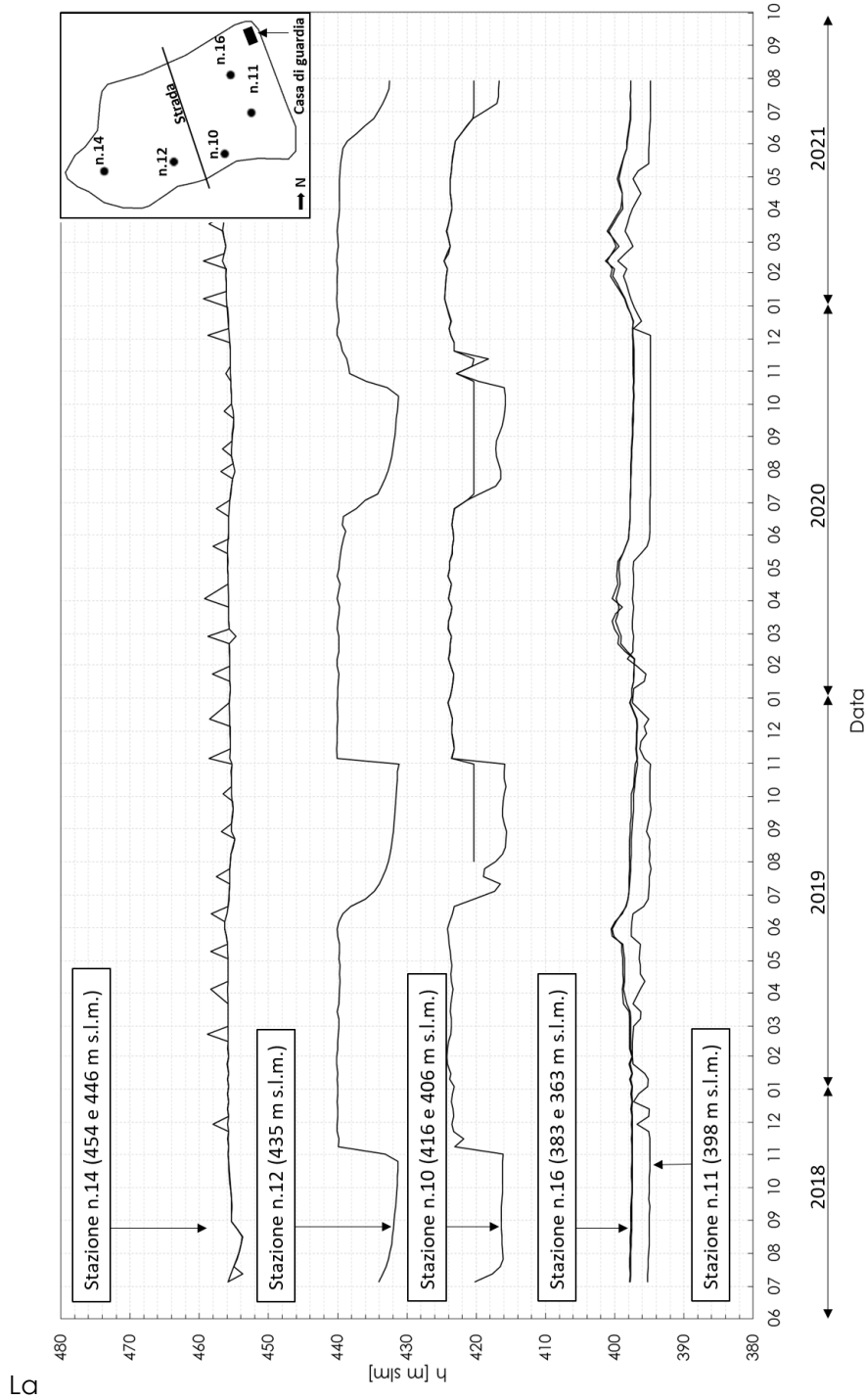


Figura 7.2 riporta le serie storiche delle quote piezometriche registrate, con cadenza settimanale, nelle stazioni piezometriche nel triennio 2018-2021. Dall'analisi delle serie è possibile trarre le seguenti osservazioni:

- **Stazione n.14** Le quote piezometriche misurate tramite il Casagrande superficiale e quello profondo coincidono, pertanto si desume una comunicazione idraulica tra i tratti di misura e si interpreta la misura non come locale, bensì come media.
- **Stazione n.12** Alcune delle quote piezometriche misurate sono inferiori alla quota di installazione del piezometro. Pertanto, si ritiene ci sia un refuso nel trascrivere una delle due grandezze.
- **Stazione n.10** Stesse osservazioni fatte per la stazione n. 14.
- **Stazione n.16** Stesse osservazioni fatte per la stazione n. 14.
- **Stazione n.11** Stesse osservazioni fatte per la stazione n. 12.

Tenendo conto delle incongruenze di cui sopra, si è scelto, a vantaggio di sicurezza, di utilizzare nella verifica le massime quote piezometriche, riportate in Tabella 7.1.

Tabella 7.1 Quote piezometriche delle stazioni esaminate

Stazione piezometrica	n. 10	n. 11	n. 12	n. 14	n.16
Quota falda [m s.l.m.]	425	400	440	458	401

Gli elevati valori delle quote piezometriche lasciano intendere che il sistema di drenaggio presente in sponda non garantisce l'abbattimento della falda di 20 m all'interno di UG-1, come da ipotesi di progetto dell'intervento di stabilizzazione del 2001.

La ridotta efficienza del sistema di drenaggio è confermata da quanto riportato nei verbali di visita del Servizio Nazionale Dighe, in cui si osserva che numerosi dreni risultano ostruiti. In particolare, nei verbali di visita che vanno dal 2016 al 2020, si conferma che le portate drenanti vengono misurate solo su 40 dei 205 dreni installati. È peraltro noto che, in assenza di interventi di manutenzione ordinaria, (e.g. lavaggi con acqua in pressione), dei quali effettivamente non si ha traccia nel caso in esame, la vita utile delle canne drenanti sia mediamente pari a 20 anni. Per tale motivo ed a valle delle letture della falda, si ritiene oramai fuori servizio circa l'80 % delle canne drenanti presenti.

È bene evidenziare che, come riportato nel verbale di visita del Servizio Nazionale Dighe del febbraio 2003, molti dei dreni installati presentano una lunghezza significativamente minore rispetto a quella di progetto, pari a 100 m (vedi Figura 7.3). Tale condizione, al di là della successiva scarsa manutenzione, è già di per se significativamente peggiorativa dell'efficacia di tutto il sistema.

Si segnala inoltre che le misure piezometriche effettuate negli anni precedenti l'intervento non sono disponibili.

Nonostante le criticità riscontrate, e il ridotto numero di piezometri attualmente in servizio, sulla base delle letture disponibili è stata effettuata una stima cautelativa del campo di pressioni interstiziali presente in sponda destra.

La Figura 7.4 mostra la posizione della linea freatica nella sezione di verifica, dedotta a partire dalle quote piezometriche registrate nel periodo 2018-2021. Tale linea è piuttosto superficiale, specialmente nella zona di valle del versante, dove è ad una profondità media dal piano campagna pari a circa 1 m. Nel tratto di versante a monte della strada circumlacuale, la linea freatica è invece più depressa, trovandosi in media a 5 m di profondità dal piano campagna.

Anche se non sono disponibili i dati piezometrici prima dell'installazione dei drenaggi sub-orizzontali, è ben chiaro che l'attuale posizione della falda è sicuramente lontana da quella prevista in fase di progetto (almeno 20 m più bassa del piano campagna).

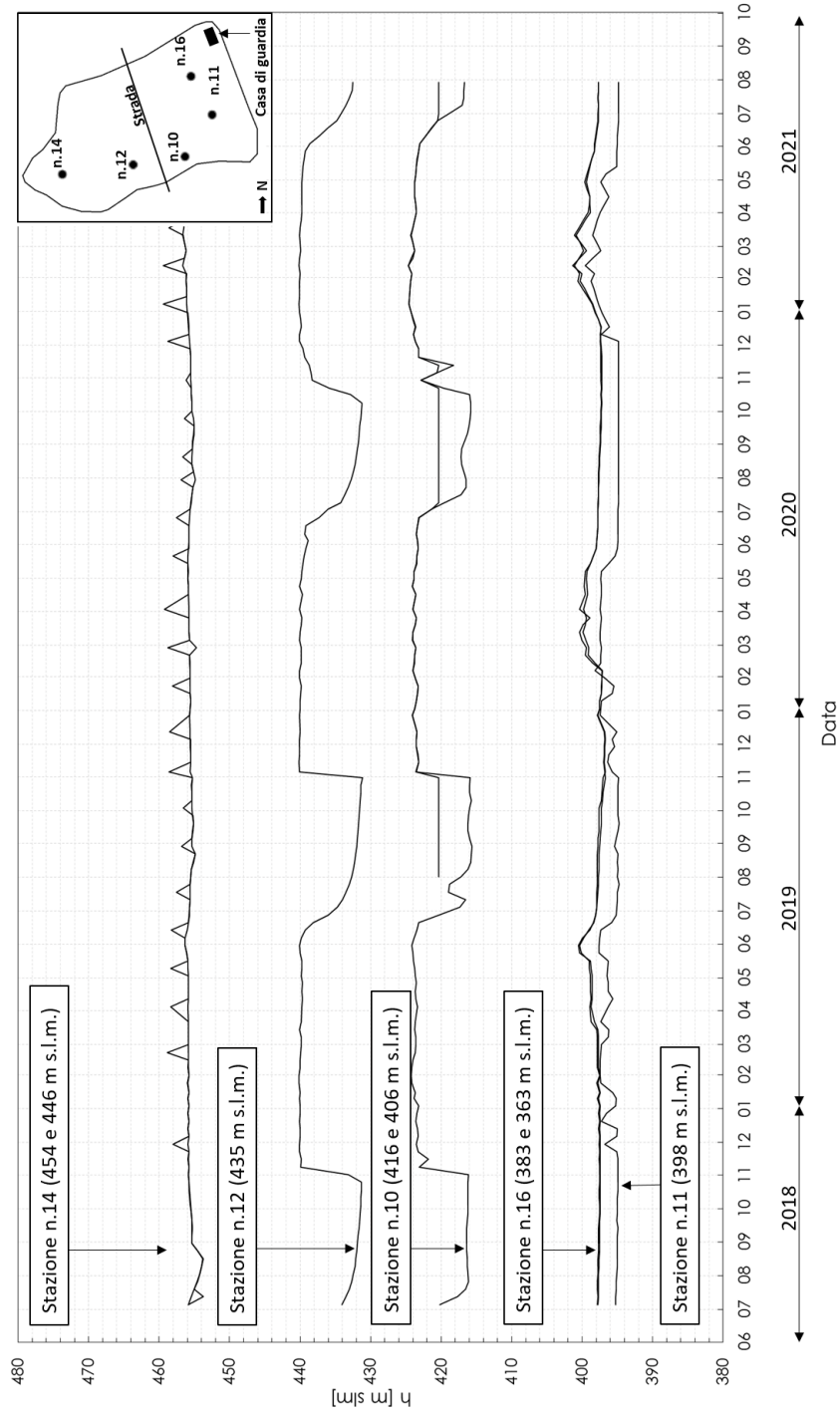


Figura 7.2 Andamento delle quote piezometriche (h) dal 2018 al 2021 registrate presso le stazioni piezometriche n. 14, n.12, n.10, n.16 e n.11, tra parentesi le relative quote di installazione

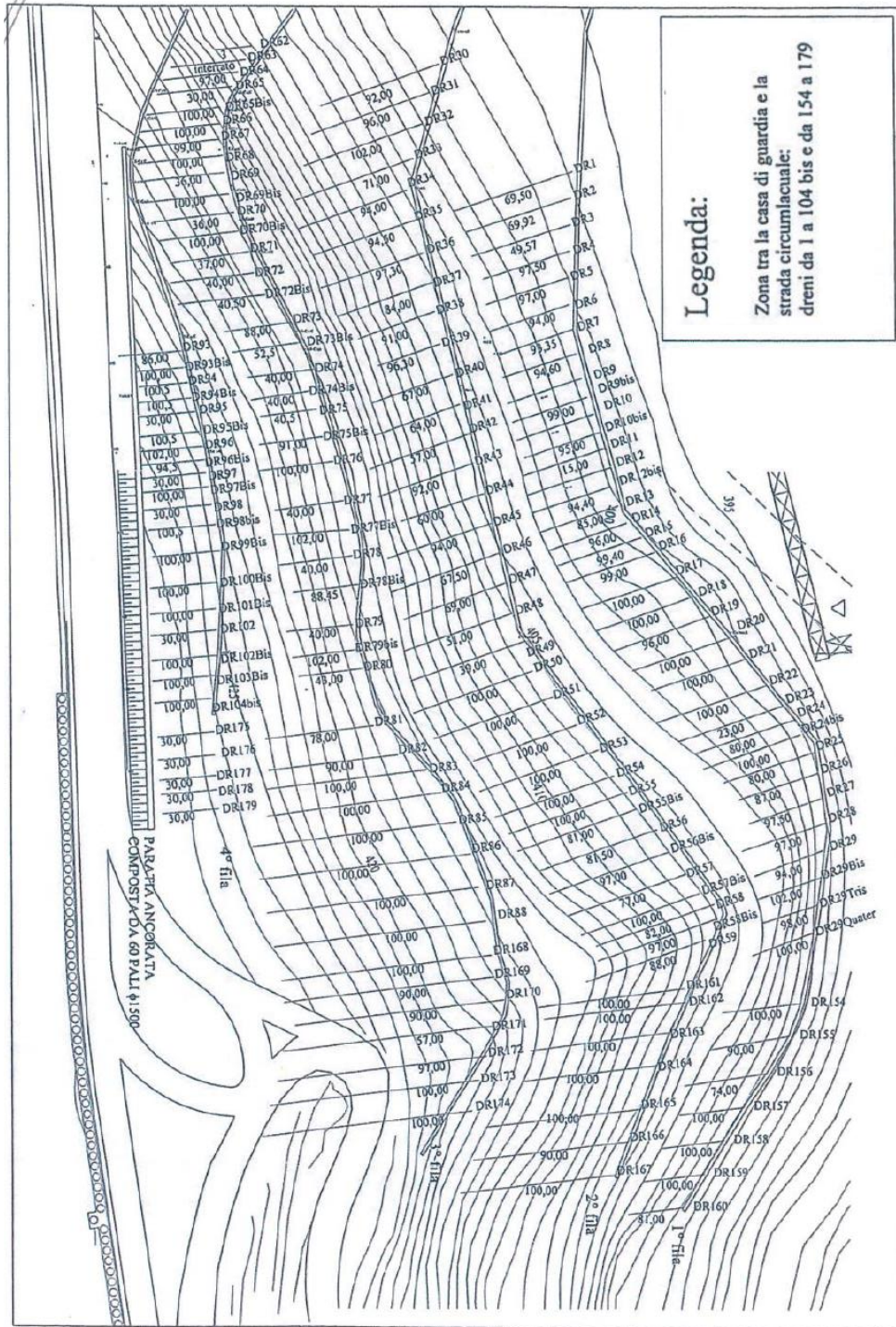


Figura 7.3 Stralcio cartografico con ubicazione delle canne drenanti (tavola 1/2).

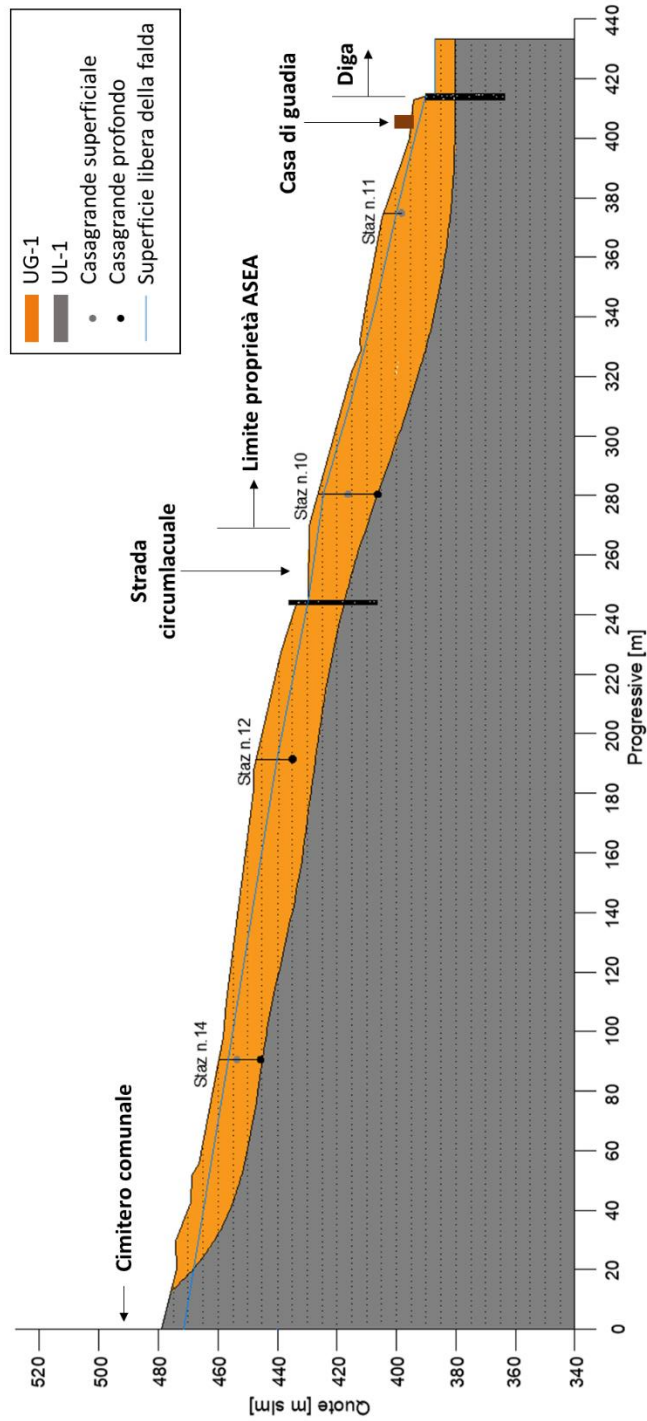


Figura 7.4 Profilo longitudinale della sezione di verifica AA' con ubicazione dei piezometri

7.3 Misure Inclino metriche

Le misure degli inclinometri vengono effettuate con frequenza trimestrale nelle stazioni S11 e S14.

In Figura 7.5 ed in Figura 7.6 sono riportati i grafici degli spostamenti estratti dal rapporto di monitoraggio inclinometrico e piezometrico della sponda destra del 2021. Da questi si evince che:

- **Stazione S11** gli spostamenti sono concentrati entro una profondità di 10 m dal piano campagna, con valore massimo di 14,30 mm in superficie; a profondità maggiori di 10 m, gli spostamenti per punti sono prossimi allo zero.
- **Stazione S14** gli spostamenti sono concentrati entro una profondità di circa 4 m dal piano campagna e raggiungono il valore di picco di 11,80 mm alla profondità di un metro; a profondità maggiori di 5 m, gli spostamenti per punti sono prossimi allo zero.

In Figura 7.7 è riportato il profilo longitudinale della sezione di verifica con sovrapposti i profili di spostamenti per punti nei rispettivi punti di misura.

In entrambi i casi, gli spostamenti interessano solo UG-1 e sono concentrati entro una profondità ben minore di quella del contatto con la formazione di base. Vista la presenza della paratia intermedia, quella a monte della strada circumlacuale, e la minore acclività del pendio a monte rispetto al pendio a valle, tale risultato suggerisce un comportamento con due superfici di scorrimento distinte nel pendio di monte e nel pendio di valle.

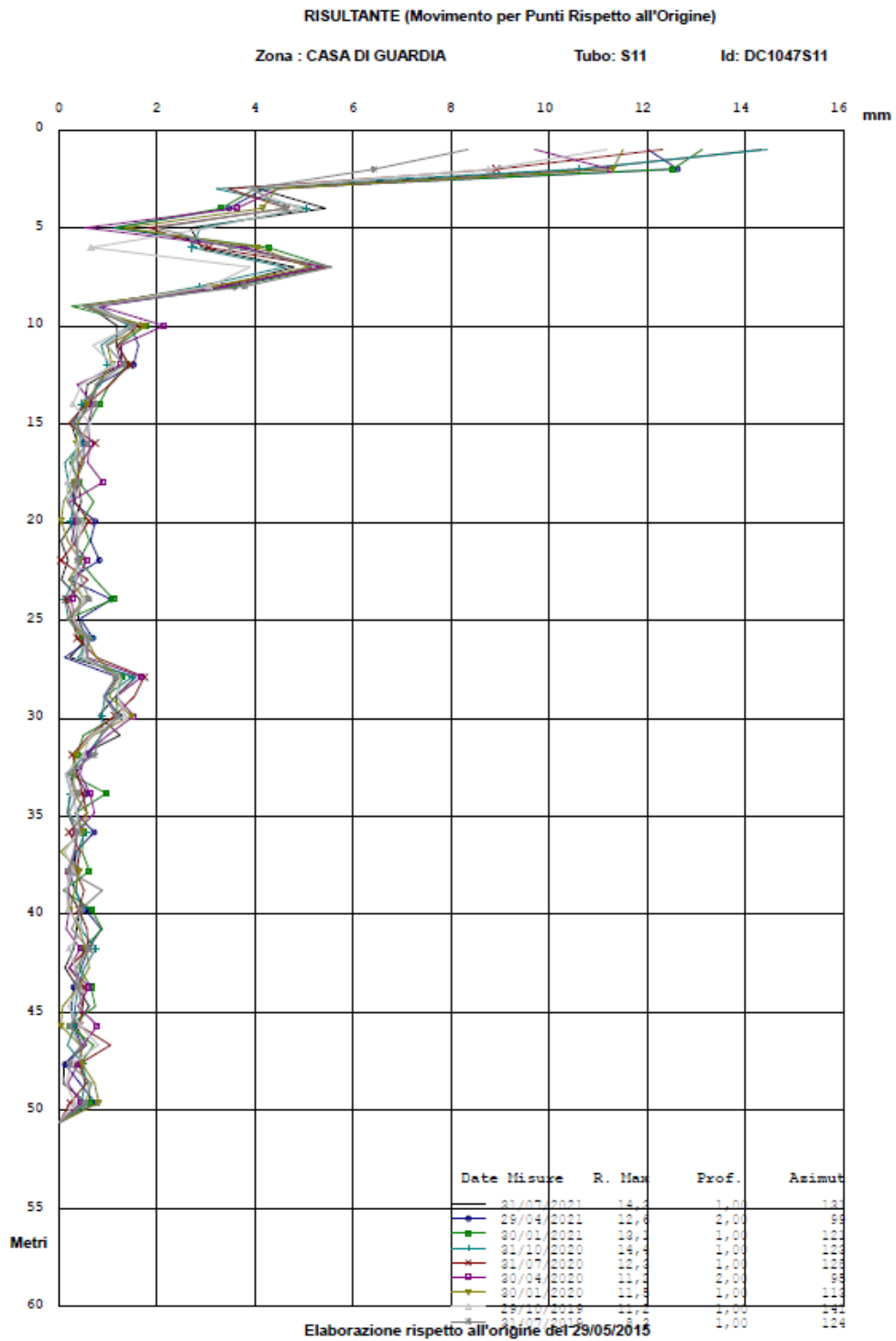


Figura 7.5 Spostamenti per punti registrati dal 2020 al 2021 presso la stazione inclinometrica S11

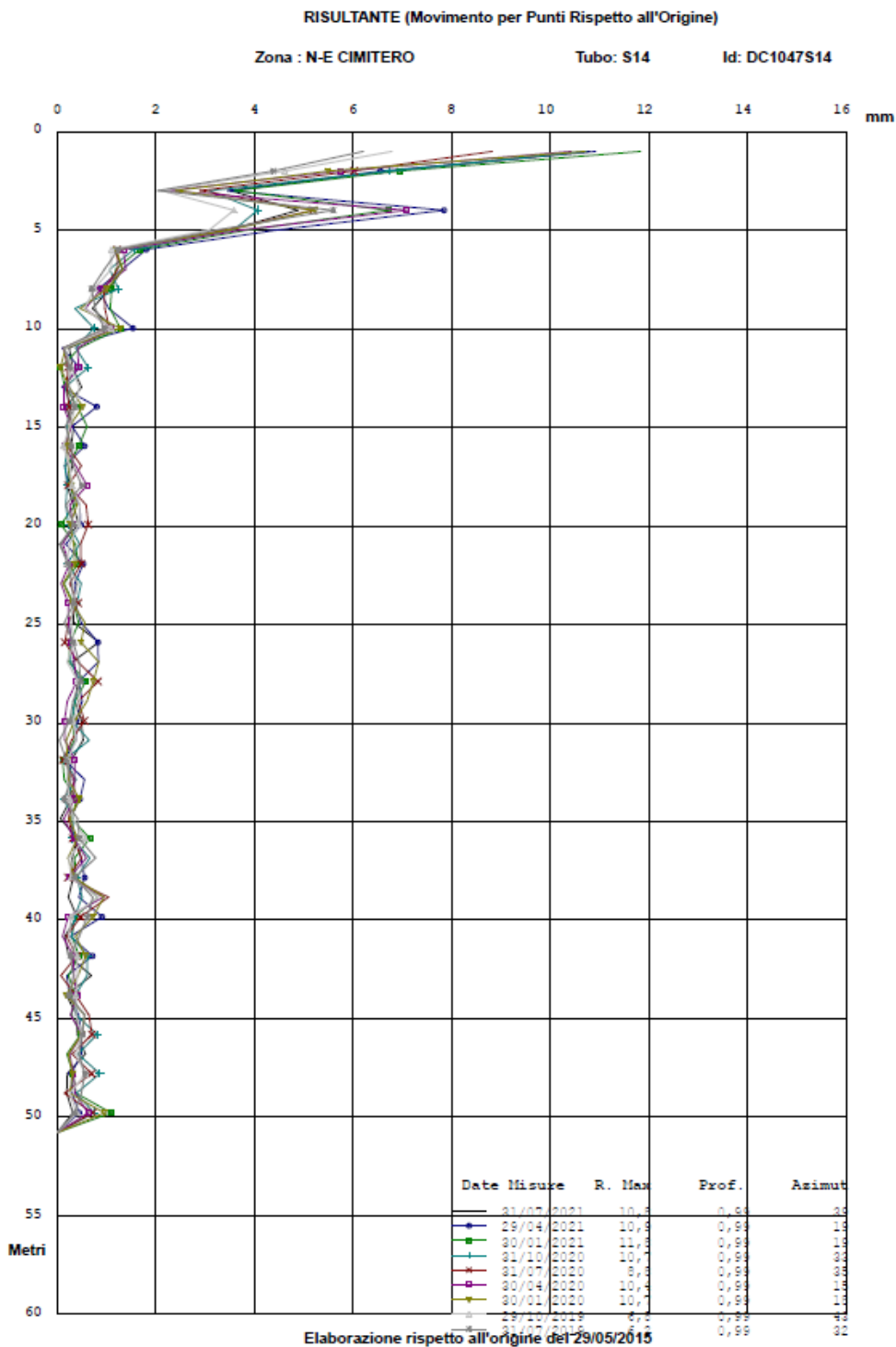


Figura 7.6 Spostamenti per punti registrati dal 2020 al 2021 presso la stazione inclinometrica S14

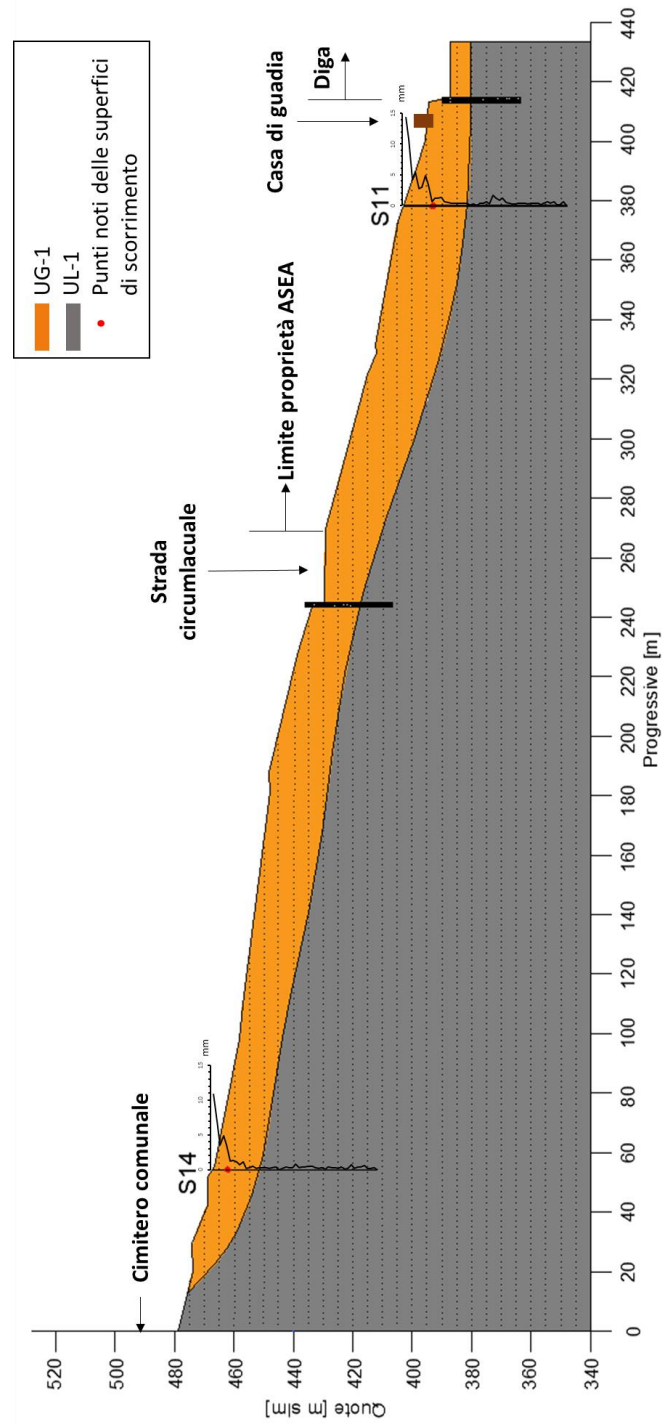


Figura 7.7 Profilo longitudinale della sezione di verifica AA' con sovrapposti i profili di spostamenti incrementali

8. VERIFICHE DI SICUREZZA CONDOTTE IN PASSATO

Nell'ambito dell'intervento di stabilizzazione del 2001 sono state condotte verifiche di stabilità del pendio con il metodo di Bishop dell'equilibrio limite.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle sezioni riportate in Figura 8.1. Nel seguito si riportano i risultati della sezione B-C, la più prossima alla sezione A-A' oggetto di verifica nel presente rapporto.

In assenza di una campagna di indagini geognostiche dedicata, le verifiche del 2001 sono state condotte sulla base dei risultati delle indagini del 1976, del 1983 e del 1991. Data l'estrema eterogeneità dell'unità UG-1 e il ridotto numero di prove disponibili, è stata effettuata un'analisi parametrica al variare dell'angolo di attrito di UG-1. La Tabella 8.1 riassume i valori delle caratteristiche fisiche e meccaniche di UG-1 e di UL-1 utilizzate nella verifica.

Sono state effettuate analisi in condizioni statiche e pseudo-statiche. In queste ultime, i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono stati posti pari a 0,1.

Le analisi sono state ripetute sia in condizioni di linea freatica a piano campagna (pendio saturo) sia in assenza di pressioni interstiziali (pendio drenato).

La Figura 8.2 mostra il profilo longitudinale della sezione di verifica B-C con indicazione delle quattro superfici di scorrimento analizzate. Nella sezione di studio rientra la paratia di pali posta a valle della strada circumlacuale, mentre non si vede la paratia tirantata a monte della stessa strada, dal momento che non era ancora stata realizzata all'epoca della verifica.

La Figura 8.3 riporta l'andamento del fattore di sicurezza in funzione dell'angolo di resistenza a taglio di UG-1 per quattro analisi effettuate sulla superficie II, scelta come rappresentativa. In condizioni statiche, nel caso di pendio saturo, affinché il fattore di sicurezza sia pari ad 1, l'angolo d'attrito deve essere almeno pari a 20°.

In condizioni sismiche, la verifica di stabilità del pendio saturo non è soddisfatta per nessun valore dell'angolo d'attrito considerato. Invece, per il pendio drenato, la verifica è sempre soddisfatta, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Questo risultato motivava la proposta di drenare integralmente la coltre detritica con un sistema di drenaggio costituito da trincee superficiali, della profondità di 5 m, e da dreni sub-orizzontali di lunghezza pari a 100 m.

Tabella 8.1 Caratteristiche fisiche e meccaniche di UG-1 e di UL-1 utilizzate nella verifica di stabilità del 2001

Unità geotecnica	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
UG-1	19,6	0	15 ÷ 20
UL-1	20,6	98	25



Figura 8.1 Planimetria della sponda con ubicazione delle sezioni B-C, 1-1, 2-2 e 3-3 considerate nelle verifiche del 2001

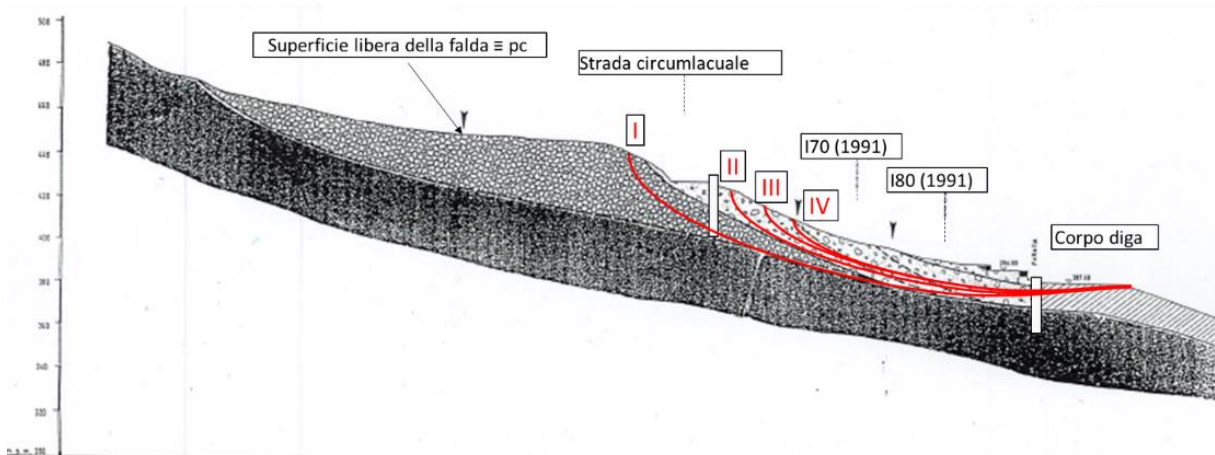


Figura 8.2 Sezione di verifica B-C – superfici di scorrimento identificate nella verifica del 2001

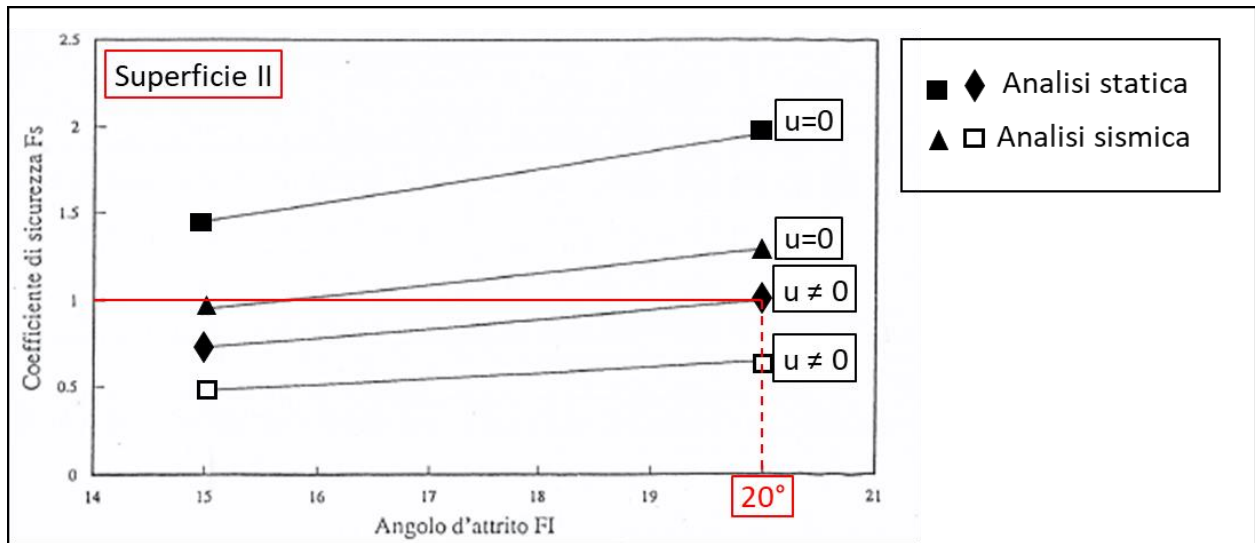


Figura 8.3 Coefficiente di sicurezza vs angolo d'attrito di UG-1 (verifica di stabilità del 2001)

9. REQUISITI DI SICUREZZA NORMATIVI

In accordo con le norme tecniche vigenti (NTC18 par. 7.11.1), le verifiche sismiche agli stati limite ultimi dei pendii si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

Le norme tecniche sulle dighe (MIT-C.S.LL.PP.19. par. VI.4) sottolineano che la verifica agli stati limite di esercizio delle sponde del serbatoio diventa particolarmente rilevante quando i potenziali meccanismi di instabilità interferiscono con l'esercizio dell'impianto come è il caso di Campolattaro nel quale uno scivolamento della massa instabile potrebbe portare all'abbattimento della casa di guardia e all'ostruzione del canale di derivazione delle opere di scarico di fondo e superficie.

La verifica sismica del pendio risulta soddisfatta se il fattore di sicurezza, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_r) e lo sforzo di taglio mobilitato (τ) lungo la potenziale superficie di scorrimento riferita al cinematismo di collasso critico, è maggiore di uno.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è stata eseguita impiegando sia i parametri geotecnici sia le azioni presi con i loro valori caratteristici.

Il presente rapporto tiene conto della presenza nel pendio di paratie di pali realizzate con funzione stabilizzante, le condizioni di stabilità globale del complesso paratie-terreno sono valutate considerando due possibili scenari: nel primo si attribuisce alle paratie la resistenza necessaria a sopportare le sollecitazioni indotte dal sisma; nel secondo si valutano gli effetti dell'instabilità della paratia sulle condizioni di esercizio dell'impianto.

Le verifiche locali di resistenza della paratia a supporto del piazzale della casa di guardia sono trattate in un altro rapporto (Rivalutazione sismica della paratia di contenimento in sponda destra – codice elaborato R017 – Speri-KR-I.Pro.).

10. MODELLO DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte con il software di calcolo GEOSTUDIO, in particolare con il modulo SLOPE/W (n° di licenza 7806-216306-245284) che implementa la soluzione del metodo delle strisce all'equilibrio limite secondo l'approccio rigoroso di Morgenstern & Price (1965).

La Figura 10.1 riporta la geometria del modello di calcolo in GEOSTUDIO.

Dal momento che il livello di conoscenza delle caratteristiche meccaniche di UG-1, in termini di prove di laboratorio effettuate, è rimasto invariato rispetto al 2001, e quindi anche rispetto al 1991, e data l'eterogeneità intrinseca dell'unità, si è adottato un approccio parametrico alle analisi in cui l'angolo di attrito di UG-1 varia nell'intervallo $10^\circ \div 38^\circ$. Tale intervallo è più ampio di quello stimato ($10^\circ \div 25^\circ$) nel par. 6.4. In particolare, il limite superiore è ben più alto al solo scopo di individuare l'angolo di attrito necessario ad ottenere un coefficiente di sicurezza unitario per le combinazioni di carico sismiche considerate.

La Tabella 10.1 riassume le principali caratteristiche fisiche e meccaniche di UG-1 utilizzate nelle analisi. L'unità UL-1 è stata modellata come un materiale infinitamente resistente in quanto tutte le possibili superfici di scorrimento devono svilupparsi all'interno del materiale più scadente UG-1.

Tabella 10.1 Caratteristiche fisiche e meccaniche di UG-1 utilizzate nella analisi

γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
17	17,5	0	$10 \div 38$

La posizione della linea freatica è quella determinata sulla base dei dati di monitoraggio (par. 7.2). In aggiunta, è stata condotta anche una serie di analisi in assenza di falda (pendio con sistema di drenaggio efficiente), al fine di evidenziare gli effetti di un sistema di drenaggio efficiente sulla stabilità del pendio.

La paratia a valle della strada circumlacuale non è intercettata dalla sezione di verifica. La paratia a monte della strada circumlacuale e quella a valle della casa di guardia sono modellate come elementi infinitamente resistenti, in modo che le potenziali superfici di scorrimento possano passare solo al di sotto delle paratie o al più in testa, ma che non possano "tagliare" le paratie. Tale ipotesi individua meccanismi di scorrimento locali. Procedendo in questo modo, si ricercano due superfici critiche, una nella parte alta del pendio, a monte della paratia sulla circumlacuale, ed una nella parte bassa del pendio tra la circumlacuale e la paratia a valle della casa di guardia.

In accordo con quanto osservato nel par. 7.3, il comportamento di rottura globale, in cui la superficie di scorrimento coincide con la superficie di separazione tra UG-1 ed UL-1, si

considera meno plausibile. In ogni caso, tale meccanismo di rottura è gerarchicamente più resistente di quelli precedenti (deve rompere anche le paratie) e pertanto non gli si attribuisce priorità di verifica.

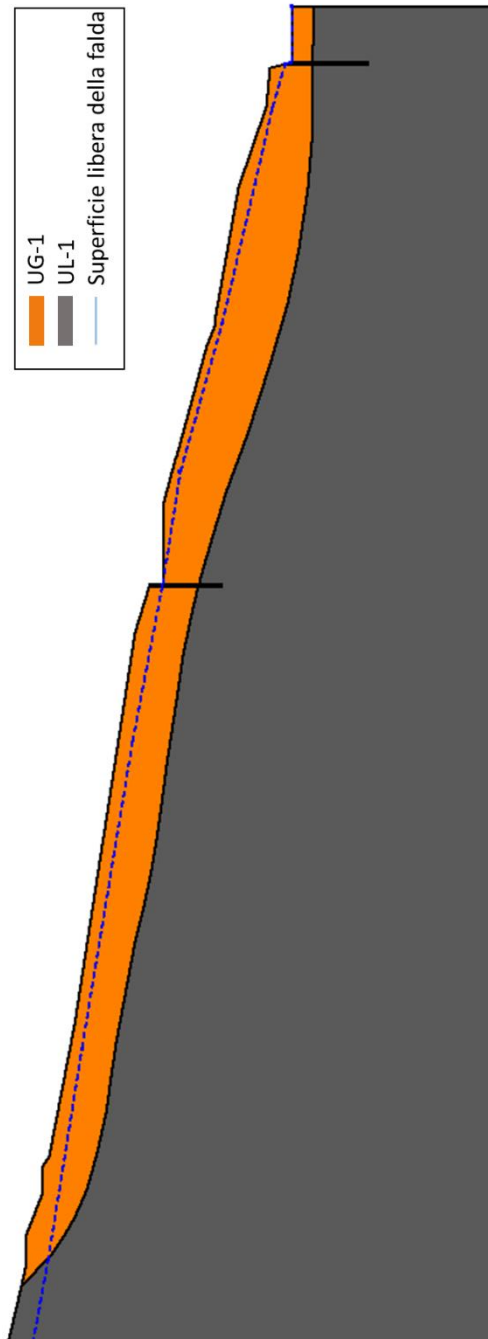


Figura 10.1 Geometria del modello di calcolo in GEOSTUDIO

11. AZIONI SISMICHE E COMBINAZIONI DI CARICO

11.1 Azioni sismiche

Le azioni sismiche sono state definite con riferimento ad un metodo di verifica di tipo pseudo-statico, quindi mediante un'accelerazione equivalente, costante nel tempo e nello spazio, funzione delle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale accelerazione sono state ricavate a partire dai coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v (par. 7.11.3.5.2 - NTC18):

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove a_{max} è la massima accelerazione attesa al sito, g è l'accelerazione di gravità e β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

L'accelerazione massima attesa al sito è stata valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e S_s ed S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, rispettivamente.

Per la categoria di sottosuolo in esame (categoria C), il coefficiente S_s può essere valutato in base alla seguente espressione:

$$1 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,5$$

dove il prodotto $F_0 \cdot a_g/g$ esprime l'accelerazione spettrale massima su sito di riferimento rigido, valutata in accordo con i risultati dello studio sismo-tettonico ("Studio sismo-tettonico e analisi di pericolosità sismica" – codice elaborato R001 – Speri-KR-I.Pro.).

Il coefficiente di amplificazione topografica S_s viene assunto pari ad uno, dal momento che il pendio in esame presenta pendenze medie $\leq 15^\circ$, e pertanto ricade in categoria topografica T1.

La

Tabella 11.1 riporta i valori di tutte le grandezze utili al calcolo dei coefficienti sismici relativi allo SLV ed allo SLD. Si osserva come, nonostante la massima accelerazione su sito di riferimento rigido a_g sia minore allo SLD che allo SLV, il risultato si inverte ragionando in termini di coefficienti sismici. Tale risultato è prodotto dal fatto che allo SLV il coefficiente β_s è pari a 0,28 per tenere

in conto la duttilità del meccanismo di rottura che provoca spostamenti. Allo SLD invece si sono assunti spostamenti residui nulli e quindi un coefficiente β_s unitario.

Tabella 11.1 Determinazione dei coefficienti sismici k_h e k_v .

Grandezza \ Stato Limite	SLV	SLD
F_0	2,457	2,342
a_g [m/s ²]	3,756	1,177
S_s	1,135	1,5
S_T	1,0	1,0
a_{max} [m/s ²]	4,264	1,765
β_s	0,28	1,0
k_h	0,122	0,180
k_v	0,061	0,090

11.2 Combinazioni di carico

Propedeutiche alle verifiche sismiche, sono state condotte delle analisi statiche preliminari. Tali analisi, effettuate ponendo pari ad uno i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze dei materiali, non hanno un carattere normativo, ma sono servite per ottenere una stima del valore minimo dell'angolo di attrito di UG-1 (back-analysis).

La Tabella 11.2 mostra le combinazioni di carico sismiche ed i valori dei coefficienti sismici k_h e k_v utilizzati nelle verifiche allo SLD ed allo SLV.

Tabella 11.2 Combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche sismiche

Combinazione	Descrizione	Peso Proprio	Falda	Sisma orizzontale	Sisma Verticale
1	Condizioni statiche preliminari al sisma	1	1	0	0
2	Condizione sismica con azione verso il basso	1	1	1	+1
3	Condizione sismica con azione verso l'alto	1	1	1	-1
4	Condizioni statiche preliminari al sisma con sistema di drenaggio efficiente	1	0	0	0
5	Condizione sismica con sistema di drenaggio efficiente e azione verso il basso	1	0	1	+1
6	Condizione sismica con sistema di drenaggio efficiente e azione verso l'alto	1	0	1	-1

12. RISULTATI DELLE ANALISI

12.1 Analisi statiche

Attualmente il pendio si trova in condizioni al limite dell'equilibrio statico, come dimostrato dagli spostamenti (modesti ma continui) registrati dalla strumentazione installata sia nella parte alta del pendio sia in quella bassa. Per tale motivo si è proceduto ad eseguire una serie di analisi di stabilità, con le condizioni attuali della falda, che permettessero di stimare il valore dell'angolo di attrito che comporta un coefficiente di sicurezza statico pari a 1.

Tale modello di *back-analysis* individua il minimo angolo di attrito possibile del pendio che possa giustificare il suo comportamento attuale.

La Figura 12.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** riporta l'andamento del fattore di sicurezza al variare dell'angolo d'attrito, nella zona alta del pendio. In presenza della falda attuale, il valore di ϕ' richiesto per garantire FS almeno pari ad 1 risulta essere 15°.

Si può osservare che, in assenza di falda, con un angolo di attrito di 15°, per il pendio si calcolerebbe un coefficiente di sicurezza pari a 1,6.

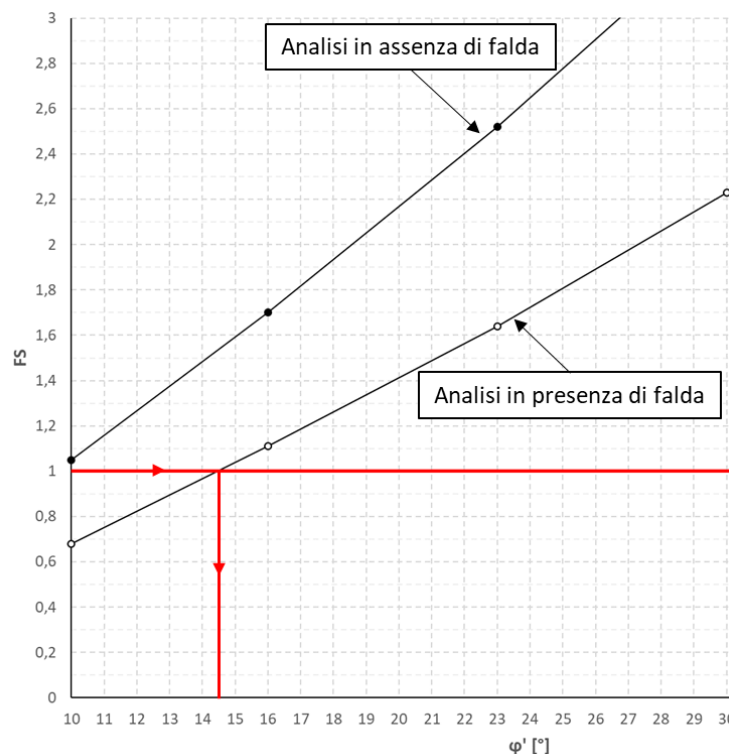


Figura 12.1 Fattore di sicurezza in funzione dell'angolo di attrito per la zona alta del pendio (condizioni statiche)

Nella zona bassa (vedi Figura 12.2), nelle condizioni attuali in presenza di falda, la stabilità è garantita per un valore di angolo di attrito almeno pari a 22°. Con i drenaggi funzionanti il pendio si porterebbe ad avere un coefficiente di sicurezza pari a 1,6.

In entrambe le zone del pendio, è evidente come la presenza di un sistema di drenaggio efficiente sia di importanza rilevante ai fini della sicurezza nei confronti della stabilità.

Confrontando i risultati dell'analisi parametrica condotta per la parte alta e bassa del pendio, è possibile constatare come nella parte bassa le maggiori pendenze e la falda più superficiale producano condizioni più gravose. Pertanto, a parità di materiale nelle due parti, si è scelto di attribuire ad UG-1 il valore di $\phi' = 22^\circ$, a cui corrisponde FS = 1 nella zona bassa del pendio. Rispetto all'intervallo dei possibili valori di angolo di attrito proposto sulla base dei risultati delle prove di laboratorio e dei dati di letteratura ($10^\circ \div 25^\circ$), tale valore si classifica come medio-alto.

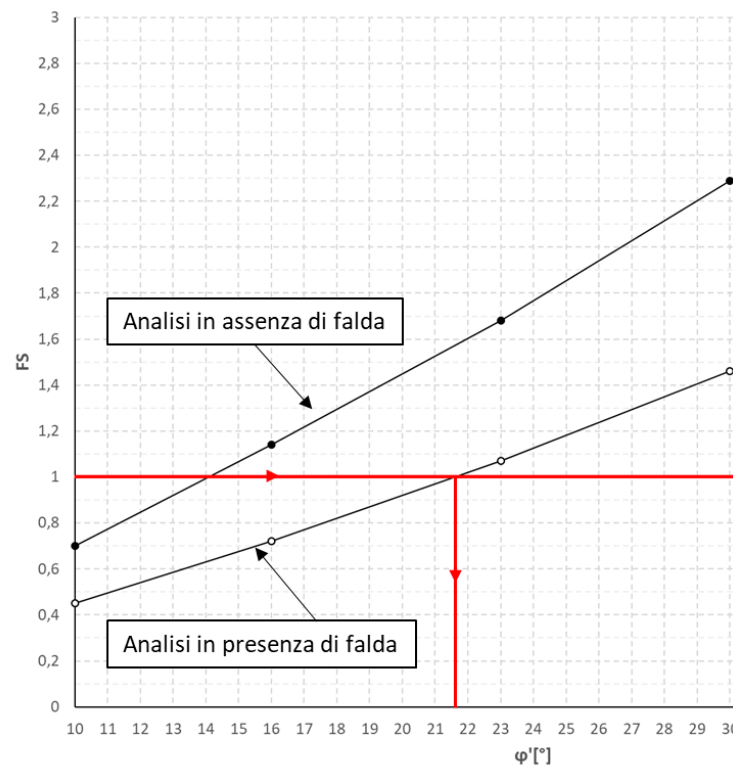


Figura 12.2 Fattore di sicurezza in funzione dell'angolo di attrito per la zona bassa del pendio in condizioni statiche

12.2 Verifiche sismiche allo SLV

La Figura 12.3 e la Figura 12.4 mostrano l'andamento del fattore di sicurezza minimo in condizioni sismiche in funzione di ϕ' relativamente alla zona di monte ed alla zona di valle, rispettivamente. In condizioni di pendio saturo, le verifiche sismiche non risultano soddisfatte né per la parte alta né per quella bassa. In particolare, per quella bassa, si ottengono valori del fattore di sicurezza pari a 0,6 e a 0,7 a seconda che il terremoto verticale sia verso l'alto o verso il basso, rispettivamente.

In tale scenario, con la presenza della falda attuale, la Figura 12.4 mostra anche che per avere $FS \geq 1$, si dovrebbe dimostrare di avere $\phi' \geq 34^\circ$, valore chiaramente incompatibile con l'intervallo di valori possibili proposti per UG-1.

Si conclude quindi che **la verifica sismica allo SLV non risulta essere soddisfatta.**

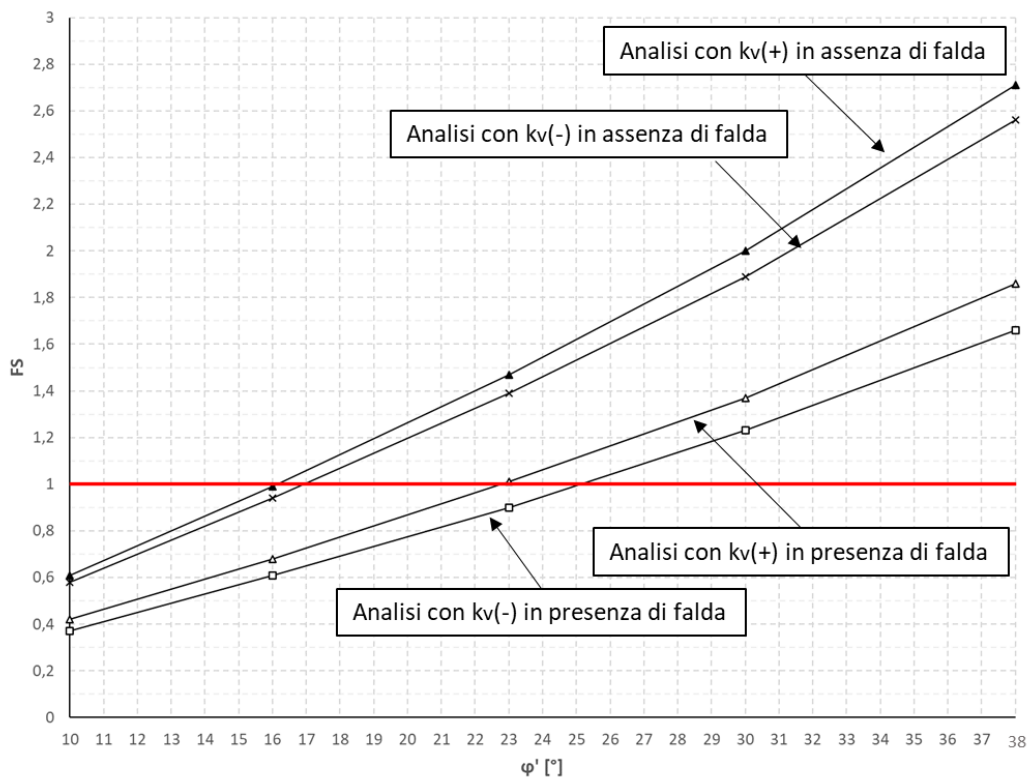


Figura 12.3 Fattore di sicurezza in funzione dell'angolo di attrito per la zona alta del pendio (condizioni sismiche)

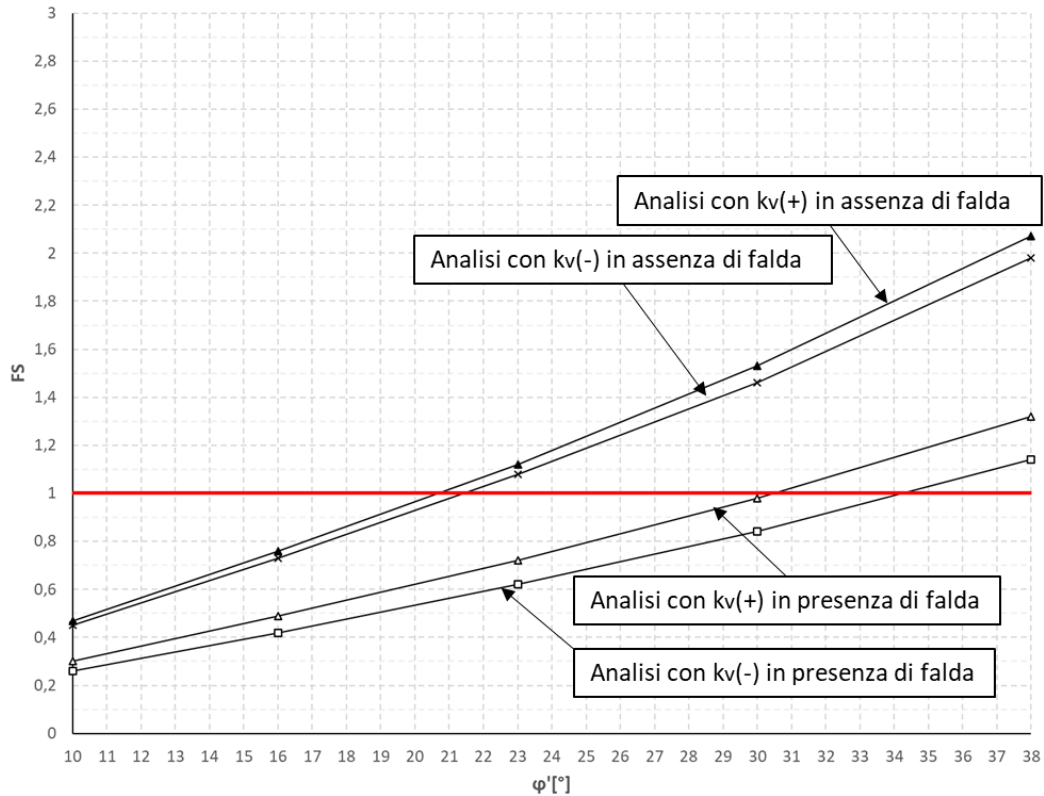


Figura 12.4 Fattore di sicurezza in funzione dell'angolo di attrito per la zona bassa del pendio (condizioni sismiche)

Nel caso in cui i drenaggi fossero efficienti, i coefficienti di sicurezza allo SLV si porterebbero a valori di poco superiori all'unità per il caso peggiore. Tale risultato dimostra ancora una volta l'importanza di un buon sistema di drenaggio.

Le figure Figura 12.5 e Figura 12.6 mostrano le superfici critiche di scorrimento ottenute nelle condizioni di falda attuale. I meccanismi trovati sono piuttosto profondi, a testimoniare la messa in moto di volumi potenzialmente instabili molto importanti.

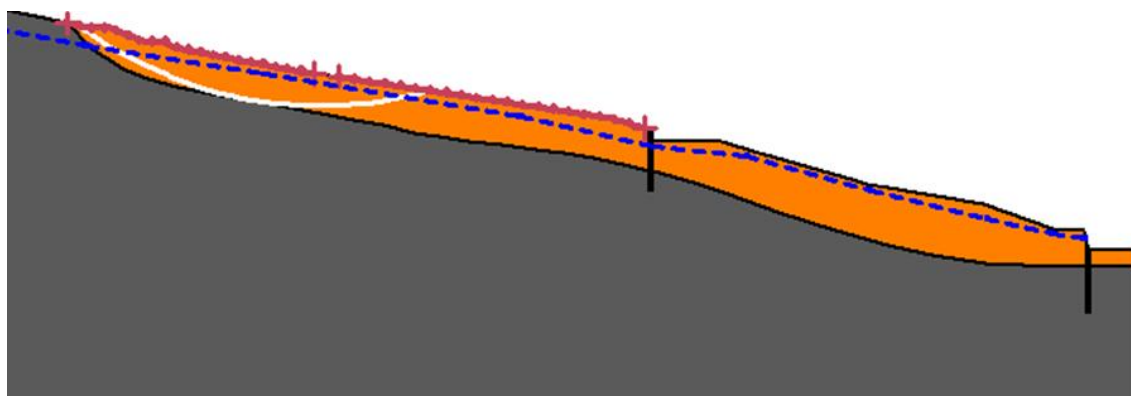


Figura 12.5 Superficie critica relativa alle analisi sismiche nella zona di monte

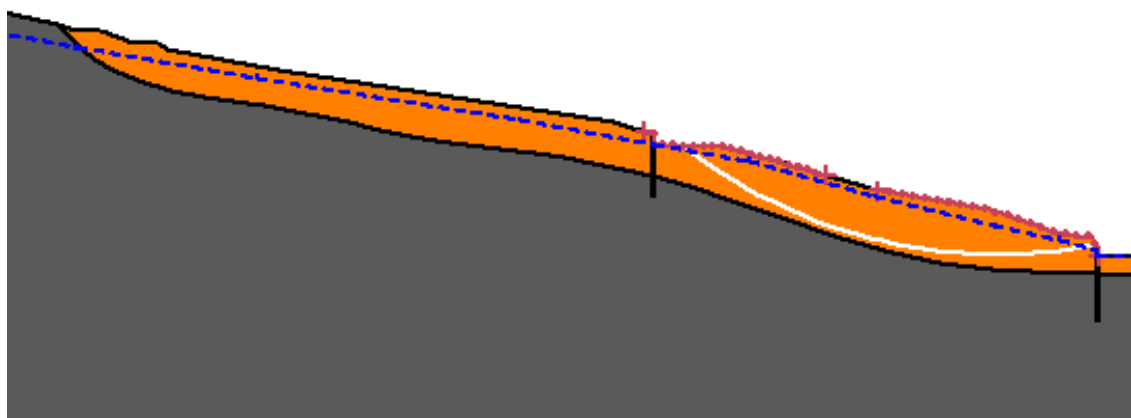


Figura 12.6 Superficie critica relativa alle analisi sismiche nella zona di valle

12.3 Verifiche sismiche allo SLD

Poiché i coefficienti sismici allo SLD risultano maggiori di quelli allo SLV, si conclude che, a parità di resistenze disponibili, non essendo soddisfatta la verifica sismica allo SLV, **non è possibile soddisfare neanche la verifica sismica allo SLD.**

13. EFFETTI DELL'INSTABILITÀ SULL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO

Nel precedente capitolo sono state mostrati i risultati delle verifiche di stabilità del pendio divisi per la sua parte alta e la sua parte bassa. Entrambe le zone sono risultate non soddisfatte e le condizioni della parte bassa sono risultate essere le più gravose. Nelle verifiche si è tenuta in conto la presenza stabilizzante della paratia al piede del piazzale su cui sorge la casa di guardia. Come dimostrato nel rapporto di "Rivalutazione sismica della paratia di contenimento in sponda destra" (codice elaborato R015) – Speri-KR-I.Pro., le verifiche di resistenza di questa paratia non sono soddisfatte né allo SLV né allo SLD. Pertanto in questo capitolo si valutano gli effetti di un possibile meccanismo di rottura allo SLV che coinvolga una massa di terreno instabile potenzialmente più ampia della precedente, per via della rottura della paratia di contenimento del piazzale. Tale movimento può avere delle conseguenze sulla sicurezza dell'impianto in quanto al piede del pendio si trovano le vasche di dissipazione che costituiscono il recapito di tutti gli organi di scarico della diga e che devono rimanere operative a seguito dei terremoti più gravosi.

La distanza percorsa dalla potenziale massa instabile è stata valutata a partire dall'espressione proposta da Corominas (1996) come:

$$\frac{H}{L} = AV^B$$

dove, con riferimento alla terminologia della Figura 13.1:

H è l'altezza della massa instabile;

L è la distanza percorsa;

V è il volume mobilizzato;

A e B sono delle costanti che dipendono dal tipo di movimento franoso.

Il volume mobilizzato è stato valutato conducendo un'analisi di stabilità aggiuntiva considerando assente (rotta) la paratia a valle della casa di guardia. La Figura 13.2 mostra la superficie critica ottenuta. L'altezza H della massa instabile, calcolata dalla base del fazzoletto di valle al ciglio di distacco della frana è pari a 100 m.

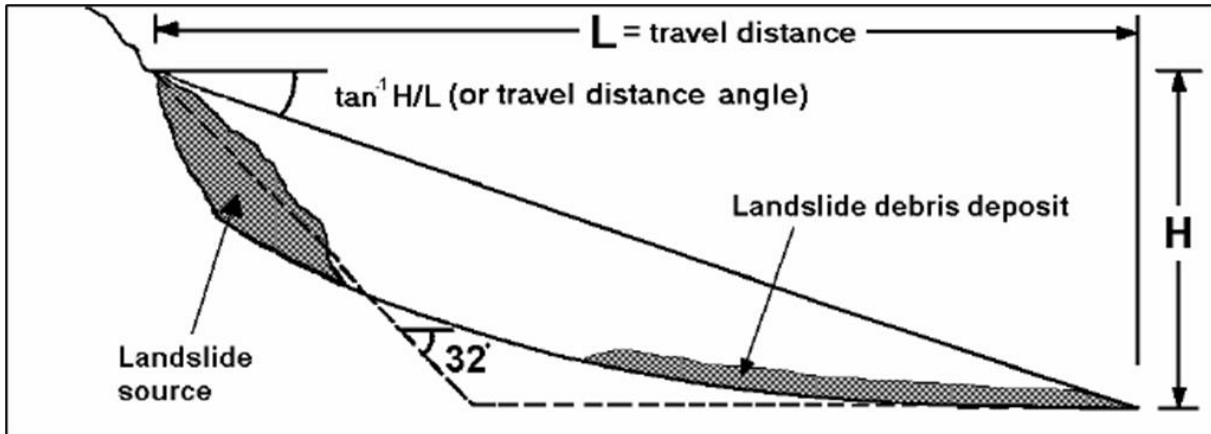


Figura 13.1 Sezione longitudinale di una massa instabile in movimento (Hunter, 2003)

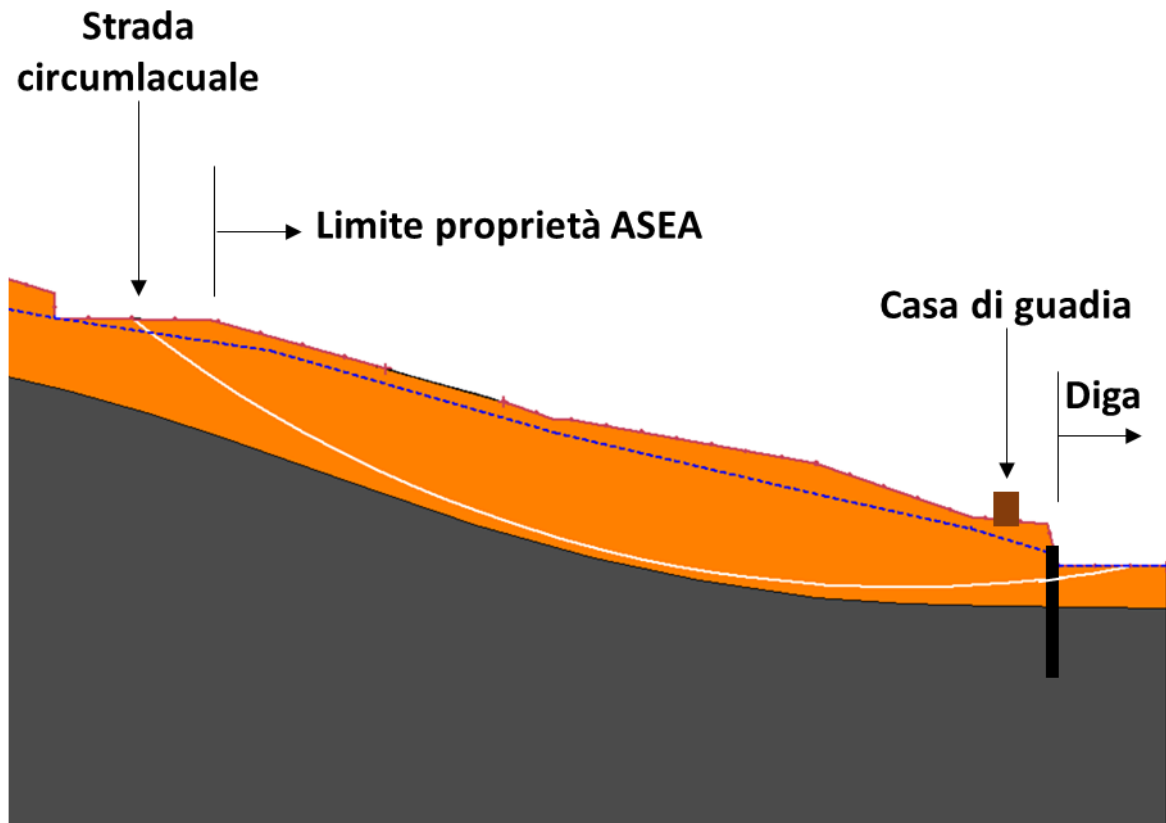


Figura 13.2 Particolare della zona di valle con superficie critica calcolata considerando assente la paratia (condizioni sismiche)

Il volume mobilizzato risulta compreso tra 300.000 e 500.000 m³, dunque significativamente superiore al volume complessivo delle vasche di dissipazione, pari complessivamente a circa 80.000 m³.

Le costanti A e B, per uno scorrimento traslazionale in assenza di ostacoli, sono pari a 0,719 e -0,08 rispettivamente (vedi Tabella 13.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Pertanto, la distanza percorsa dalla massa instabile (L) risulta compresa tra 380 e 395 m. La distanza tra il ciglio di distacco e le vasche di dissipazione è pari a 350 m. Si può quindi concludere che la massa mobilizzata sembra avere la capacità di raggiungere le vasche di dissipazione e riempirle interamente con il suo volume provocando una occlusione delle stesse. Tale scenario non può essere considerato ammissibile in caso di sisma allo SLV.

Con le vasche di dissipazione occluse, non sarebbe più possibile effettuare la vuotatura controllata del serbatoio e quindi non sarebbe garantito un margine di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi dell'impianto, in particolare rispetto alla *"permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata del serbatoio"* (MIT-C.S.LL.PP.19.).

In queste condizioni, anche la Casa di Guardia risulta coinvolta con il movimento della massa instabile e per tale motivo non può assicurare la sua funzionalità a seguito dell'evento sismico di progetto.

È il caso di osservare che la verifica sismica della paratia a monte della strada circumlacuale non fa parte delle opere di proprietà di ASEA e per tale motivo non è stata oggetto di alcuno studio specifico del presente incarico. Qualora la verifica sismica anche di questa paratia non fosse soddisfatta allo SLV, il volume potenzialmente instabile potrebbe essere anche maggiore di quello qui stimato con un rischio ancora più alto per la sicurezza dell'impianto.

Tabella 13.1. Valori delle costanti A e B per tipologia di movimento franoso (Corominas, 1996)

Landslide Type	Number of Slides	Path Type	A	B	R ² (*1)	Standard Error *2
All landslides	204	All	0.897	-0.085	0.625	0.161
Rockfalls	47	All	1.622	-0.109	0.759	0.123
	16	Unobstructed	1.469	-0.119	0.924	0.073
Translational slides	69	All	0.693	-0.068	0.670	0.137
	42	Unobstructed	0.719	-0.080	0.796	0.115
Debris flows	71	All	0.972	-0.105	0.763	0.137
	19	Confined	0.838	-0.109	0.690	0.171
	18	Unobstructed	0.931	-0.102	0.868	0.093
Earthflows and mudslides	17	All	0.611	-0.070	0.648	0.131
	8	Unobstructed	0.603	-0.138	0.908	0.074

14. CONCLUSIONI

Il presente rapporto contiene la descrizione delle metodologie utilizzate e dei risultati delle verifiche sismiche di stabilità del versante in sponda destra della diga di Campolattaro.

Le verifiche sono condotte in accordo con le norme tecniche vigenti, quindi con riferimento alla condizione di Stato Limite di Salvaguardia della Vita ed alla condizione di Stato Limite di Danno.

In assenza di prove di laboratorio più recenti, la caratterizzazione meccanica della coltre è basata sulle prove TXCU condotte nel 1976 e sulle prove TD condotte nel 1991. Le prime sono precedenti ai lavori di scavo effettuati per la realizzazione di tutte le opere accessorie e di scarico site in sponda destra. Le seconde sono precedenti all'intervento di consolidamento del versante (drenaggio, riprofilatura e riforestazione) realizzato nel 2001.

L'interpretazione dei risultati di tali prove suggerisce che un valore ragionevole dell'angolo di attrito della coltre è compreso tra 10 ° e 25 °. Tuttavia, si ritiene che il livello di conoscenza offerto dalle prove di laboratorio disponibili per la caratterizzazione meccanica della coltre detritica sia del tutto inadeguato se commisurato all'importanza dell'opera ed agli effetti potenziali dell'instabilità del pendio sull'esercizio dell'impianto. Al piede del pendio si trovano infatti le vasche di dissipazione che costituiscono il recapito di tutti gli organi di scarico della diga e che quindi devono rimanere operative (non essere occluse) a seguito dei terremoti più gravosi.

Nella sezione di verifica sono presenti due paratie di pali: la paratia a valle della casa di guardia, e quella a monte della strada circumlacuale, posta a protezione dello svicolo con la SS 625 che divide il pendio in due zone. La zona a monte e la zona a valle sono caratterizzate da pendenze medie pari a 10 ° ed a 14 °, rispettivamente. Allo stato attuale le due paratie non presentano alcun segno di debolezza.

La profondità del contatto tra la coltre detritica superficiale e la formazione marnoso-arenacea di base è stata ricostruita sulla base delle colonne stratigrafiche dei sondaggi effettuati durante le varie campagne di indagine condotte tra il 1966 e 2001.

La posizione della linea freatica è stata individuata dalle quote piezometriche registrate tra il 2018 ed il 2021, a circa venti anni di distanza dall'intervento di consolidamento della sponda realizzato nel 2001 tramite l'installazione di dreni sub-orizzontali. Lo scopo dell'intervento era l'abbattimento del livello di falda fino a 20 m di profondità dal piano campagna, corrispondente al drenaggio dell'intero spessore della coltre. L'efficacia di tale intervento non è mai stata dimostrata (e.g. tramite un confronto tra le misure piezometriche prima e dopo l'intervento) ed in ogni caso, ad oggi, la linea freatica è alquanto superficiale, trovandosi ad una profondità media di 5 m nel tratto di monte e ad una profondità di appena 1 m nel tratto di valle. Tale risultato, al di là della scarsa manutenzione, è supportato dalla presenza di dreni di lunghezza inferiore a quella di progetto.

L'elaborazione delle misure inclinometriche fornisce spostamenti per punti significativi entro profondità ben minori di quella del contatto coltre-formazione. Pertanto, si sono studiati meccanismi di tipo locale indipendenti nella zona a monte e nella zona a valle, facendo l'ipotesi di paratie infinitamente resistenti. A margine dello studio sono stati valutati anche gli effetti di una possibile instabilità della paratia a sostegno del piazzale della casa di guardia.

Sono state condotte delle analisi statiche propedeutiche alle verifiche sismiche e prive di carattere normativo. Lo scopo di queste analisi, condotte facendo variare parametricamente l'angolo d'attrito della coltre ed utilizzando coefficienti di sicurezza parziali tutti unitari, è stato quello di ottenere una stima ragionevole dell'angolo di attrito della coltre. Il valore di 22 °, corrispondente ad un coefficiente di sicurezza unitario del pendio, è stato scelto considerando che questo si trova al già attualmente limite della stabilità in condizioni statiche. Tale valore di angolo di attrito rappresenta quello minimo stimabile che assicuri anche la stabilità attuale del pendio ed è l'unico possibile in assenza di una caratterizzazione più robusta del materiale. Tale valore dell'angolo di attrito è all'interno della forchetta dei valori proposti dai risultati di laboratorio.

Assunto questo valore di angolo di attrito cautelativo, le analisi sismiche allo SLV hanno prodotto un coefficiente di sicurezza minimo pari a 0,6 ed in ogni caso ben inferiore all'unità. Con lo stesso modello di calcolo si è stimato quale potesse essere l'angolo di attrito necessario ad assicurare la stabilità del versante allo SLV. Tale valore è del tutto superiore all'intervallo di valori proposti dai risultati di laboratorio e dai valori di letteratura tipici della coltre visto che risulta pari a 34 °.

Pertanto si conclude che **la verifica sismica del pendio allo SLV non è soddisfatta**.

È stato osservato, inoltre, che nel caso in cui si potesse procedere ad un abbattimento della falda sotto il livello della coltre, come previsto nelle ipotesi del progetto del 2001, si avrebbe un notevole incremento del fattore di sicurezza, fino a valori sufficienti a soddisfare i requisiti di normativa. Tale dimostrazione rimarca pertanto l'importanza di un sistema di drenaggio efficiente ai fini della stabilità.

Dal momento che i coefficienti sismici allo SLD risultano maggiori di quelli allo SLV, ed a parità di resistenze disponibili, si conclude che **la verifica sismica del pendio non è soddisfatta allo SLD**.

La verifica della paratia a contenimento del piazzale della casa di guardia è contenuta in un altro rapporto ("Rivalutazione sismica della paratia di contenimento in sponda destra" – codice elaborato R015). Considerando che le verifiche di tale paratia non sono soddisfatte né allo SLV né allo SLD, perché adottano le stesse cautele sull'angolo di attrito proposte in nel presente rapporto, si sono valutati anche gli effetti di un ipotetico collasso della paratia sul pendio in oggetto.

È stato stimato il volume di frana mobilizzato tramite specifiche analisi condotte in assenza della paratia e la distanza percorsa dalla massa instabile.

Allo SLV, il volume mobilizzato (300.000 ÷ 500.000 m³) è significativamente superiore al volume complessivo delle vasche di dissipazione (80.000 m³) poste in basso al piede della frana. Dunque, la distanza percorsa dalla massa instabile è tale da permettere alla frana di raggiungere le vasche stesse. Si conclude pertanto che in condizioni sismiche allo SLV le vasche di dissipazione corrono il rischio di essere occluse.

Questa circostanza determinerebbe **l'impossibilità di effettuare la vuotatura controllata del serbatoio, e pregiudica la verifica dell'impianto allo SLV.**

Inoltre, anche la casa di guardia risulta coinvolta nel cinematismo e pertanto non è assicurato il suo presidio a seguito dell'evento sismico di progetto.

La verifica della paratia intermedia, a monte della strada circumlacuale, non è oggetto del presente contratto, pertanto non è stata eseguita. Tuttavia, è bene evidenziare che, qualora anche questa verifica non dovesse risultare soddisfatta, il volume eroso sarebbe ben più grande di quello stimato, con un rischio ancora più ampio per la sicurezza dell'impianto.

È ancora importante rimarcare che gli esiti negativi delle verifiche risentono fortemente delle necessarie cautele assunte nella determinazione dell'angolo di attrito della coltre che provengono da una limitata estensione della conoscenza della geotecnica dell'opera. Si raccomanda fortemente l'esecuzione di una campagna di indagini estesa del pendio comprensiva di una mappatura dettagliata del corpo di frana (anche ben al di fuori della proprietà ASESA), di indagini geognostiche e geofisiche e di laboratorio tali da permettere di caratterizzare in maniera esaustiva la coltre in movimento e che sia, finalmente, commisurata all'importanza dell'opera.

15. BIBLIOGRAFIA

- AGI. (1994). Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- Bertini, T., Nisio, P., & Tancredi, G. (1986). Intervento di stabilizzazione di una colata in argille varicolori molisane. *AGI, XVI Congresso nazionale di Geotecnica.*, 1, p. 31. Bologna.
- Corominas. (1996). The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 260-271.
- Cotecchia, P. V. (1976). *Relazione geologica - geotecnica* .
- Cotecchia, V., & Simeone, V. (1996). Studio dell'incidenza degli eventi di pioggia sulla grande frana di Ancona del 13.12. 1982. *Proceedings of the International Conference on Prevention of Hydrogeological Hazards: the Role of Scientific Research*, 19, p. 29.
- Del Prete, M., & Petley, D. (1982). Case history of the main landslide at Craco, Basilicata, South Italy. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 17, 291-304.
- Diga di Campolattaro sul fiume Tammaro - Brochure Illustrativa. (s.d.).
- Fenelli, G., Paparo Filomarino, M., Picarelli, L., & Rippa, F. (1982). Proprietà fisiche e meccaniche di argille varicolori dell'Irpinia. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3, 110-124.
- Hunter, & Fell. (2003). *The Pre and Post-Failure, Deformation behaviour of soil slopes*.
- Lambe, T., & Whitman, R. (1997). *Meccanica dei terreni*.
- Lanzo. (2019). *Rivalutazione sismica di dighe in terra*.
- N.T.C. (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- N.T.D. (2014). *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.