

AUTONOME PROVINZ BOZEN
SÜDTIROL
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO -
ALTO ADIGE



GEMEINDE FRANZENSFESTE
COMUNE DI FORTEZZA



Projekt / Progetto:

Studio delle sponde del lago di Fortezza, finalizzato alla definizione degli elementi geologico-geotecnici per la progettazione di un percorso pedo-ciclabile

Studie des Seeufers von Franzensfeste für die Ermittlung der Geologie und Geotechnik zur Projektierung eines Fußgänger- und Radweges

Angelegt / Inizializzato	25.07.2017	SS				
					13.04.2018	SS
					13.04.2018	ST
	Datum / Data	Abk. / Sigla	Datum / Data	Abk. / Sigla	Datum / Data	Abk. / Sigla
	Erstellung / Redazione		Bearbeitung / Revisione		Prüfung / Controllo	

Inhalt / contenuto :

RELAZIONE GEOTECNICA RELATIVA ALLE INDAGINI (MOUNTAIN-EERING S.R.L. & ALPIN GEOLOGIE)

GEOTECHNISCHER BERICHT ZU DEN ERKUNDUNGEN (MOUNTAIN-EERING S.R.L. & ALPIN GEOLOGIE)

 <p>MOUNTAIN-EERING Società di Ingegneria</p> <p>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BÖLZANO Dott. Ing. SILVIA SIMONI Nr. 1918 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN</p> <p><i>Silvia M. Simoni</i></p>	<p>MOUNTAIN-EERING s.r.l. Società di Ingegneria Ingenieurgesellschaft via Volta 13/A Volta str. I-39100 Bolzano/Bozen Tel. +39 0471 094781 Fax +39 0471 094782 info@mountain-eering.com mountain-eering@pec.it www.mountain-eering.com</p> <p>ALPIN GEOLOGIE Büro für angewandte Geologie Studio di geologia applicata via Luis-Zuegg-Straße 70/A I-39012 Meran/Merano Tel. +39 0473 490440 Fax +39 0473 490441 info@alpin-geologie.it mail@pec.alpin-geologie.it www.alpin-geologie.it MwSt.-Nr. 01732130214 P. IVA</p> <p> ORDINE DEI GEOLOGI GEOLOGENKAMMER TRENTINO - ALTO ADIGE / SÜDTIROL DOTT. GEOL. N. 284 TACUS SIMONE <i>Simone Tacus</i></p>
<p>Projekt nr. / n. progetto: 1153bbg</p> <p>H:\1Archiv\ProjekteFF\1100-1199\1153bbgFortezza,AreeSpondaBacino,17\1153Elaborazione\1153Cartiglio.dwg</p>	<p>Anlage Nr. / Allegato n.:-</p> <p>Maßstab / Scala: -</p>

Indice

Introduzione	3
1 Inquadramento	5
1.1 Aspetti Generali e Normativi	5
1.2 Descrizione dell'intervento	5
1.3 Rilievo topografico	7
1.3.1 Strumentazione utilizzata	7
1.3.2 Modalità di rilievo	8
1.4 Sintesi del Modello Geologico e caratterizzazione Geotecnica	18
1.4.1 Sponda destra lago	18
1.4.2 Sponda sinistra lago	19
2 Campagna Geognostica	23
2.1 Programma delle Indagini	23
2.2 Sondaggi e Prove di Laboratorio	24
2.3 Rilievo Geostrutturale	30
2.3.1 Stazione Geomeccanica 1	30
2.3.2 Stazione Geomeccanica 2	33
2.4 Caratterizzazione Geomeccanica dell'ammasso roccioso	35
2.4.1 Approccio di Bieniawski 1989	35
2.4.2 Approccio di Hoek & Brown 1997	37
3 Considerazioni progettuali	43
Bibliografia	45

Elenco delle figure

1.1	Area di studio: (alto) planimetria dell'area; (basso) penisola sabbiosa lungo la sponda destra del lago, dove sorgerà una pila della passerella pedo-ciclabile	6
1.2	Rete GPS STPOS.	8
1.3	Planimetria di Rilievo	9
1.4	Particolari del rilievo lungo la S.S.12	10
1.5	Particolari del rilievo - zona Nord	11
1.6	Particolari del rilievo - sponda sinistra	12
1.7	Particolari del rilievo - versante sinistro	13
1.8	Particolari del rilievo - versante sinistro	14
1.9	Particolari del rilievo - bordo lago	15
1.10	Particolari del rilievo - stazione geomeccanica ST-GEO2	16
1.11	Particolari del rilievo - zona impluvio K7	17
1.12	Foto documentazione: evidente differenza litologica tra le due sponde del lago	20
1.13	Sezione geologica CD (per il dettaglio si veda l'Allegato 2)	21
2.1	Planimetria dell'ubicazione delle indagini e delle sezioni geologiche	23
2.2	Valori empirici per le caratteristiche fisico-mecccaniche dei vari litotipi (Ausschuss <i>et al.</i> , 2005)	26
2.3	Valori empirici per le caratteristiche fisico-mecccaniche dei vari litotipi (Ausschuss <i>et al.</i> , 2005)	28
2.4	Tabella per la definizione della consistenza per litotipi incoerenti	28
2.5	Tabella per la definizione della consistenza per litotipi coesivi	29
2.6	Fotodocumentazione della stazione geomeccanica 1	32
2.7	Fotodocumentazione della stazione geomeccanica 2	34
2.8	Tabella per la stima empirica della resistenza a compressione uniassiale della roccia secondo Hoek e Brown (1997); (*) il grado è assegnato in base a Brown (1981); (**) Point Load test eseguiti su rocce con valori di compressione uniassiale inferiori a 25 MPa forniscono valori poco attendibili	38
2.9	Valori per la costante m_i della roccia intatta secondo Hoek e Brown (1997); i valori tra parentesi sono stime; (*) valori per campioni di roccia intatta testati in direzione normale al piano di deposizione/foliazione. Valori di m_i misurati su piani di debolezza possono essere significativamente diversi	39
2.10	Classificazione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso per determinare il GSI secondo Sonmez e Ulusay (1999)	40
3.1	Sezione schematica della spalla del ponte sulla sponda sinistra del lago	44

Acronimi

HVSR Horizontal to Vertical Spectral Ratio

GNSS Global Navigation Satellite System, sistema satellitare globale di navigazione che comprende il sistema statunitense NAVSTAR Global Positioning System (GPS), il sistema russo GLONASS, ed il sistema europeo Galileo

RTK Real Time Kinematic satellite navigation

STPOS L'ufficio per il rilevamento geodetico, della Ripartizione 41 Libro fondiario, Cadastral fondiario e urbano della Provincia Autonoma di Bolzano, ha realizzato il servizio di posizionamento satellitare STPOS (South Tyrolean POsitioning Service). STPOS rende disponibile sia i dati Rinex per le applicazioni in post-elaborazione, sia i dati di correzione per il Real-Time. Le coordinate delle stazioni permanenti sono inquadrate nel sistema di riferimento cartografico europeo ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989). Attualmente vengono gestite in totale 6 stazioni permanenti GPS&GLONASS (BZRG-MABZ-STBZBRBZ-PILA-PRET). I dati di correzione per il Real Time, grazie alla collaborazione con i servizi APOS, SWIPOS e TPOS sono disponibile su tutto il territorio provinciale.) Il concetto della Virtual Reference Station, attraverso l'utilizzo di una rete di stazioni permanenti, collegate ad Internet in tempo reale, permette di ridurre gli errori sistematici della stazione di riferimento. Per le aree coperte da questo servizio, è possibile effettuare rilievi statici e cinematici con l'utilizzo solamente di un Rover GPS interfacciato con un cellulare GPRS.

Introduzione

Il Comune di Fortezza intende valutare la possibilità di collegare la stazione ferroviaria con il Forte, all'estremità meridionale del lago, mediante un percorso ciclo-pedonale, al fine di valorizzare il territorio comunale e di migliorarne l'attrattività turistica. Una delle ipotesi presa in considerazione prevede l'utilizzo di una pista ciclabile attualmente dismessa, che corre lungo la sponda in sinistra orografica del lago, fino al confine comunale con Naz-Sciaves, e la costruzione di un ponte pedo-ciclabile, che permette l'attraversamento del lago fino alla penisola sabbiosa sulla sponda destra. Un ulteriore tratto di collegamento tra questa e la fortezza sarà progettato in prossimità della S.S.12.

Questo approfondimento fa seguito ad un primo studio che gli stessi autori hanno condotto per valutare, alla luce delle vigenti Direttive provinciali in materia di Piani delle Zone di Pericolo e dello stato dell'arte degli strumenti di indagine, l'attuale situazione di pericolo idrogeologico in cui si trovano il versante in sinistra orografica e la pista ciclabile sottostante. Nell'ambito del primo studio sono state individuate le misure di mitigazione necessarie per garantire la compatibilità del progetto con il pericolo esistente (ai sensi del DPP 05.08.2008 n.42 Art.11) e stimati i relativi costi.

Su incarico del Comune di Fortezza è stata successivamente condotta una seconda fase di indagine, volta a fornire indicazioni geologiche, geotecniche e topografiche finalizzate alla progettazione. Attraverso una campagna di rilievi topografici, di sondaggi geognostici e di prove geofisiche, è stato elaborato un modello geologico e uno geotecnico propedeutico all'estrazione dei parametri utili alla progettazione del percorso pedo-ciclabile; in particolare alla progettazione delle fondazioni del ponte.

Lo studio si compone di una relazione geologica, una geotecnica, una di sintesi e di 9 allegati di supporto; il presente fascicolo riguarda gli aspetti geotecnici che sono stati elaborati a partire dal modello geologico di cui alla relazione dedicata.

1 Inquadramento

1.1 Aspetti Generali e Normativi

A supporto della futura progettazione di un collegamento tra la stazione ferroviaria e il Forte, all'estremità meridionale del lago, ed in particolare relativamente all'attraversamento del lago mediante un ponte pedo-ciclabile, sono state effettuate una serie di indagini geognostiche e di laboratorio, finalizzate primariamente alla modellazione geologica (Paragrafo 6.2.1 - NTC) e successivamente alla caratterizzazione fisico-mecanica dei terreni compresi nel volume significativo (Paragrafo 3.2.2 - NTC, parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa). L'ubicazione delle prove e dei sondaggi è stata progettata in funzione della posizione delle spalle del ponte, per caratterizzare in quei punti le interazioni opera (pile/spalle di ponte) - terreno.

Tale approccio costituisce la prima fase delle attività progettuali e fornisce le indicazioni basiliari per una prima valutazione sulle future scelte tipologiche dei sistemi di fondazione.

Data la differenza litologica tra le sponde destra e sinistra del lago, è stato definito un piano d'indagini e di prove geotecniche, la cui interpretazione consente l'individuazione di un modello geotecnico ad-hoc del sottosuolo (Paragrafo 6.2.2 - NTC). In particolare, lungo la sponda sinistra, dove sarà ubicata la spalla del ponte, è stata condotta una serie di stazioni geomecaniche per caratterizzare l'ammasso roccioso in maniera funzionale alla progettazione; mentre in sponda destra, sulla penisola sabbiosa è stata predisposta una campagna di indagine con sondaggi e prove di laboratorio.

Nella Tabella 2.1 sono riassunte le indagini effettuate in sponda destra, mentre le indagini in sponda sinistra sono descritte nel Paragrafo 2.3. La posizione di tutte le indagini è illustrata nella planimetria riportata nell'Allegato 3 al presente studio. Gli esiti delle prove sono invece descritti dettagliatamente negli Allegati 4, 6, 7 e 9.

1.2 Descrizione dell'intervento

L'idea alla base del progetto consiste nel collegare la Stazione ferroviaria di Fortezza con il Forte mediante un percorso pedo-ciclabile che, attraversando l'Isarco ove si immette nel lago, percorre la sponda sinistra (Nord-Est) del lago fino a monte del confine comunale di Naz-Sciaves. Da qui, mediante un attraversamento, il percorso raggiunge la sponda destra (Sud-Ovest), in corrispondenza della penisola sabbiosa, per poi proseguire fino al Forte lungo il bordo del lago. Un tratto di questo percorso in sponda orografica sinistra è già esistente; si tratta di una strada asfaltata, utilizzata in passato come pista ciclabile ma attualmente dissestata chiusa al transito.

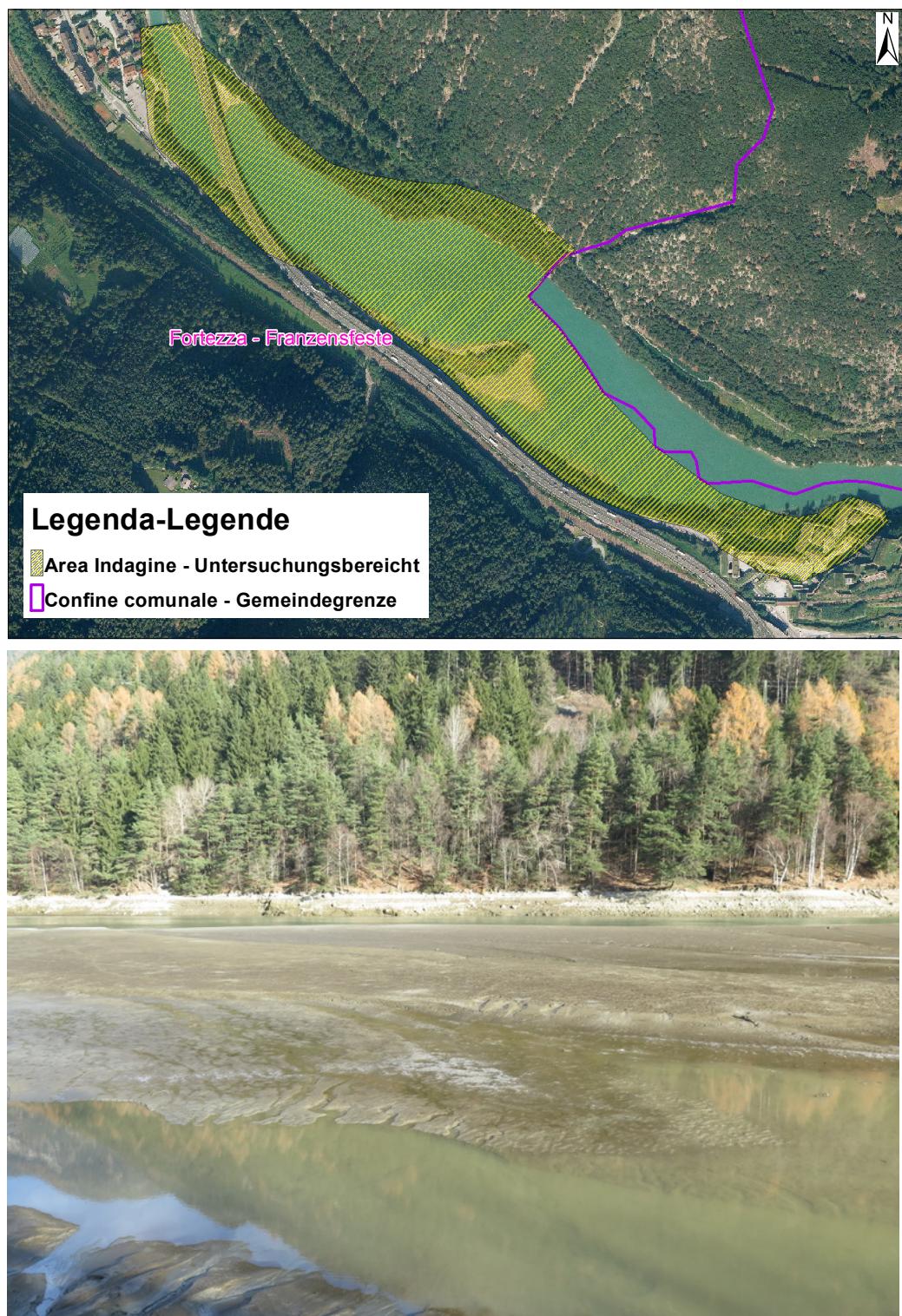


Figura 1.1: Area di studio: (alto) planimetria dell'area; (basso) penisola sabbiosa lungo la sponda destra del lago, dove sorgerà una pila della passerella pedo-ciclabile

1.3 Rilievo topografico

Durante lo studio è stato progettato e realizzato un rilievo topografico ad hoc, con la duplice funzione di essere di supporto alla costituzione del modello geologico e alla progettazione. Per il posizionamento topografico si è adottata una tecnica di rilievo integrata, mediante utilizzo combinato della stazione totale e del GNSS¹.

1.3.1 Strumentazione utilizzata

La strumentazione utilizzata per il rilievo di dettaglio si compone dei seguenti elementi:

- Stazione totale robotica Leica TCRP 1205+ con precisione angolare ISO 17123-3 di 1 mgon./5" con sistema di collimazione "Autolock" (aggancio del prisma e autocollimazione della mira/prisma) completo di distanziometro laser fino a 400 m senza prisma;
- GNSS Leica 1230 doppia frequenza dotati di radio-modem con funzionamento base + rover in tempo reale con precisione centimetrica e radio-modem-GSM in collegamento con reti di stazioni permanenti GNSS.

La strumentazione descritta garantisce una precisione minima di $+/- 2$ cm in planimetria e $+/- 3$ cm sulle quote. Il rilievo verrà georiferito nel sistema di riferimento UTM WGS84-ETRS89, utilizzando per le quote il modello locale del geoide per le province autonome di Trento e Bolzano², in modalità di rilievo RTK³ attraverso la rete di stazioni permanenti STPOS⁴ messe a disposizione dalla Provincia Autonoma di Bolzano (in Figura 1.2 è rappresentata la struttura della rete). Per quanto riguarda il passaggio delle coordinate da TAAGPS ad Igm95 (Etrs89) si fa riferimento al documento "Adozione del sistema Etrs89-Igm95" di Antonino Di Girolamo, 2002.

¹Global Navigation Satellite System, sistema satellitare globale di navigazione che comprende il sistema statunitense NAVSTAR Global Positioning System (GPS), il sistema russo GLONASS, ed il sistema europeo Galileo

²Le quote dei punti determinati con GPS. Variazioni locali degli scostamenti geodetici in Trentino Alto Adige. Antonio di Girolamo, 1998.

³Real Time Kinematic satellite navigation

⁴L'ufficio per il rilevamento geodetico, della Ripartizione 41 Libro fondiario, Catasto fondiario e urbano della Provincia Autonoma di Bolzano, ha realizzato il servizio di posizionamento satellitare STPOS (South Tyrolean POrtional Service). STPOS rende disponibile sia i dati Rinex per le applicazioni in post-elaborazione, sia i dati di correzione per il Real-Time. Le coordinate delle stazioni permanenti sono inquadrate nel sistema di riferimento cartografico europeo ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989). Attualmente vengono gestite in totale 6 stazioni permanenti GPS&GLONASS (BZRG-MABZ-STBZBRBZ-PILA-PRET). I dati di correzione per il Real Time, grazie alla collaborazione con i servizi APOS, SWIPOS e TPOS sono disponibile su tutto il territorio provinciale.) Il concetto della Virtual Reference Station, attraverso l'utilizzo di una rete di stazioni permanenti, collegate ad Internet in tempo reale, permette di ridurre gli errori sistematici della stazione di riferimento. Per le aree coperte da questo servizio, è possibile effettuare rilievi statici e cinematici con l'utilizzo solamente di un Rover GPS interfacciato con un cellulare GPRS.

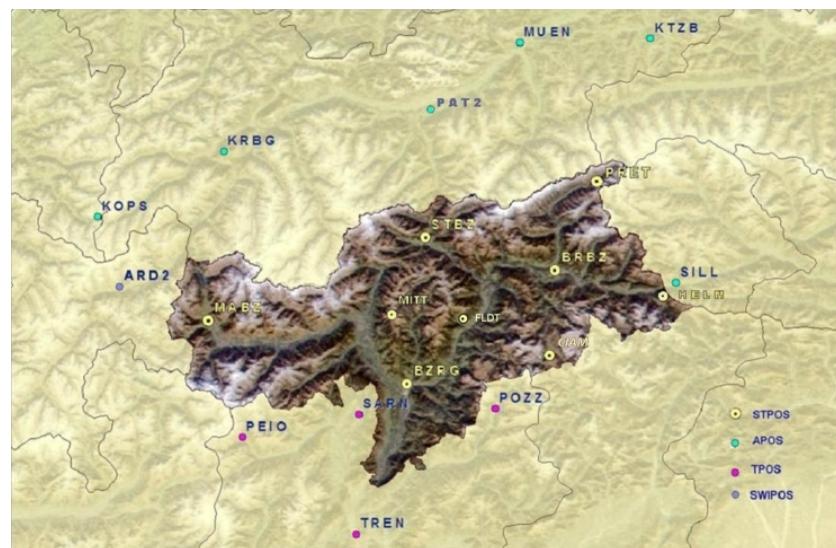


Figura 1.2: Rete GPS STPOS.

1.3.2 Modalità di rilievo

Le attività di rilievo hanno impiegato per 4 giorni una squadra di 2 persone, nei giorni 23 agosto 2017, 10 e 11 gennaio 2018 e 20 febbraio 2018. L'area di rilievo comprende le sponde del lago, sia la destra che la sinistra, fino all'imbocco del Forte di Fortezza, sulla S.S.12, e si sviluppa per una lunghezza di circa 2,5 km. In Figura 1.3 è rappresentata la planimetria del rilievo effettuato. Per far fronte alle esigenze progettuali e geologiche, durante il rilievo sono stati rilevati tutti i particolari utili a caratterizzare entrambi gli ambiti, come gli affioramenti in roccia (rilevati testa e piede), i paramassi (rilevati base e sommità), le reti di trattenuta, gli accessi a parte delle strutture dei bunker sul versante in sinistra lago, le infrastrutture presenti (attraversamenti, briglie, ponti, pile del ponte autostradale, pista ciclabile, tralicci della linea elettrica); inoltre si è rilevata la penisola che si affaccia sul lago, la strada romana adiacente la S.S. 12 ed i punti di misura delle stazioni geologiche.

Nelle immagini dalla 1.4 alla 1.11 sono illustrati alcuni particolari delle operazioni di rilievo.

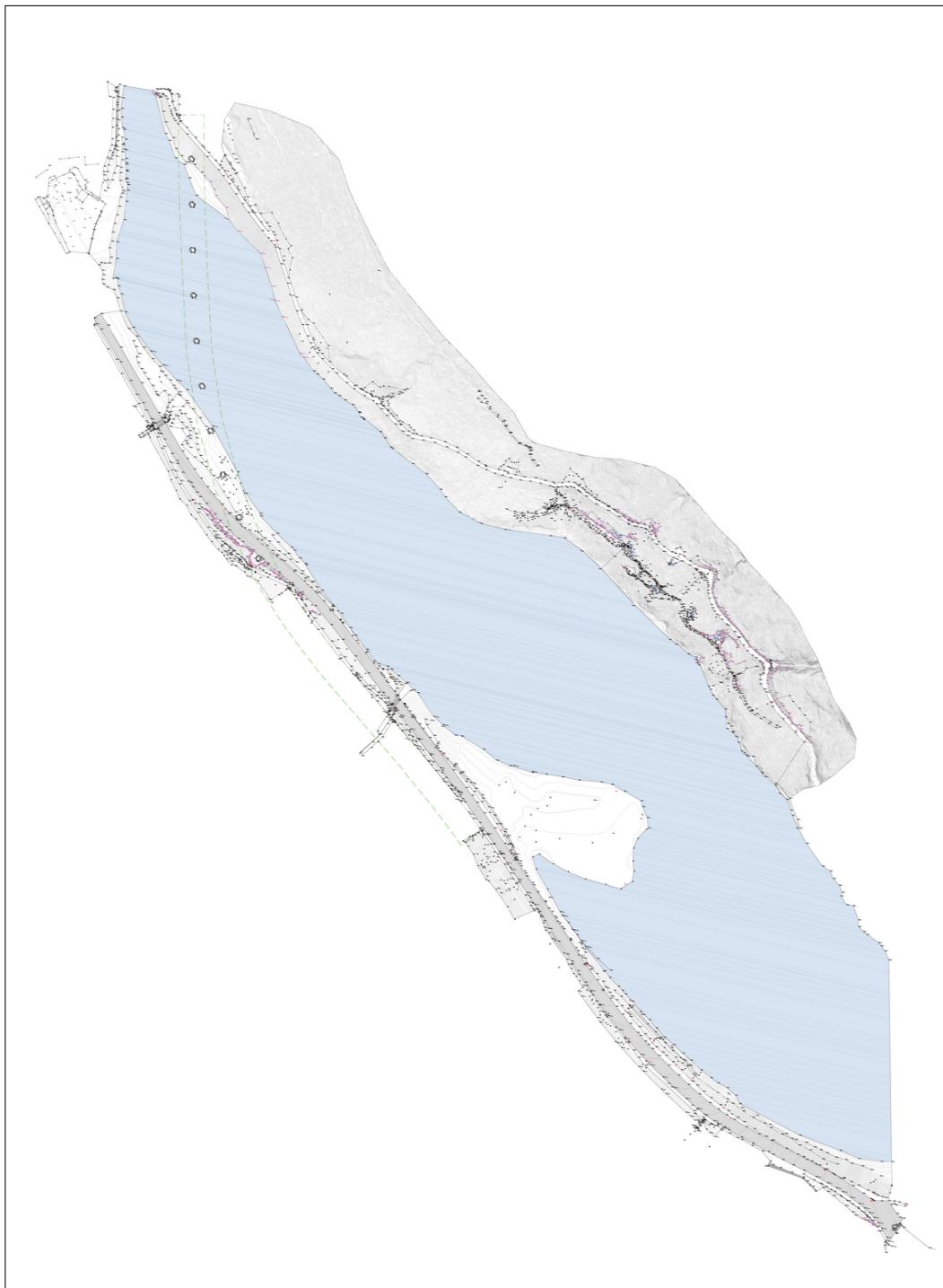


Figura 1.3: Planimetria di Rilievo



Figura 1.4: Particolari del rilievo lungo la S.S.12



(a) Stazione topografica lungo la pista ciclabile nel tratto dove scorre parallela sia alla S.S.12 che alla autostrada A22

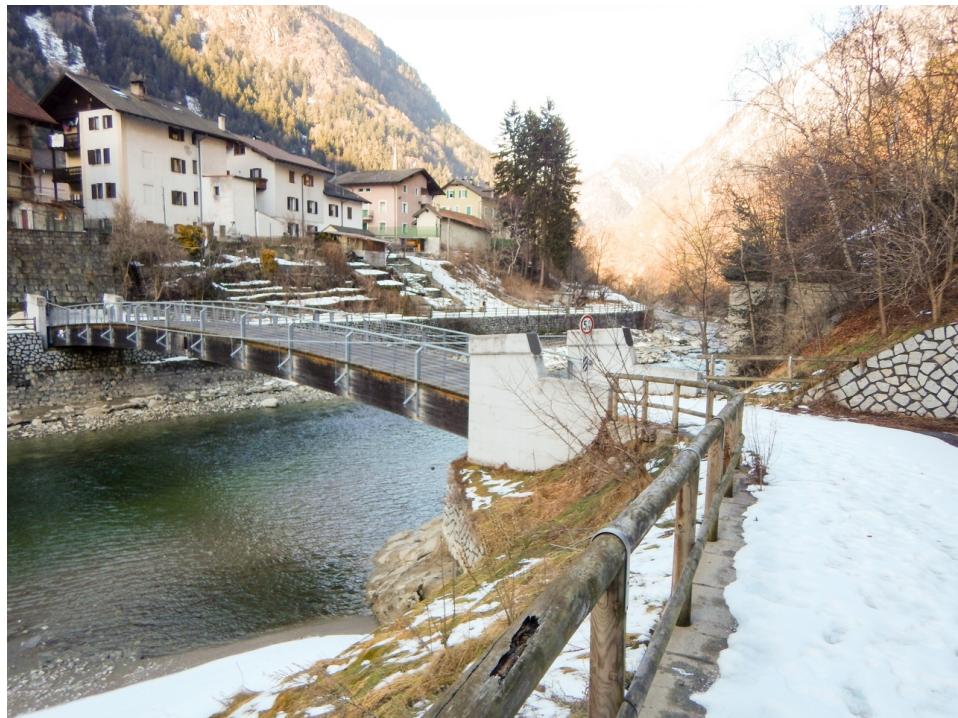


(b) Stazione topografica sulla sponda destra del lago all'inizio del centro abitato di Fortezza



(c) Pile del viadotto autostradale vista da nord verso sud dalla stazione nella foto 1.5 b)

Figura 1.5: Particolari del rilievo - zona Nord



(a) Ponte ciclopedonale che attraversa il fiume Isarco in corrispondenza dell'inizio del lago



(b) Inizio della pista ciclopedonale in sinistra lago

Figura 1.6: Particolari del rilievo - sponda sinistra



(a) Stazione topografica sull'attraversamento del torrente K6



(b) Paramassi e reti di trattenuta sulla parete sovrastante l'impluvio del torrente K6

Figura 1.7: Particolari del rilievo - versante sinistro



(a) Reti di trattenuta sulla parete sovrastante la pista ciclabile verso il torrente K7

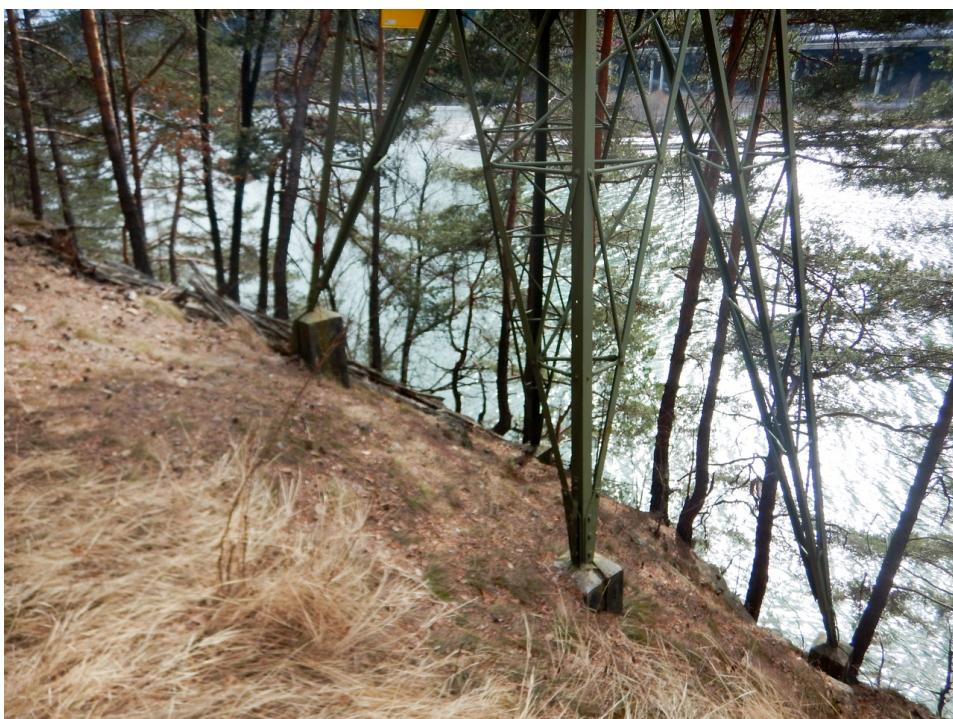


(b) Stazione topografica sul sentiero che scende verso il lago dalla pista ciclabile in sinistra lago

Figura 1.8: Particolari del rilievo - versante sinistro



(a) Particolare feritoie bunker sul versante in sinistra lago



(b) Particolare traliccio linea elettrica sul versante in sinistra lago

Figura 1.9: Particolari del rilievo - bordo lago



(a) Particolare accesso bunker sul versante in sinistra lago



(b) Affioramenti rocciosi sotto la pista ciclopondonale sul versante in sinistra lago

Figura 1.10: Particolari del rilievo - stazione geomeccanica ST-GEO2



(a) Stazione topografica sul sentiero che scende verso il lago dalla pista ciclabile in sinistra lago, in prossimità del torrente K7



(b) Naso di roccia in prossimità del torrente K7

Figura 1.11: Particolari del rilievo - zona impluvio K7

1.4 Sintesi del Modello Geologico e caratterizzazione Geotecnica

Per il progetto di un'opera devono inizialmente essere prese in considerazione la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli elementi significativi del sottosuolo. In particolare, nel caso in esame l'obiettivo della caratterizzazione geotecnica è fornire elementi di supporto alle scelte progettuali relative alle fondazioni delle spalle del ponte pedo-ciclabile. Pertanto, per la sponda sinistra è importante individuare eventuali piani di scivolamento al fine di stabilire l'orientamento dei sistemi di ancoraggio per la spalla del ponte; per la sponda destra è importante caratterizzare il sottosuolo per decidere che tipo di fondazioni progettare.

In tal senso verranno presenti e discussi i risultati. Nella relazione geologica sono state dettagliatamente descritte le unità geo-litologiche rinvenute durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici, effettuati in sponda destra del lago e rilevate in superficie sulla sponda sinistra. Si tratta di una successione di terreni quaternari di differente genesi e facies (depositi lacustri attuali, depositi di debris flow, depositi alluvionali/torrentizi) ascritti alle unità geo-litologiche UG 1 e UG 2. Per ciascuna di esse sono stati definiti i limiti stratigrafici su alcune sezioni tipologiche (Allegato 2).

Diversamente, sulla sponda sinistra è presente un'unica unità geo-litologica (UG 3) costituita da un ammasso roccioso di natura granitica (Granito di Bressanone).

1.4.1 Sponda destra lago

Per caratterizzare i terreni nella zona dove poggerà la spalla destra del ponte pedo-ciclabile sono state eseguite due perforazioni nelle posizioni indicate in Figura 2.1 con S2 e S3 che hanno raggiunto la profondità di 33 m e 15 m da p.c. rispettivamente; il sondaggio S2 è stato eseguito a carotaggio continuo, fino alla profondità di 29 m, e a distruzione di nucleo in seguito, fino alla profondità di 33 m; un terzo sondaggio (S2b) è stato eseguito a distruzione di nucleo allo scopo di prelevare un campione indisturbato alla quota di 7,50-8,00 m da p.c. I risultati dei sondaggi hanno consentito di individuare due unità geo-litologiche, che sono riportate in Tabella 1.1. Per quanto riguarda i depositi lacustri attuali (UG 1) costituiti da sabbia e limo, questi si ritrovano fino alla profondità di 9,3 m dal piano campagna (p.c.), nel sondaggio S2, e fino a 1,5 m dal p.c. nel sondaggio S3. L'unità geo-litologica UG 2 è caratterizzata da una fitta ed incostante alternanza di sedimenti con differente granulometria, nonché da grande variabilità di spessore; in particolare sono stati rinvenuti depositi di debris flow con intercalazioni di deposito alluvionale/torrentizio, composto da una miscela di ghiaia e sabbia con ciottoli e blocchi. L'eterogeneità di questa unità è dovuta in parte, all'articolato susseguirsi di processi deposizionali che spaziano da fluviali a torrentizi, e in parte al contributo antropico.

Unità geo-litologica (UG)	UG	Spessore [m]	Componenti
Deposito lacustre attuale	1	1.5 - 9.3	sabbia e limo
Deposito di debris flow, con intercalazioni di deposito alluvionale/torrentizio	2		ghiaia, sabbia, ciottoli, grossi blocchi

Tabella 1.1: Unità geo-litologiche individuate dal modello geologico, cfr. Figura 1.13

1.4.2 Sponda sinistra lago

La sponda sinistra del lago è caratterizzata da un substrato roccioso affiorante e sub-affiorante costituito principalmente dal Granito di Bressanone. L'ammasso roccioso si presenta in parte alterato e fortemente in superficie, in parte in buone condizioni. La parte maggiormente degradata si trova nella porzione Nord della sponda e in parte a Sud, al confine con il Comune di Naz-Sciaves. Contestualmente si trovano anche depositi fluviali di origine mista e depositi di limo e sabbia in corrispondenza dell'immissione dell'Isarco nel lago, inoltre, come illustrato dalla carta geologica - geomorfologica (Allegato 1), sono presenti zone di detrito di versante e di grossi blocchi ($\Phi > 0.5$ m).

Le prove geofisiche HVSR e le stazioni geomeccaniche sono state condotte laddove si consiglia, per omogeneità strutturale, la collocazione della spalla del ponte. In questa zona inoltre l'alterazione della roccia è moderata (Figura 1.12); la posizione planimetrica è illustrata in Figura 2.1.



(a) Vista della sponda destra del lago, caratterizzata da depositi fini superficiali



(b) Zona individuata per la spalla del ponte lungo la sponda destra del lago

Figura 1.12: Foto documentazione: evidente differenza litologica tra le due sponde del lago

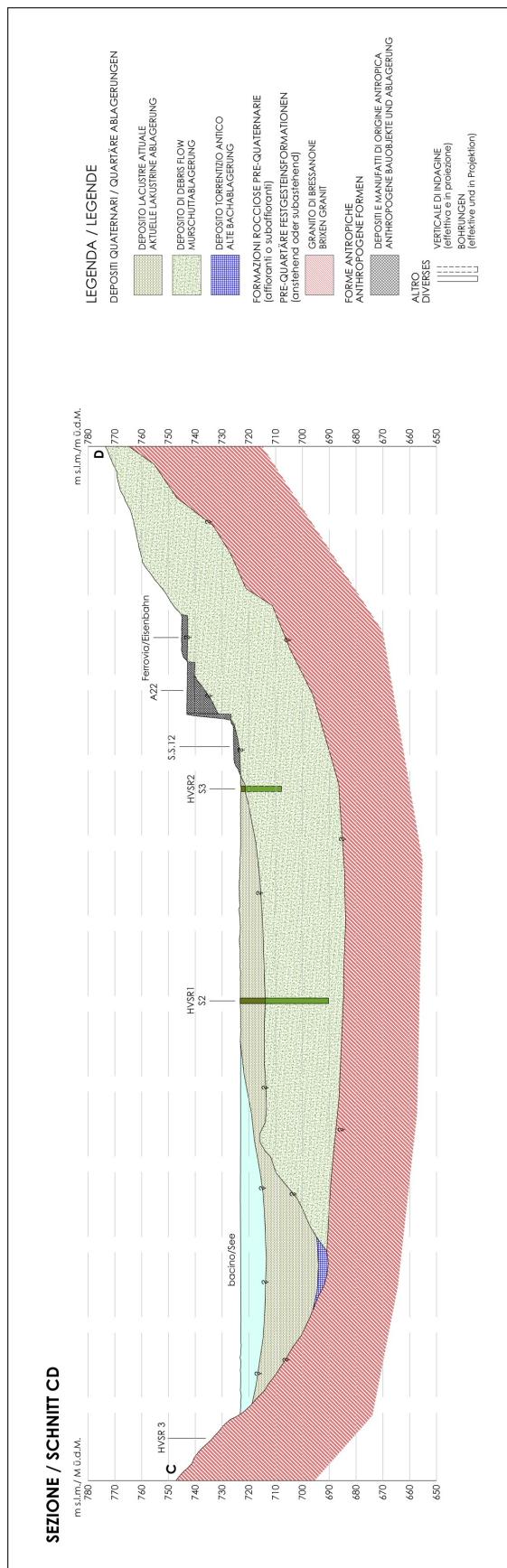


Figura 1.13: Sezione geologica CD (per il dettaglio si veda l'Allegato 2)

2 Campagna Geognostica

2.1 Programma delle Indagini

Date le diverse litologie che caratterizzano la sponda destra, prettamente costituita di terreni sciolti, e quella sinistra, costituta da roccia affiorante e subaffiorante, le campagne geognostiche sono state organizzate coerentemente alle caratteristiche dei siti di indagine. In particolare, sono stati eseguiti due carotaggi continui sulla sponda destra (denominati S2 e S3) e due stazioni geomeccaniche (denominate ST-GEO1 e ST-GEO2) sulla sponda sinistra per caratterizzare l'ammasso roccioso, in corrispondenza delle zone dove si ipotizza che sorgano le spalle del ponte pedo-ciclabile. Inoltre sono state eseguite tre prove geofisiche di tipo HVSR¹ per estendere le informazioni puntuali ottenute mediante i sondaggi lungo due sezioni (AB e CD). La Figura 2.1 illustra la posizione delle prove eseguite e le tracce delle sezioni geologiche costruite dall'interpretazione dei dati, la Figura 1.13 riporta un estratto dell'Allegato 2 - Sezioni Geologiche Interpretative.



Figura 2.1: Planimetria dell'ubicazione delle indagini e delle sezioni geologiche

¹Horizontal to Vertical Spectral Ratio

2.2 Sondaggi e Prove di Laboratorio

Nella Tabella 2.1 sono riassunte le indagini effettuate sulla sponda destra; la loro posizione è visibile in Figura 2.1 e nell'Allegato 3 del presente studio. Gli esiti delle prove sono invece descritti dettagliatamente negli Allegati 4 (per le prove geofisiche HVSR), 6 (per i sondaggi) e 7 (per le prove di laboratorio). I risultati dei sondaggi sono stati interpretati e utilizzati per la costruzione delle due sezioni geologiche interpretative riportate all'Allegato 2; una delle due sezioni è illustrata in Figura 1.13.

Tipo di prova		Ditta e data esecuzione	Denominazione prova	Quota [m s.l.m.]	Profondità [m]		
Perforazioni a carotaggio continuo	Land Service 9-23.01.2018	S2	723.0	0-29.0			
		S3	722.0	0-15.0			
Perforazioni a distruzione di nucleo	Land Service 9-23.01.2018	S2	723.0	29.0 - 33.0			
		S2b	723.0	0 - 7.5			
Prelievo di campioni lungo le verticali di indagine		Land Service 9-23.01.2018	S2/b	C/1 CR1 CR2 CR3	715.5 - 715.0 718.5 - 718.3 715.2 - 715.5 704.9 - 705.2	7.5 - 8.0 4.5 - 4.7 7.4 - 7.7 18.1 - 18.4	
			S2	CR4 CR5	720.8 - 721.1 707.8 - 708.1	1.2 - 1.5 14.2 - 14.5	
Analisi di laboratorio	Limiti di Atterberg	Brainstormers 14-21.02.2018	C/1	/	/		
	Prova edometrica (ED)		C/1	/	/		
	Prova di taglio diretto (TD)		C/1	/	/		
	Analisi granulometrica		C/1 CR1 CR2 CR3 CR4 CR5	/	/		
			CR1 CR2 CR3 CR4 CR5	/	/		

Tabella 2.1: Quadro riassuntivo delle prove svolte

Nel corso delle due perforazioni a carotaggio continuo (S2, S3) ed a distruzione di nucleo (S2 da 29 a 33 m e S2b) sono stati attraversati terreni con differenti caratteristiche granulometriche e tessiturali. Nella Tabella 2.2 si riporta la corrispondenza tra le unità geo-litologiche (UG) individuate e le corrispondenti unità geotecniche (UGT).

La fitta ed incostante alternanza di sedimenti con differente granulometria rinvenuti nei sondaggi, nonché la grande variabilità di spessore degli strati non consentono di distinguere nettamente e con continuità laterale più unità geotecniche all'interno dell'unità geo-litologica 2. Il dettaglio completo delle successioni stratigrafiche è presentato nell'Allegato 6 al presente studio.

Unità Geotecnica 1 (UGT 1)

Nel corso della perforazione a carotaggio continuo S2 è stato attraversato uno strato superficiale potente ca. 9.30 m (misura da piano campagna; p.c. nel seguito) di terreni a granulometria fine. Lo stesso tipo di terreno è stato rilevato durante l'esecuzione del sondaggio S3 sino alla profondità di 1.5 m dal p.c.. Nella Tabella 2.3 sono riassunte le caratteristiche

Unità geo-litologica (UG)	UG	Unità geotecnica (UGT)	UGT
Deposito lacustre attuale	1	Sabbia limosa o limo sabbioso con ridotta frazione ghiaiosa-argillosa	1
Deposito di debris flow, con intercalazioni di deposito alluvionale/torrentizio	2	Miscele di Ghiaia e Sabbia, con ciottoli e blocchi (frequente $\Phi > 0.5$ m), localmente debolmente limose. Sabbia con Limo debolmente argillosa (S3). Sabbia medio/grossolana, da debolmente ghiaiosa a ghiaiosa (S3)	2

Tabella 2.2: Corrispondenza tra le unità litologiche e quelle geotecniche

fisico-meccaniche dell'unità UGT 1 ottenute dalle prove di laboratorio, effettuate sui campioni di terreno disturbato ed indisturbato (fustella) prelevati dalle carote di sondaggio.

I parametri geotecnici dell'unità UGT 1 possono essere più genericamente ottenuti dalla Figura 2.2 (valori empirici) tratta da EAU 2005 (Ausschuss *et al.*, 2005).

Classificazione granulometrica	Sabbia limosa e Limo sabbioso, localmente debolmente ghiaiosa e debolmente argillosa	
% Argilla (<0.002 mm)	0.34 (S2b 7.50-8.00 m) - 9.01 (S3 1.20-1.50 m)	
% Limo (0.002 mm - 0.006 mm)	17.23 (S2b 7.50-8.00 m) - 76.49 (S3 1.20-1.50 m)	
% Sabbia (0.06 mm - 2 mm)	12.15 (S3 1.20-1.50 m) - 81.87 (S2b 7.50-8.00 m)	
% Ghiaia (>2 mm)	0.01 (S2 7.40-7.70 m) - 9.16 (S2 4.50-4.70 m)	
Classificazione AASHTO (Norma UNI 11531-1)	A2-4 (S2b 7.50-8.00 m)	
Classificazione USCS	CL (S2b 7.50-8.00 m)	
Classificazione secondo DIN 18196	SU (S2 4.50-4.70 m) UL (S2 7.40-7.70 m) SU (S2b 7.50-8.00 m) UL (S3 1.20-1.50 m)	
Peso di volume in condizioni di umidità naturale	γ	= 20.21 kN/m ³ (S2b. 7.50-8.00 m)
Peso di volume essiccato	γ_d	= 16.53 kN/m ³ (S2b. 7.50-8.00 m)
Umidità naturale media	W_n	= 20.3 % (S2b. 7.50-8.00 m)
Angolo di attrito	ϕ'	= 39.72° (S2b. 7.50-8.00 m)
Coesione	c'	= 1.09 kN/m ² (S2b. 7.50-8.00 m)
Modulo edometrico ($\sigma'_v = 200$ kN/m ²)	E_{ed}	= 20.44 MN/m ² (S2b. 7.50-8.00 m)
Permeabilità ($\sigma'_v = 200$ kN/m ²)	k	= 7.95×10^{-7} m/s (S2b. 7.50-8.00 m)

Tabella 2.3: Unità litologiche e geotecniche UGT1

Aus EAU (2005)

Erfahrungswerte von Bodenkenngroßen (Tabelle E9-1 der EAU)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bodenart	Boden- gruppe nach DIN 18 196 ¹⁾	Sondier- spitzen- wider- stand q_s	Festigkeit bzw. Kon- sistenz im Ausgangs- zustand	Wichte γ	Zusam- men- drückbarkeit ²⁾ Erstbelastung ³⁾ $E_s = v_c \sigma_{at} (\sigma / \sigma_{at})^x$	Scherpara- meter des entwässerten Bodens φ'_k	Scherpara- meter des nicht entw. Bodens $c_{u,k}$	Durchläs- sigkeits- beiwert k_k	
				MN/m ²	kN/m ³ kN/m ³	Grad	kN/m ²	kN/m ²	m/s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sand, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI $U^4) > 15$	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	200 400 600	0,70 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	$1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$
Sand, $d < 0,06 \text{ mm} < 15 \%$	SU, ST	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	150 350 500	0,80 0,70 0,65	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	$2 \cdot 10^{-5}$ bis $5 \cdot 10^{-7}$
Sand, $d < 0,06 \text{ mm} > 15 \%$	SU, ST	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	50 250	0,9 0,75	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	$2 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-9}$
Anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften ($w_L < 35 \%$)	UL		weich steif halbfest	17,5 18,5 19,5	9,0 10,0 11,0	40 110	0,80 0,60	27,5–32,5	$1 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-7}$
Anorganische bindige Böden mit mittel plastischen Eigenschaften ($50 \% > w_L > 35 \%$)	UM		weich steif halbfest	16,5 18,0 19,5	8,5 9,5 10,5	30 70	0,90 0,70	25,0–30,0	$2 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-9}$
Anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften ($w_L < 35 \%$)	TL		weich steif halbfest	19,0 20,0 21,0	9,0 10,0 11,0	20 50	1,0 0,90	25,0–30,0	$1 \cdot 10^{-7}$ bis $2 \cdot 10^{-9}$
Anorganische bindige Böden mit mittel plastischen Eigenschaften ($50 \% > w_L > 35 \%$)	TM		weich steif halbfest	18,5 19,5 20,5	8,5 9,5 10,5	10 30	1,0 0,95	22,5–27,5	$5 \cdot 10^{-8}$ bis $1 \cdot 10^{-10}$
Anorganische bindige Böden mit stark plastischen Eigenschaften ($w_L > 50 \%$)	TA		weich steif halbfest	17,5 18,5 19,5	7,5 8,5 9,5	6 20	1,0 1,0	20,0–25,0	$1 \cdot 10^{-9}$ bis $1 \cdot 10^{-11}$
Organischer Schluff, Organischer Ton	OU und OT		breiig weich steif	14,0 15,5 17,0	4,0 5,5 7,0	5 20	1,00 0,85	17,5–22,5	$1 \cdot 10^{-9}$ bis $1 \cdot 10^{-11}$
Torf ⁵⁾	HN, HZ		breiig weich steif halbfest	10,5 11,0 12,0 13,0	0,5 1,0 2,0 3,0	⁵⁾	⁵⁾	⁵⁾	$1 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-8}$
Mudde ⁶⁾ Faulschlamm	F		breiig weich	12,5 16,0	2,5 6,0	4 15	1,0 0,9	0	$1 \cdot 10^{-7}$ $6 \cdot 10^{-6}$ $1 \cdot 10^{-9}$

²⁾ v_c : Steifebeiwert, empirischer Parameter

w_c : empirisch gefundener Parameter

σ : Belastung in kN/m²

³⁾ σ_{at} : Atmosphärendruck (= 100 kN/m²)

⁴⁾ v_c -Werte bei Wiederbelastung bis zum 10-fachen höher, w_c geht gegen 1.

Figura 2.2: Valori empirici per le caratteristiche fisico-mecccaniche dei vari litotipi (Ausschuss et al., 2005)

Unità Geotecnica 2 (UGT 2)

Nei sondaggi S2 e S3, rispettivamente dalle profondità di 9.30 m e 1.5 m dal p.c. sino a fondo foro (33 m per S2 e 15 m per S3) sono stati attraversati e campionati depositi prevalentemente grossolani. Le fasi di perforazione, complice anche la durezza dei clasti di granito e la presenza d'acqua (sotterranea e di perforazione), hanno *disturbato* fortemente il carotaggio dei terreni. Parte della frazione più fine è stata *dilavata*, in modo particolare durante l'uso del doppio carotiere necessario all'attraversamento ed estrazione di corpi litoidi e l'introduzione del rivestimento. Laddove è stato possibile recuperare più matrice fine, sono stati prelevati due campioni inviati successivamente in laboratorio per eseguire le analisi granulometriche. Gli esiti delle analisi e della valutazione granulometrica eseguita sulle carote di sondaggio sono riassunti in Tabella 2.4.

Anche per i terreni appartenenti alla UGT 2 possono essere assunti i parametri geotecnici empirici illustrati nelle Figure 2.2 e 2.3. Per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici si rimanda alla stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato in fase di verifica (Paragrafo C6.2.2 Circolare C.S.LL.PP. n. 617, 2009).

Classificazione granulometrica	Ghiaia con Sabbia debolmente limosa
% Argilla (<0.002 mm)	0,90 (S2, 18.10-18.40 m)
% Limo (0.002 mm - 0.006 mm)	6,32 (S2, 18.10-18.40 m)
% Sabbia (0.06 mm - 2 mm)	44,48 (S2, 18.10-18.40 m)
% Ghiaia (>2 mm)	48,30 (S2, 18.10-18.40 m)
Classificazione secondo DIN 18196	GU (S2, 18.10-18.40 m)
Classificazione granulometrica	Sabbia con Limo debolmente argillosa
% Argilla (<0.002 mm)	6.51 (S3, 14.20-14.50 m)
% Limo (0.002 mm - 0.006 mm)	27,47 (S3, 14.20-14.50 m)
% Sabbia (0.06 mm - 2 mm)	63,16 (S3, 14.20-14.50 m)
% Ghiaia (>2 mm)	2,86 (S3, 14.20-14.50 m)
Classificazione secondo DIN 18196	SU (S3, 14.20-14.50 m)
Classificazione granulometrica	Sabbia medio/grossolana, da debolmente ghiaiosa a ghiaiosa
Classificazione secondo DIN 18196	SW (S3, 9.20-12.80 m)

Tabella 2.4: Unità litologiche e geotecniche UGT2

Definizione della consistenza

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) per la definizione della consistenza dei terreni a differenti profondità. Nella Tabella 2.5 si riassumono i risultati delle prove, mentre la consistenza è definita mediante le tabelle riportate nelle Figure 2.4 e 2.5, rispettivamente per litotipi incoerenti e coesivi.

In generale i terreni appartenenti alla UGT 1 risultano soffici e mediamente addensati, men-

Aus EAU (2005)

Erfahrungswerte von Bodenkenngroßen (Tabelle E9-1 der EAU)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bodenart	Boden- gruppe nach DIN 18 196 ¹⁾	Sondier- spitzen- wider- stand q_s	Festigkeit bzw. Kon- sistenz im Ausgangs- zustand	Wichte γ	Zusammen- drückbarkeit ²⁾ $E_s = v_e \sigma_{at} (\sigma / \sigma_{at})_e^w$	Scherpara- meter des entwässerten Bodens ϕ'_k	Scherpara- meter des nicht entw. Bodens $c_{u,k}$	Durchläs- sigkeits- beiwert k_k	
		MN/m ²		kN/m ³	kN/m ³	Grad	kN/m ²	kN/m ²	m/s
Kies, eng gestuft	GE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	400 900	0,6 0,4	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Kies, weit oder intermittierend gestuft	GW, GI 6 ≤ U ⁴⁾ ≤ 15	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	400 1100	0,7 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Kies, weit oder intermittierend gestuft	GW, GI U ⁴⁾ > 15	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	400 1200	0,7 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Kies, sandig mit Anteil $d < 0,06 \text{ mm} < 15 \%$	GU, GT	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	400 800 1200	0,7 0,6 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Kies-Sand-Fein- korngemisch $d < 0,06 \text{ mm} > 15 \%$	GU, GT	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	150 275 400	0,9 0,8 0,7	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Sand, eng gestuft. Grobsand	SE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	250 475 700	0,75 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Sand, eng gestuft. Feinsand	SE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	150 225 300	0,75 0,65 0,60	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	
Sand, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI 6 ≤ U ⁴⁾ ≤ 15	< 7,5 7,5–15 > 15	gering mittel groß	16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	200 400 600	0,70 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0	

²⁾ v_e : Steifebeiwert, empirischer Parameter

w_e : empirisch gefundener Parameter

σ : Belastung in kN/m²

σ_{at} : Atmosphärendruck (= 100 kN/m²)

³⁾ v_e -Werte bei Wiederbelastung bis zum 10-fachen höher, w_e geht gegen 1.

Figura 2.3: Valori empirici per le caratteristiche fisico-mecaniche dei vari litotipi (Ausschuss et al., 2005)

tre la consistenza dei terreni appartenenti alla UGT 2 è sensibilmente maggiore, da densa a molto densa (NSPT > 50 N, Guidi, 1980).

Bezeichnung	bei $C_u > 3$ D (-)	Verdichtungsgrad D_{pr}	Spitzenwiderstand Drucksonde q_s (MN/m ²)	Rammsondierungen		
				DPH N ₁₀	Schlagzahl	SPT N ₃₀
sehr locker	< 0,2				0 – 5	0 – 4
locker	0,2 - 0,45				3 – 10	3 – 15
mitteldicht	0,45 - 0,65	≥ 98 %	≥ 7,5	7 – 23	10 – 30	
dicht	> 0,65	≥ 100 %	≥ 15	20 – >40	25 – >40	

Figura 2.4: Tabella per la definizione della consistenza per litotipi incoerenti

Sondaggio	Profondità prova [m]	UGT	N_{SPT}	Consistenza del terreno
S2	3,0	1 (UL)	2	soffice (weich)
S2	6,0	1 (SU)	11	medio (mitteldicht/mittel)
S2	9,5	2 (GU)	42	denso (dicht/groß)
S3	7,5	2 (GU)	30-R	denso (dicht/groß)
S3	10,5	2 (SW)	44	denso (dicht/groß)
S3	12,0	2 (SW)	54	denso (dicht/groß)

Tabella 2.5: Quadro riassuntivo delle prove SPT

Konsistenz	undränierte Scherfestigkeit c_u (kN/m ²)	Spitzen-druck q_s (MN/m ²)	Schlagzahl			
			DPH N_{10}	DPM N_{10}	DPL N_{10}	SPT N_{30}
breiig	< 20	< 2,0	0 - 2	0 - 3	0 - 3	< 2
weich	20 - 60	2,0 - 5,0	2 - 5	3 - 8	3 - 10	2 - 6
steif	60 - 200	5,0 - 8,0	5 - 9	8 - 14	10 - 17	6 - 15
halbfest	> 200	8,0 - 15,0	9 - 17	14 - 28	17 - 37	15 - 30
fest	> 400	> 15,0	> 17	> 28	> 37	> 30

Figura 2.5: Tabella per la definizione della consistenza per litotipi coesivi

2.3 Rilievo Geostrutturale

Il termine ammasso roccioso indica l'insieme della roccia intatta e dei piani di discontinuità che possono essersi generati a seguito di successivi dislocamenti tettonici di piani di stratificazioni. Le discontinuità (o giunti) sono caratterizzate da una ridotta resistenza a trazione e da valori di resistenza al taglio inferiori a quelli della roccia intatta. Le caratteristiche di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso sono funzione della resistenza disponibile lungo i piani di discontinuità e dell'orientazione delle medesime nello spazio. Nell'ambito della progettazione di strutture che interagiscono con l'ammasso roccioso è pertanto fondamentale conoscere i suoi parametri meccanici, al fine di scegliere le tipologie strutturali idonee al contesto e di dimensionarle correttamente. Il rilevamento geomeccanico è dunque fondamentale ai fini dell'individuazione delle superfici di discontinuità e per un'accurata descrizione delle loro caratteristiche. Al fine di raccogliere i dati necessari alla valutazione dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso è stata condotta una campagna di rilevamento mediante due stazioni geomeccaniche, secondo la metodologia proposta dall'ISRM (ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1978). Si sono individuate in campagna le discontinuità, la loro giacitura e le relative caratteristiche: continuità o persistenza, resistenza delle superfici, riempimento, numero di sistemi, spaziatura, scabrezza, apertura, presenza d'acqua e dimensione dei blocchi.

Per determinare le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso in termini di coesione, angolo di attrito e modulo elastico, è stata eseguita la classificazione dell'ammasso roccioso mediante il duplice approccio di Bieniawski (1989) e di Hoek e Brown (1997). I dettagli grafici dell'analisi sono riportati nell'Allegato 9.

2.3.1 Stazione Geomeccanica 1

La stazione geomeccanica 1, denominata ST-GEO1 è ubicata in sponda sinistra alle coordinate UTM (ETRS89) 700199.680; 5184296.000 (Figure 2.1 e 2.6).

Giacitura o orientazione La giacitura definisce la posizione della discontinuità nello spazio. Viene descritta dalla direzione di immersione (azimut) e dall'inclinazione della linea di massima pendenza del piano di discontinuità rispetto all'orizzontale.

Nella stazione 1 sono state rilevate 4 famiglie di discontinuità, K1 a franappoggio, K2 e K3 subverticali e K4 a reggipoggio. I dettagli delle giaciture sono riportati in Tabella 2.6, mentre lo stereogramma è riportato nell'Allegato 9.

Spaziatura e persistenza La spaziatura è la distanza tra discontinuità adiacenti, e viene misurata in direzione ortogonale alle discontinuità stesse. In seguito e in Tabella 2.6 sono elencati i valori per le famiglie di discontinuità della prima stazione geomeccanica:

- K1: stretta (6-20 cm);
- K2: moderata (20-60 cm);
- K3: larga (60-200 cm);
- K4: moderata (20-60 cm).

La persistenza è la lunghezza della traccia della discontinuità: fornisce una rappresentazione dell'estensione areale o della dimensione di una discontinuità entro un piano.

Discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Spaziatura [cm]	Persistenza [m]
K1	185	22	60-200 - stretta	bassa < 1-3
K2	74	75	200-600 - moderata	molto bassa < 1
K3	275	69	600-2000 - larga	bassa < 1-3
K4	6	65	200-600 - moderata	molto bassa < 1

Tabella 2.6: Caratterizzazione delle discontinuità, stazione geomecanica 1

Scabrezza (rugosità e ondulazione) La scabrezza descrive le asperità della superficie di discontinuità ed è fondamentale per la determinazione della resistenza al taglio. È caratterizzata da una ondulazione (a grande scala) e da una rugosità a piccola scala. È stata misurata in situ con il pettine di Barton eseguendo 2-3 misure per ognuna delle discontinuità. I risultati grafici sono illustrati nell'Allegato 9, mentre i valori di JRC (Joint Roughness Coefficient) sono riassunti nella Tabella 2.7.

Resistenza delle pareti La resistenza a compressione uniassiale della roccia costituente le pareti di una discontinuità è una componente molto importante della sua resistenza a taglio e della sua deformabilità. È stata misurata in campo con il martello di Schmidt e mediante le prove di indice manuale; è riportata in Tabella 2.7 in termini di Joint Compression Strength (JCS).

Apertura Le discontinuità rilevate nella ST-GEO1 sono prevalentemente semiaperte, ad eccezione della famiglia di discontinuità K2, che presenta aperture inferiori (0.1-2.5 mm, chiuse) - Tabella 2.7.

Riempimento Il riempimento è il materiale che separa le pareti rocciose adiacenti delle discontinuità. La distanza perpendicolare tra le pareti di roccia adiacenti è detta *ampiezza* della discontinuità con riempimento; termine diverso da *apertura* che si usa per le discontinuità aperte e vuote. Data la debole apertura delle discontinuità non è stato osservato materiale di riempimento.

Filtrazione Non è stato osservato flusso idrico attraverso le discontinuità (grado di filtrazione 1).

Numero di famiglie di discontinuità sono state individuate 4 famiglie di discontinuità.

Dimensione dei blocchi Il sistema di discontinuità individuato determina blocchi di media dimensione ($J_v = 3-10$ giunti / m^3); la massa rocciosa che ne deriva è, secondo la classificazione ISRM di tipo II - a blocchi. In misura minore sono presenti blocchi in cui due dimensioni prevalgono sulla terza, in queste porzioni la roccia tende ad essere tabulare (tipo III).

Discontinuità	Rugosità	JRC	JCS [MPa]	Apertura
K1	rugosa ondulata IV	12-14	22	0.5-10 semiaperta
K2	rugosa segmentata I	16-18	24	0.1-2.50 chiusa
K3	rugosa ondulata IV	10-12	30	0.5-10 semiaperta
K4	rugosa segmentata I	8-10	27	0.5-10 semiaperta

Tabella 2.7: Caratterizzazione delle discontinuità, stazione geomeccanica 1



Figura 2.6: Fotodocumentazione della stazione geomeccanica 1

2.3.2 Stazione Geomeccanica 2

Per quanto riguarda la stazione 2 (ST-GEO2), la sua ubicazione è riportata in Figura 2.1 (coord. UTM-ETRS89 700226.007; 5184286.109). Sono state rilevate 5 famiglie di discontinuità, K1 a franappoggio, K2 e K3 subverticali, K4 a reggipoggio e K5 a lieve reggipoggio. I dettagli delle giaciture sono riportati in Tabella 2.8, insieme ai parametri di spaziatura, persistenza e scabrezza. Nella Tabella 2.9 sono riassunti i parametri di resistenza delle pareti e apertura. Ulteriori dettagli: il diagramma stereografico dei poli, le prove di scabrezza, la determinazione della resistenza a compressione uniaxiale delle pareti delle discontinuità, sono riportati nell'Allegato 9.

Per quanto riguarda il materiale di riempimento delle fessure, anche in questa stazione, data la debole apertura delle discontinuità, non ne è stato osservato. Non è stato osservato flusso idrico attraverso le discontinuità (grado di filtrazione 1). Analogamente a quanto osservato per la stazione geomeccanica 1, il sistema di discontinuità individuato determina blocchi di media dimensione ($J_V = 3-10$ giunti / m^3); la massa rocciosa che ne deriva è, secondo la classificazione ISRM di tipo II - a blocchi. In misura minore sono presenti blocchi in cui due dimensioni prevalgono sulla terza, in queste porzioni la roccia tende ad essere tabulare (tipo III).

Discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Spaziatura [cm]	Persistenza [m]
K1	156	22	60-200 - stretta	bassa < 1-3 m
K2	80	64	60-200 - stretta	molto bassa < 1m
K3	275	69	200-600 - moderata	bassa < 1-3 m
K4	20	68	200-600 - moderata	molto bassa < 1m
K5	232	84	200-600 - moderata	bassa < 1m

Tabella 2.8: Caratterizzazione delle discontinuità, stazione geomeccanica 2

Discontinuità	Rugosità	JRC	JCS [MPa]	Apertura
K1	rugosa segmentata I	14-16	23	0.5-10 semiaperta
K2				0.5-10 semiaperta
K3	rugosa ondulata IV	8-10	21	0.1-2.50 chiusa
K4	rugosa ondulata IV	12-14	27	0.5-10 semiaperta
K5	rugosa ondulata IV	8-10	24	0.5-10 semiaperta

Tabella 2.9: Caratterizzazione delle discontinuità, stazione geomeccanica 2

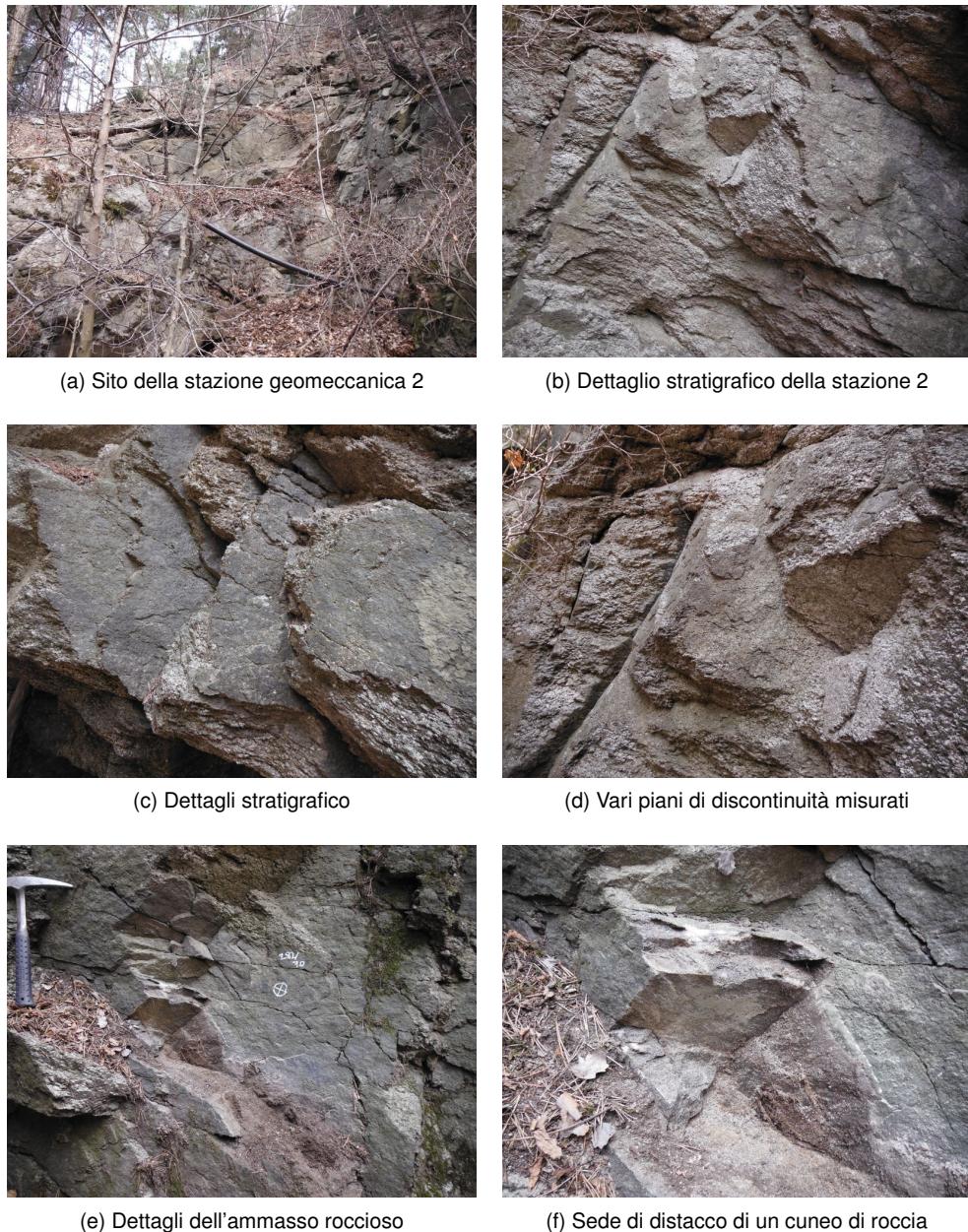


Figura 2.7: Fotodocumentazione della stazione geomeccanica 2

2.4 Caratterizzazione Geomeccanica dell'ammasso roccioso

I dati raccolti e la loro successiva elaborazione eseguita seguendo le indicazioni del ISRM, hanno permesso di individuare l'orientazione media dei principali sistemi di discontinuità da utilizzare per la definizione dei parametri di ingresso per la classificazione dell'ammasso roccioso e per la determinazione delle sue caratteristiche di resistenza meccanica (coesione c , angolo di attrito ϕ , modulo elastico E).

I parametri di resistenza meccanica sono stati determinati secondo l'approccio cautelativo di Bieniawski (1989), mediante il calcolo del RMR_{base} ; successivamente gli stessi sono stati determinati attraverso il criterio di rottura di rottura di Hoek e Brown (1997), dove il valore del GSI (Geological Strenght Index) è stato stimato mediante l'approccio modificato di Sonmez e Ulusay (1999).

2.4.1 Approccio di Bieniawski 1989

Questo approccio è stato preferito rispetto a quello sviluppato da Romana (1985), in questo contesto in quanto non si sta valutando la stabilità del pendio in roccia, bensì lo si vuole caratterizzare al fine di fornire elementi utili per le scelte progettuali. Il valore di RMR_{base} si calcola sommando i seguenti addendi, che, a loro volta, sono determinati mediante rilievo di campagna o prove di laboratorio:

A1 = resistenza a compressione uniaxiale della roccia intatta;

A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);

A3 = spaziatura delle discontinuità;

A4 = condizioni delle discontinuità;

A5 = condizioni idrauliche;

A6 = orientamento delle discontinuità.

Il valore di RMR_{base} permette una classificazione dell'ammasso roccioso mediante la Tabella 2.10.

$$RMR_{base} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (2.1)$$

Dal valore di RMR_{base} vengono calcolati i parametri caratteristici dell'ammasso roccioso, che secondo Beniawski possono essere calcolati con le seguenti relazioni:

$$c[kPa] = 5 \cdot RMR_{base} \quad (2.2)$$

$$\phi[^{\circ}] = 0.5 \cdot RMR_{base} + 5 \quad (2.3)$$

$$E[GPa] = 2 \cdot RMR_{base} - 100 \quad (2.4)$$

RMR_{base}	100-81	80-61	60-41	40-21	≤ 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buono	Buono	Mediocre	Scadente	Molto scadente

Tabella 2.10: Tabella per la classificazione dell'ammasso roccioso Bieniawski (1989)

Per quanto riguarda le due stazioni geomeccaniche rilevate, essendo la resistenza a compressione uniaxiale della roccia intatta $\sigma_c = 30$ MPa e $\sigma_c = 27$ MPa per ST-GEO1 e ST-GEO2 rispettivamente, entrambi valori minori di 44.5, il parametro A1 è stato calcolato utilizzando la formula

$$A1 = \frac{4}{44.5} \cdot \sigma_c + 1 \quad (2.5)$$

In assenza di carote di sondaggio RQD è stato ottenuto dal numero di famiglie di discontinuità caratterizzanti l'ammasso roccioso e dalla misura della loro spaziatura, utilizzando la relazione di Palmström 1982

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot J_v \quad (2.6)$$

dove $J_v = 11$ e 14 per ST-GEO1 e ST-GEO2 rispettivamente; pertanto RQD risulta 78.7 e 68.8 rispettivamente. In base alla formulazione di Bieniawski (1989) si ha:

$$A2 = \frac{7}{37.6} RDQ + 0.739 = 13.55 \quad 39 < RDQ < 76.6 \quad (2.7)$$

$$A2 = \frac{5}{23.4} RDQ - 1.367 = 15.45 \quad RDQ \geq 76.6 \quad (2.8)$$

Il parametro A3 si determina sulla base della spaziatura media, ovvero della distanza media tra due discontinuità adiacenti in base alle seguenti relazioni. Per ST-GEO1 la spaziatura media risulta 0.575, mentre per ST-GEO2 0.42.

Spaziatura [m]	Equazione
≤ 0.2	$A3=15s+5$
0.2 - 0.4	$A3=10s+6$
0.4 - 0.66	$A3=7.752s+5.9$
0.66 - 0.94	$A3=7.067s+7.35$
0.94 - 1.6	$A3=6.07s+8.288$
1.6 - 2.0	$A3=5s+10$
> 2.0	$A3=20$

Tabella 2.11: Relazioni per la determinazione del parametro A3

Il parametro A4 viene calcolato attribuendo valori numerici alla persistenza, all'apertura, alla rugosità della discontinuità, all'alterazione delle sue pareti e al materiale di riempimento, utilizzando la relazione:

$$A4 = V1 + V2 + V3 + V4 + V5 \quad (2.9)$$

Il parametro A5 viene determinato sulla base delle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m secondo la Tabella 2.12. Il parametro A6 definisce l'orientamento delle discontinuità in base al tipo di opera (fondazioni o gallerie). Il valore di RMR ottenuto sommando i valori determinati è riportato in Tabella 2.13 per ciascuna delle due stazioni geomeccaniche. Infine, utilizzando le relazioni 2.3, 2.4 e 2.4 si ottengono i valori di resistenza meccanica dell'ammasso roccioso riassunte in Tabella 2.14.

Venute di acqua su fronte 10 m	Nessuna	< 10 l/min l/min	10 - 25 l/min l/min	25 - 125 l/min l/min	>125 l/min
Condizione	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli venute	Forti venute
A5	15	10	7	4	0

Tabella 2.12: Tabella per la valutazione delle condizioni idrauliche; Bieniawski (1989)

	A1	A2	A3	A4	A5	A6	RMR	Classe	Descrizione
ST-GEO1	3.7	15.45	10.35	22.20	15	-7	59.70	II	Mediocre
ST-GEO2	3.4	13.55	9.16	22.25	15	-7	56.36	II	Mediocre

Tabella 2.13: Parametri per il calcolo di RMR; Bieniawski (1989)

	c	ϕ	E
	[kPa]	[°]	[GPa]
ST-GEO1	298.5	34.85	19.40
ST-GEO2	281.8	33.18	12.72

Tabella 2.14: Parametri di resistenza meccanica risultanti dall'analisi geomeccanica secondo l'approccio di Bieniawski (1989)

2.4.2 Approccio di Hoek & Brown 1997

Poiché i parametri di resistenza meccanica dell'ammasso roccioso determinati secondo l'approccio di Bieniawski (1989) sono cautelativi, gli stessi sono stati determinati anche seguendo un approccio alternativo. Quello di Hoek e Brown (1997) è un criterio empirico, ottenuto mediante una robusta serie di prove triassiali condotte in laboratorio, che hanno fornito una altrettanto robusta serie di dati sperimentali, utili e pratici ai fini progettuali. In sintesi la formulazione del criterio di rottura si basa sulle seguenti equazioni:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.10)$$

$$\tau = A \sigma'_{ci} \left(\frac{\sigma'_n - \sigma'_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (2.11)$$

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right) \quad (2.12)$$

dove

- σ'_1 e σ'_3 sono le tensioni efficaci principali massima e minima rispettivamente;
- σ_{ci} è la resistenza a compressione uniaxiale della roccia intatta (tabella in Figura 2.8);
- m_b è la costante Hoek-Brown per la roccia intatta (tabella in Figura 2.9);
- σ_{tm} è la resistenza a trazione della roccia;

- σ'_n è la tensione efficace normale;
- s , a , A , B sono costanti che dipendono dalle caratteristiche della roccia.

Nell'ottenere i valori originali di σ_{ci} e m ; Hoek e Brown utilizzarono intervalli di σ'_3 compresi tra 0 e 0.5 σ_{ci} , pertanto nel caso si svolgano test di laboratorio per determinare questi valori, occorre mantenere le stesse proporzioni; in alternativa, quanto non è possibile eseguire test di laboratorio si possono utilizzare le Tabelle 2.8 e 2.9. Nel presente studio si è seguita questa seconda opzione individuando i valori evidenziati in rosso.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

Figura 2.8: Tabella per la stima empirica della resistenza a compressione uniaxiale della roccia secondo Hoek e Brown (1997); (*) il grado è assegnato in base a Brown (1981); (**) Point Load test eseguiti su rocce con valori di compressione uniaxiale inferiori a 25 MPa forniscono valori poco attendibili

Il **Geological Strength Index** (GSI), introdotto da Hoek (1994) è un indice che descrive il grado di interconnessione tra i blocchi che costituiscono l'ammasso roccioso e permette di valutarne la resistenza in funzione di differenti condizioni geologiche. La Figura 2.10 propone una revisione di Sonmez e Ulusay (1999) di quanto proposto originariamente da Hoek e Brown (1997). Al fine di ridurre la soggettività nella valutazione del GSI e dargli un connotato più quantitativo, la revisione di Sonmez e Ulusay definisce due parametri SR - Structure Rating e SRC - Surface Condition Rating. SR descrive il numero di giunti per unità

di volume (J_V); SRC si calcola in base a alla scabrezza superficiale dei giunti (R_r), al loro grado di alterazione (R_w) e al loro riempimento (R_f), utilizzando la seguente relazione.

$$SRC = R_r + R_w + R_f \quad (2.13)$$

Nel caso in esame le valutazioni fatte per entrambe le stazioni geomeccaniche coincidono, data l'omogeneità dell'ammasso nella porzione di versante esaminata. In particolare, i giunti sono caratterizzati da una scabrezza *Slightly rough*, ovvero leggermente ruvida ($R_r=3$), da una moderata alterazione, *Moderately weathered* ($R_w=3$) e da riempimento nullo, in quanto sono per la maggior parte serrati ($R_f=6$). SRC assume pertanto un valore pari a 12.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			Greywacke (18)			
	Organic		Chalk 7			
			Coal (8-21)			
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
METAMORPHIC	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
			Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
IGNEOUS	Light		Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
		Norite 22				
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Figura 2.9: Valori per la costante m_i della roccia intatta secondo Hoek e Brown (1997); i valori tra parentesi sono stime; (*) valori per campioni di roccia intatta testati in direzione normale al piano di deposizione/foliazione. Valori di m_i misurati su piani di debolezza possono essere significativamente diversi

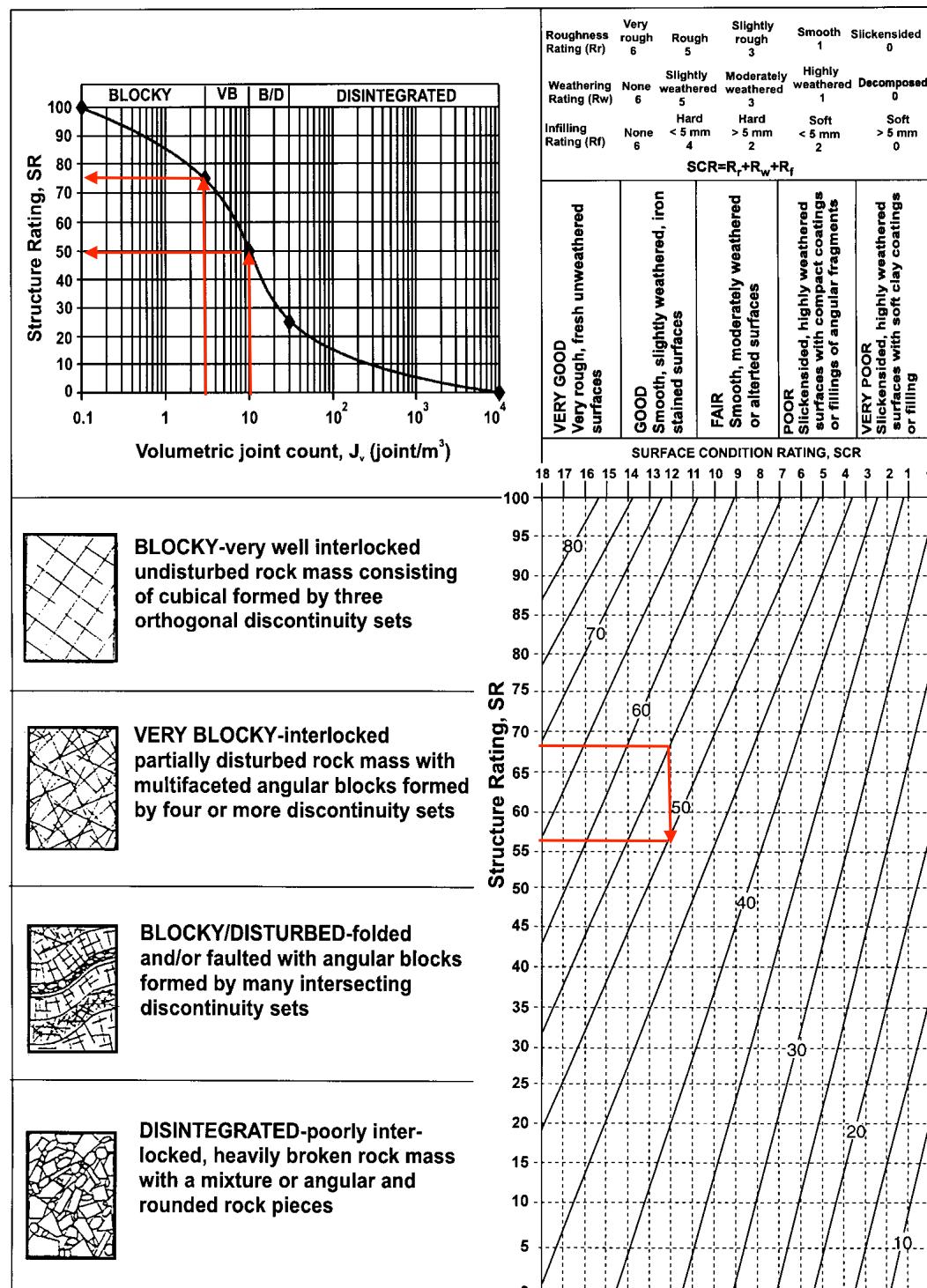


Figura 2.10: Classificazione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso per determinare il GSI secondo Sonmez e Ulusay (1999)

Per valutare la struttura della roccia è stato calcolato l'indice SR, utilizzando il **numero volumetrico delle fratture** J_v (Volumetric joint count [joint m^{-1}]), secondo l'approccio di Sonmez e Ulusay (1999), illustrato nella Figura 2.10. J_v è definito (ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1978) come la somma del numero di discontinuità al metro per ogni sistema presente. Nei Paragrafi 2.3.1 e 2.3.2 si è visto che per entrambe le stazioni geomeccaniche J_v è compreso in un range di 3-10; ovvero, secondo la classificazione ISRM - International Society for Rock Mechanics (1978), si tratta di blocchi di medie dimensioni. Utilizzando il grafico in alto a sinistra della Figura 2.10 si ottiene un SR nell'intervallo 50-75 (*Very Blocky - interlocked*). Questo fornisce un range di GSI che varia da 50 a 55. I parametri risultanti sono volutamente indicati mediante range al fine di evidenziare la loro variabilità tra la superficie e la profondità.

Il criterio di Hoek e Brown (1997) è stato applicato utilizzando il software *RocLab* (Roc science) a due configurazioni, una favorevole e una sfavorevole, per ogni stazione geomeccanica. I risultati sono riassunti in Tabella 2.15; gli intervalli di valori ottenuti nelle due configurazioni descrivono la variabilità dell'ammasso roccioso tra superficie e profondità ($> 2 \text{ m}$).

Stazione geomeccanica ST-GEO1			
Dati input	Range	Risultati	Range
GSI	50 - 55		
σ_{ci}	22 - 30	c [MPa]	1.4 - 2.3
m_i	29 - 35	ϕ [deg]	38 - 42
MR	300 - 550	E [GPa]	6.6 - 16.5

Stazione geomeccanica ST-GEO2			
Dati input	Range	Risultati	Range
GSI	50-55		
σ_{ci}	21 - 27	c [MPa]	1.3 - 2.1
m_i	29 - 35	ϕ [deg]	38 - 42
MR	300 - 550	E [GPa]	6.3 - 14.9

Tabella 2.15: Riassunto dei risultati dell'analisi geomeccanica, ottenuti attraverso il criterio di rottura di rottura di Hoek e Brown (1997) per entrambe le stazioni geomeccaniche. MR è una costante empirica tra il modulo elastico E e la resistenza a compressione uniaxiale della roccia intatta σ_{ci}

3 Considerazioni progettuali

La campagna geognostica svolta e le analisi condotte hanno evidenziato quanto segue:

1. relativamente alla sponda destra: la presenza di due strati di materiali depositati sopra il substrato roccioso, di cui quello più superficiale, di origine lacustre, ha uno spessore variabile, compreso tra 1.5 m e 9.3 m, e una composizione di sabbia e limo; mentre lo strato sottostante di spessore variabile, dell'ordine di 10-20 m, originatosi come deposito di debris flow e di alluvioni torrentizie, è formato da ghiaia, ciottoli e grossi blocchi. Le caratteristiche fisiche di questi strati sono riportate nelle Tabelle 2.3 e 2.4; quelle di resistenza meccanica sono evidenziate nelle Figure 2.2 e 2.3.
2. relativamente alla sponda sinistra: questa si trova su roccia affiorante, dove sono state riscontrate 4 famiglie di discontinuità principali (K1, K2, K3, K4) e una secondaria (K5). La presenza di un sistema a franappoggio (K1) sviluppa piani di scivolamento, la presenza di due sistemi di giunti quasi ortogonali e subverticali origina due superfici laterali di svincolo che contribuiscono alla potenziale formazione di un cuneo roccioso. Il meccanismo di rottura più probabile risulta pertanto lo scivolamento su piano. È stata osservata anche una famiglia di discontinuità a reggipoggio, nelle due varianti identificate con K4 e K5. Le caratteristiche di resistenza meccanica dell'ammasso roccioso sono riassunte nella Tabella 2.15. Le analisi individuano un ammasso roccioso di qualità mediocre in superficie, mentre di qualità buona in profondità; la qualità mediocre in superficie è dovuta all'alterazione causata da agenti atmosferici, fattore che diminuisce con la profondità. Le due stazioni geomeccaniche evidenziano una omogeneità strutturale che permette di interpretare localmente l'ammasso roccioso e i relativi parametri come *continuo*.

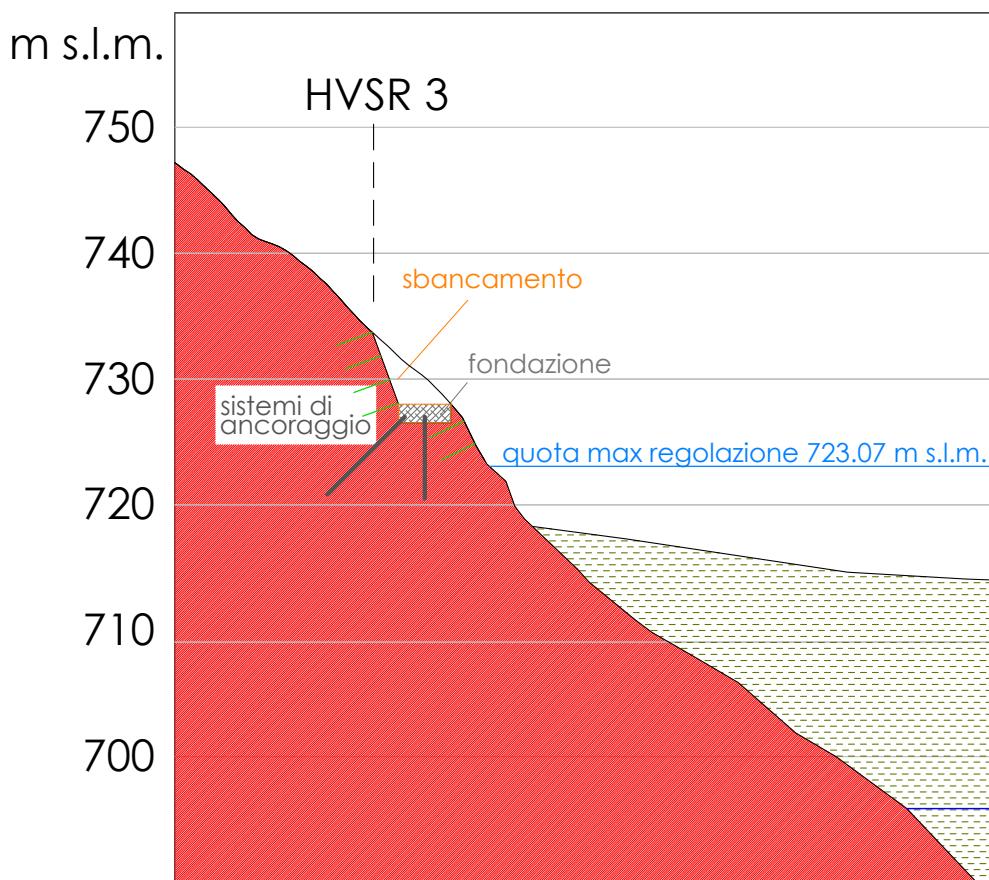
Alla luce di quanto sopra esposto, le indicazioni progettuali relative alle spalle del ponte pedo-ciclabile sono di seguito enunciate:

- per quanto riguarda la sponda destra, è opportuno scegliere una tipologia di fondazione indiretta, es. su pali, per trasferire il carico a cui sarà sottoposta la spalla del ponte agli strati subsuperficiali, che presentano una maggiore capacità portante e migliori caratteristiche geotecniche rispetto allo strato superficiale di sedimenti lacustri;
- per quanto riguarda la sponda sinistra, la fondazione sarà in roccia. Nonostante l'analisi geomeccanica abbia evidenziato la buona qualità della roccia subsuperficiale, esiste la possibilità che si sviluppino superfici di taglio lungo le discontinuità; pertanto, al fine di contrastare eventuali fenomeni di scivolamento piano a franappoggio, si consiglia di predisporre un sistema di ancoraggi, sia verticali che obliqui, e di chiodature

sulle scarpate a monte (di neoformazione) e a valle della fondazione. Si veda a titolo di esemplificativo la Figura 3.1.

- in sponda sinistra si consiglia di approfondire il piano di fondazione di qualche metro fino al raggiungimento della roccia di qualità buona, allontanandosi dallo strato di alterazione superficiale;
- la quote riportate il Figura 3.1, per quanto indicative, sono state pensate per raccordare il percorso in sinistra lago (*Seeweg*) al ponte con una pendenza *ciclabile*.

Indicazioni più precise potranno essere fornite con ulteriori indagini dirette in sito nell'ambito delle future fasi progettuali.



Bibliografia

- Ausschuss A.; Assungen U. *et al.* (2005). *Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Bieniawski Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons.
- Brown E. T., (A cura di) (1981). *Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods*, pp. 171–183. Pergamon, Oxford.
- Guidi C. C. (1980). *III. Tecnica delle fondazioni*. Hoepli.
- Hoek E.; Brown E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *Practical estimates or rock mass strength*. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*, **34**(8), 1165–1186.
- Hoek E. T. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, **2**(2), 4–16.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics (1978). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **15**, 319–368.
- Romana M. (1985). New adjustment ratings for application of bieniawski classification to slope. In *Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works*. A cura di International Society of Rock Mechanics, pp. 49–53. Zacateca.
- Sonmez H.; Ulusay R. (1999). Modification to the Geological Strength Index (gsi) and their Applicability to stability of Slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sceince*, **36**, 743–760.