



LB geologia

Studio di Geologia Applicata e Ambientale
Dott. Geol. Lino Berti

Via Castro Corona, 30 - 38010 Denno (TN)
Tel./fax +39 0461/65.50.40
Cell. 335/82.19.891
www.lbgeologia.it info@lbgeologia.it
C. F. BRT LNI 62L07 C794P - P.I. 01224660223

PROVINCIA DI VERONA

COMUNE DI SAN ZENO DI MONTAGNA

COMMITTENTI



A.T.F. MALCESINE - MONTE BALDO
Via Santa Maria Antica, 1
37121 VERONA (VR)



PRADA COSTABELLA S.r.l.
Contrada Cà Montagna, 11
37010 S. Zeno di Montagna (VR)

BANDO DI CONCESSIONE PER LA SELEZIONE MEDIANTE PROCEDURA APERTA DI UN POTENZIALE CONCESSIONARIO PER LA REALIZZAZIONE E LA GESTIONE DI UNO O PIU' IMPIANTI A FUNE IN LOCALITA' PRADA, NEL COMUNE DI SAN ZENO DI MONTAGNA. CIG 6798880543

- PROGETTO DEFINITIVO CESTOVIA PRADA-ORTIGARETTA -

- RELAZIONE GEOLOGICA-AMBIENTALE e RELAZIONE GEOTECNICA -
(contiene la "Relazione sulla modellazione sismica del sito di costruzione")

il geologo:

dott. geol. Lino Berti
Ordine dei Geologi
Trentino - Alto Adige
iscrizione n° 95



il progettista:

Denno, luglio 2017

Rel. 1897/17

INDICE:

RELAZIONE GEOLOGICA-AMBIENTALE

1.1	PREMESSA.....	2
1.2	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	2
1.3	UBICAZIONE DELL'AREA	4
1.4	MODELLAZIONE GEOLOGICA	5
1.4.1	Struttura geologico-tettonica generale del Monte Baldo	5
1.4.2	Litologia nell'area in esame	5
1.4.3	Geomorfologia	9
1.4.4	Idrogeologia nel sottosuolo e idrografia superficiale	11
1.5	PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO PROVINCIALE (P.T.C.P.)	12
1.6	STABILITA' GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA GENERALE.....	12
1.7	GESTIONE DEL MATERIALE DI SCAVO ("TERRE E ROCCE DA SCAVO").....	13
1.8	RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA ⁽¹⁾	13
1.8.1	Categoria del suolo di fondazione.....	14
1.8.2	Amplificazione stratigrafica	15
1.8.3	Condizioni topografiche.....	15
1.8.4	Amplificazione topografica	16

RELAZIONE GEOTECNICA

2.1	PROGETTAZIONE GEOTECNICA.....	19
2.2	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA	19
2.3	NUOVO IMPIANTO DI RISALITA (CESTOVIA BIPOSTO).....	21
2.4	VERIFICHE GEOTECNICHE (SCELTA DELL'APPROCCIO PROGETTUALE)	27
2.5	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	28
2.5.1	Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU).....	28
2.5.2	Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	28
2.6	STIMA DEL CARICO AMMISSIBILE IN FONDAZIONE	28
2.6.2	Verifica delle fondazioni a scorrimento orizzontale.....	30
2.6.3	Verifica di stabilità globale delle fondazioni	31
2.7	STIMA DEI CEDIMENTI.....	31
2.8	SCAVI DI SBANCAMENTO	33
2.9	STABILITA' DELLE RAMPE IN TERRENO DI RIPORTO	35
2.10	ATTRAVERSAMENTI E PARALLELISMI	36
2.11	CONCLUSIONI	36

ALLEGATI:

- **TAV - 01 - GEOL:** Pozze e vasche carsiche presenti nella zona.
- **TAV - 02 - GEOL:** Estratto P.R.G. (Tav. 13.1.a) con ubicazione delle forme di interesse geologico.

1.1 PREMESSA

Il presente documento contiene le "relazioni specialistiche" previste dalle NTC 2008 (*Relazione geologica, Relazione geotecnica e Relazione sulla modellazione sismica*) a supporto del **BANDO DI CONCESSIONE PER LA SELEZIONE MEDIANTE PROCEDURA APERTA DI UN POTENZIALE CONCESSIONARIO PER LA REALIZZAZIONE E LA GESTIONE DI UNO O PIU' IMPIANTI A FUNE IN LOCALITA' PRADA, NEL COMUNE DI SAN ZENO DI MONTAGNA**.

Il progetto definitivo del nuovo impianto di risalita è stato elaborato dallo Studio associato d'ingegneria "PROALPE" di Trento, per conto delle società impiantistiche gardesane "A.T.F. Malcesine-Monte Baldo" con sede a Verona e "Prada Costabella S.r.l." con sede a San Zeno di Montagna (VR).

Per gli aspetti geologico-geotecnici, geomorfologici e sismici le relazioni specialistiche previste dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14.01.2008) e dalla *Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 del C.S.LL.PP.* (§10, punto 5.1.), sono:

- **Relazione geologica** sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (§ 6.2.1 delle NTC e § C 6.2.1 della Circolare). La relazione geologica contiene anche la **Relazione sulla modellazione sismica** concernente la "pericolosità sismica di base del sito di costruzione" (§ 3.2 delle NTC e § C3.2 della Circolare).
- **Relazione geotecnica** sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC e § C 6.2.2 della Circolare).

1.2 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Con l'approvazione del D.L. 39/2009 sono entrate in vigore dal 01.07.2009 le *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC 2008) di cui al D.M. 14.01.2008, che raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni. Tali norme prescrivono che il progetto e la realizzazione delle opere interagenti con il terreno e le rocce devono tenere conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

Come indicato al punto C.6.2.1 delle Istruzioni Operative emanate con Circolare n. 617 del 02.02.2009 dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, lo studio geologico deve fare specifico riferimento al progetto, con analisi, valutazioni ed elaborati grafici a questo finalizzati.

➤ **Normativa nazionale in materia di nuove costruzioni**

- Associazione Geotecnica Italiana (1977) - "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche";
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 - "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";

Rel. 1897/17	A.T.F. MALCESINE – MONTE BALDO PRADA COSTABELLA S.R.L.	Bando di concessione per la selezione mediante procedura aperta di un potenziale concessionario per la realizzazione e la gestione di uno o più impianti a fune in loc. Prada, nel Comune di San Zeno di Montagna (VR).	Pagina 2
--------------	---	---	----------

- Circolare del C.S.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti)
 - "Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove norme Tecniche per Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 - "Norme in materia ambientale";
- D.M. 10 agosto 2012 n. 161 – Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo.

➤ **Normativa nazionale in materia di impianti a fune:**

- Decreto Legislativo 12 giugno 2003, n.210 - "Attuazione della direttiva 2000/9/CE in materia di impianti a fune adibiti al trasporto di persone e relativo sistema sanzionatorio" e successive integrazioni.
- Decreto del Ministero dei Trasporti e della Navigazione del 4 agosto 1998, n.400 - "Regolamento generale recante norme per le funicolari aeree e terrestri in servizio pubblico destinate al trasporto di persone"
- Decreto n° R.D. 337 - 08.09 16 novembre 2012 – "Disposizioni e prescrizioni tecniche per le infrastrutture degli impianti a fune adibiti al trasporto di persone".
- UNI EN 12930 – "Requisiti di sicurezza per impianti a fune progettati per il trasporto persone (Calcoli)".
- UNI EN 13107 – "Requisiti di sicurezza per impianti a fune progettati per il trasporto persone (Opere di Ingegneria Civile)".

RELAZIONE GEOLOGICA-AMBIENTALE
SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
(CONTIENE LA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA)

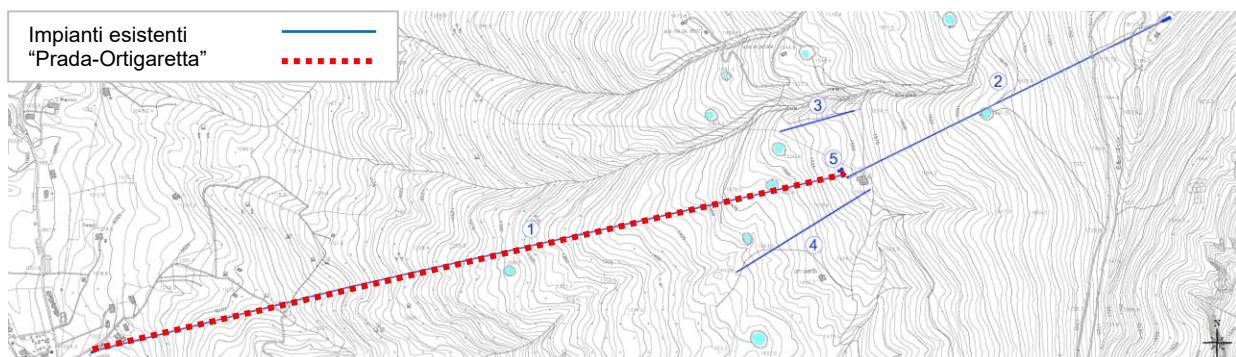
1.3 UBICAZIONE DELL'AREA

Il sistema funiviario "Prada-Costabella" insiste sui territori comunali di San Zeno di Montagna e di Brenzone, nella Provincia di Verona; si tratta del versante occidentale del Monte Baldo, esposto verso ovest con vista sul Lago di Garda.

Nello specifico, l'impianto funiviario in oggetto denominato "Prada-Costabella", da demolire integralmente e sostituire con due nuovi impianti, ricade nel territorio comunale di San Zeno di Montagna quasi al confine col Comune di Brenzone. Gli impianti esistenti consistono in una cabinovia biposto aperta (bidonvia) e in una seggiovia monoposto, entrambe assai datate.

La lunghezza complessiva dei due impianti supera i 3 km e la prima tratta (bidonvia) raggiunge la quota 1.555 m s.l.m., mentre la seconda tratta (seggiovia monoposto) arriva a quota 1.850 m s.l.m.; l'impianto viene utilizzato solo nel periodo tardo-primaverile ed estivo, mentre in inverno rimane chiuso. Alla stazione di arrivo della bidonvia (prima tratta) si trova un ristorante con terrazza ("Baito Turri"), mentre alla stazione di arrivo della seggiovia è ubicato il rifugio "Fiori del Baldo" (q. 1850 m s.l.m.). Da entrambe le stazioni si dipartono una serie di sentieri escursionistici che conducono in varie zone sul Monte Baldo, con altrettanti punti panoramici.

Nella seguente corografia, in rosso è evidenziato il tracciato dell'impianto funiviario "Prada-Ortigareta" oggetto del presente intervento di sostituzione e rifacimento.



Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) – Regione Veneto



ORTOFOTO (GoogleMaps)

Comune amministrativo:	S. ZENO DI MONTAGNA
Comune catastale:	S. ZENO DI MONTAGNA
Toponimo (località):	Impianto funiviario "Prada-Ortigareta"
Quota altimetrica media:	Da 1020 a 1555 m s.l.m.



1.4 MODELLAZIONE GEOLOGICA

1.4.1 Struttura geologico-tettonica generale del Monte Baldo

Il Monte Baldo è un massiccio montuoso compreso tra le province di Trento e di Verona, la cui cima raggiunge la quota massima di 2218 m s.l.m.

La dorsale principale che separa la “Fossa del Garda” dalla Valle dell’Adige, ha andamento NE-SW ed è delimitata verso sud dalla pianura che comincia a Caprino Veronese, a ovest dal lago di Garda, a nord dalla valle che congiunge Rovereto a Nago-Torbole e ad est dalla Vallagarina.

Dal punto di vista geologico-tettonico generale la *Dorsale del Baldo* rappresenta un’ampia piega anticlinale collocata sul margine occidentale della *Piattaforma di Trento*, elemento paleogeografico risalente al Giurassico inferiore che, a partire dal Dogger, fu soggetto a una fase di subsidenza accelerata, trasformandosi in un plateau sommerso (*Plateau di Trento*).

A partire dal Giurassico superiore ebbe inizio la deposizione di formazioni ad affinità pelagica o emipelagica: *Rosso Ammonitico*, *Maiolica*, *Scaglia Variegata alpina* e *Scaglia Rossa*. Le condizioni di elevata profondità rimasero fino al Cretaceo superiore quando, in corrispondenza della collisione tra Europa e Adria, si passò da un regime distensivo a una fase di tipo compressivo; il margine occidentale della Piattaforma di Trento si segmentò in blocchi variamente sollevati.

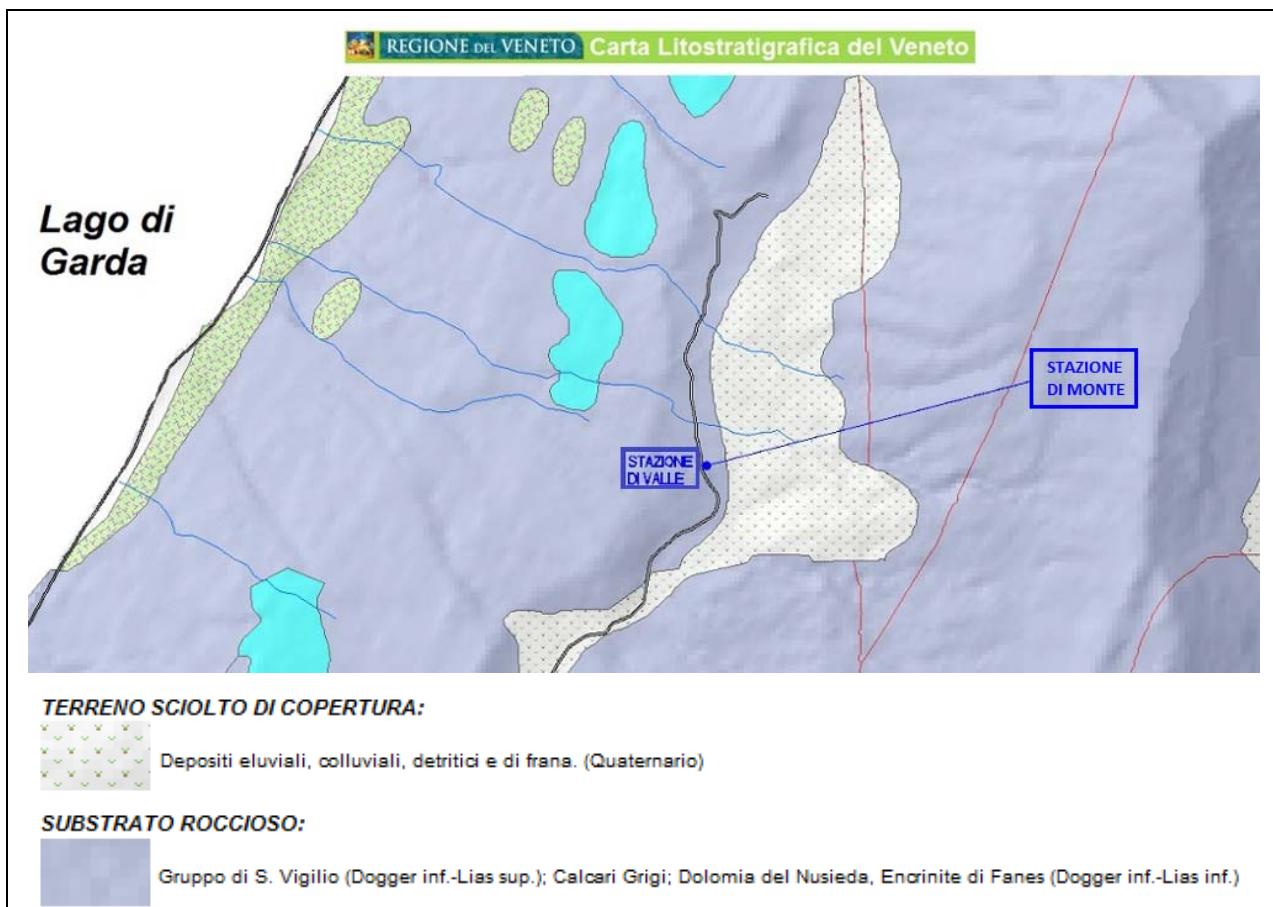
A partire dal Cretaceo superiore, lungo l’attuale dorsale “Monte Baldo-Monte Bondone” si evidenziarono una serie di “alti” e “bassi” strutturali delimitati da una serie di faglie distensive allungate in direzione NE-SW. I blocchi sollevati di questo settore, prossimi alla zona fotica, funsero da centri di propagazione per le piattaforme carbonatiche (*Calcare di Torbole* e *Calcare di Nago*) che, nel corso dell’Eocene, diedero origine al “*Lessini Shelf*” esteso in senso Est-Ovest dal Lago di Garda al Bacino Bellunese e circondato da ambienti di mare profondo (Luciani, 1989).

La dorsale del Baldo rappresenta la zona d’interferenza tra i sistemi strutturali “giudicariense”, “sclevense” e “valsuganese”. La successione stratigrafica della zona evidenzia una tipica condizione di “alto strutturale” (*hard ground*) che interessa la dorsale del Baldo.

Più precisamente, lungo il versante occidentale del Monte Baldo (zona in esame) il substrato roccioso è costituito da rocce sedimentarie (*Calcare di S. Vigilio*, *Calcare Grigi*, *Dolomia del Nusieda*) depositatesi sui fondali del Mar della Tetide (che allora ricopriva questa zona) tra il Triassico e l’Oligocene. Lungo il versante occidentale della piega anticlinale del Monte Baldo la stratificazione delle rocce è tipicamente a franappoggio, cioè con gli strati inclinati verso il Lago di Garda (ovest).

1.4.2 Litologia nell’area in esame

Come si vede nell’estratto della “Carta litostratigrafica del Veneto” alla pagina seguente, in corrispondenza dell’impianto di risalita “Prada-Ortigarella” (indicato in blu), il sottosuolo è costituito in parte da terreni quaternari di copertura (parte bassa del versante) e in parte dal substrato roccioso calcareo affiorante o sub-affiorante nella porzione medio-alta del tracciato (v. anche foto alle pagine seguenti).



Per quanto riguarda il terreno sciolto di copertura, si tratta di depositi eluviali frammisti a lembi residui di depositi glaciali, che testimoniano le dinamiche dell'evoluzione recente di questo territorio a partire dalle ultime fasi glaciali (*).

Lo spessore dei terreni di copertura varia in maniera locale in funzione dell'andamento morfologico della superficie erosiva della roccia in profondità; in particolare, nella parte bassa del versante le coperture quaternarie possono avere spessori anche di alcuni metri e quindi gli scavi in progetto saranno realizzati quasi completamente nel terreno di copertura (specialmente in corrispondenza della stazione di valle).

Al contrario, nella parte intermedia e medio-alta del versante (metà verso monte del tracciato), il substrato roccioso calcareo è affiorante o sub-affiorante e quindi gli scavi per l'imposta dei plinti dei sostegni intercetteranno la roccia (anche la stazione di monte sarà impostata in roccia – v. foto seguenti).

Resta inteso, tuttavia, che in fase di progettazione esecutiva andranno condotte specifiche indagini geologiche e geognostiche (ed eventuali prove geotecniche di laboratorio su campioni di terreno e/o di roccia) per verificare nel dettaglio la situazione stratigrafica e geotecnica in corrispondenza dei singoli sostegni dell'impianto e presso le stazioni di valle (partenza) e di monte (arrivo).

(*) da "Geologia della Riserva Naturale di Corna Piana, Brentonico (TN)" a cura di M. Ecceli, M. Gennaro, S. Mittempergher – Studi Trent. Sci. Nat. Acta Geol., 81 (2004): 29-39.



Foto 1: parte medio-bassa del tracciato; lungo i sentieri affiora il terreno di copertura eluviale a matrice sabbioso-limosa marrone-rossiccia (freccia).



Foto 2: parte intermedia del tracciato; inizia ad affiorare la roccia calcarea (molto disgregata).



Foto 3: parte medio-alta del tracciato; la roccia calcarea (molto disgregata – “regolite”) affiora in maniera via via maggiore.



Foto 4: arrivo della cestovia in loc. Ortigaretta; la roccia calcarea affiora diffusamente su tutta l'area.



1.4.3 Geomorfologia

La successione stratigrafica sul *Monte Baldo*, costituita dall’alternanza di formazioni competenti (calcaro) e unità erodibili (marne e vulcaniti), dà luogo a una morfologia a cenge e gradoni.

Infatti, le formazioni carbonatiche sono spesso soggette a fenomeni di dissoluzione carsica (carsismo), che si esplicano lungo fratture pre-esistenti; pertanto lungo le superfici strutturali carbonatiche non è raro rilevare profondi solchi carsici ad andamento regolare (*kerren*). L’assetto idrogeologico in profondità è assai complesso ed è fortemente influenzato dalla litostratigrafia locale e dai lineamenti tettonici.

Anche nei dintorni dell’impianto “Prada-Ortigaretta” sono presenti delle forme carsiche (pozze, ecc.) riportate nelle **Tav-01-GEOL. e Tav-02-GEOL.** allegate alla relazione. A tal proposito, le *Norme di Attuazione del P.R.G.* di San Zeno di Montagna (art. 22.11-a) stabiliscono quanto segue in merito ai “*BENI PUNTUALI - Pozze, vasche carsiche e spurghe*”: “(...) E’ fatto divieto di intervenire sul fondo delle vasche carsiche per la loro impermeabilizzazione con materiali tipo cemento o altro; è fatto obbligo altresì di rimuovere eventuali scarichi reflui di superficie e di non canalizzarne di nuovi. Tali zone vanno convenientemente protette ed è esclusa qualsiasi edificazione per un raggio di 200 m. Sono consentiti tutti quegli interventi per la fruizione didattico-culturale”.

Nel caso specifico, l’impianto di risalita esistente (al posto del quale sarà realizzato quello nuovo) si trova in alcuni punti a distanza <200 m dalle suddette forme carsiche (v. TAV-01-GEOL e TAV-02-GEOL). In realtà, come si vede nella TAV-02, nella zona in esame le forme carsiche (pozze) di maggiore importanza (evidenziate nel P.R.G. con il numero “1”), sono di fatto solo 4; le altre forme (pozze), benché esistenti, hanno valenza geologica e idrogeologica minore per le dimensioni minori. Diverse pozze carsiche sono state impermeabilizzate sul fondo con materiali argillosi e trasformate in abbeveratoi per il bestiame al pascolo.



Foto 5: pozza/abbeveratoio ad alcuni metri di distanza dall’impianto di risalita.



Per quanto riguarda le pozze di dimensioni maggiori (più importanti), considerata la tipologia dei lavori previsti (scavi per l'imposta dei nuovi sostegni) si escludono alterazioni di tipo geologico-idrogeologico delle pozze esistenti a seguito dei lavori; gli scavi saranno eseguiti a debita distanza dalle forme carsiche, in modo da non interferire direttamente con le stesse. E' doveroso precisare, inoltre, che nella zona è già presente l'impianto di risalita (monoposto) e il nuovo impianto (biposto) sarà realizzato lungo lo stesso tracciato; il numero di sostegni sarà ridotto quindi con un miglioramento in termini sia ambientali sia paesaggistici. L'impatto ambientale dei lavori in progetto con le strutture carsiche sarà minimo o pressoché trascurabile; come già affermato in precedenza nessuno dei sostegni dell'impianto di risalita sarà realizzato in corrispondenza delle suddette pozze. Inoltre, è bene precisare che le strutture in progetto (nuovi sostegni dell'impianto a fune) occuperanno delle aree di sedime alquanto limitate (pochi metri quadrati), comportando scavi puntuali di pochi metri cubi per ciascun plinto e con profondità massime di qualche metro. Pertanto, si può affermare che gli interventi, sebbene in parte rientranti nelle zone di rispetto delle suddette forme carsiche (definite nel P.R.G. con un raggio di 200 m) non altereranno l'attuale assetto geologico e idrogeologico della zona.

Inoltre, come riportato nella Tav. 02 (estratto Tav. 13.1.a del P.R.G. di San Zeno), l'impianto di risalita "Prada-Ortigarella" rientra in parte negli ambiti naturalistici previsti dagli articoli 21.7 e 21.8 delle N.d.A. del P.R.G. di San Zeno. L'art. 21.7 definisce *l'Ambito naturalistico dei circhi glaciali e delle cime di cresta Pozzette-Costabella*, mentre l'art. 21.8 definisce *l'Ambito naturalistico Monte Baldo (Monte Lupia e Gardesana Orientale da punta S. Vigilio a Castelletto di Brenzone)*.

➤ **ART. 21.7 - Ambito naturalistico Circhi Glaciali e cime di Cresta Pozzette-Costabella**

All'interno di tale ambito vanno inibiti, o limitati all'essenziale, tutti i rumori di origine antropica. E' fatto divieto di asportare specie floristiche tipiche del paesaggio del Baldo quali: il Golium baldense, l'anemone baldensis, la primula spectabilis e l'aquilegia einseleana. Vanno tutelate le specie forestali secondarie e/o sporadiche, necessarie alla protezione dell'habitat faunistico e al nutrimento degli animali selvatici presenti. E' vietato il pascolo brado e la raccolta di suffrutici, deve essere inoltre opportunamente regolamentata, anche mediante segnaletica, la percorribilità dei sentieri, al fine di inibire l'abbandono del tracciato principale. Vanno esclusi, all'interno dell'ambito la messa in opera di superfici riflettenti e il posizionamento di cavi o fili che possano essere di disturbo o danno per gli uccelli di passo; sono inoltre da tutelare convenientemente le arene e i punti di canto. All'interno dell'ambito sono comunque vietati tutti quegli interventi che possano causare distruzione o danneggiamento dell'ambiente naturale.

L'art. 21.7 contiene prescrizioni per la tutela della flora e della fauna locale, ma non contiene prescrizioni geologico-geotecniche, geomorfologiche e idrogeologiche.

➤ **ART. 21.8 - Ambito naturalistico Monte Baldo: Monte Lupia e Gardesana Orientale da punta S. Vigilio a Castelletto di Brenzone**

All'interno di tale ambito vanno inibiti, o limitati all'essenziale, i rumori di origine antropica. E' fatto divieto di asportare specie floristiche tipiche del paesaggio del Baldo, quali: Cistus Albidus, Orchis coriophora, Phrys bertolonii, Laurus nobilis. Vanno tutelate le specie forestali secondarie e/o sporadiche, necessarie alla protezione dell'habitat faunistico e al nutrimento degli animali



selvatici presenti. E' vietato il pascolo brado e la raccolta di suffrutici; deve essere inoltre opportunamente regolamentato, anche mediante segnaletica, la percorribilità dei sentieri, al fine di inibire l'abbandono dei tracciato principale. Vanno esclusi, all'interno dell'abitato, la messa in opera di superfici riflettenti e il posizionamento di cavi o filo che possano essere di disturbo o danno per gli uccelli di passo; sono, inoltre, da tutelare convenientemente le arene e i punti di canto. All'interno dell'ambito sono comunque vietati tutti quegli interventi che possano causare distruzione o danneggiamento dell'ambiente naturale.

Anche l'art. 21.8 (ugualmente all'art. 21.7) contiene prescrizioni per la tutela della flora e della fauna locale, ma non contiene prescrizioni geologico-geotecniche, geomorfologiche e idrogeologiche.

Per quanto riguarda invece la **stabilità globale del versante** su cui sarà realizzato il nuovo impianto di risalita, non sono stati osservati indizi di movimentazioni in atto, neppure di carattere superficiale.

I lavori dovranno essere realizzati attenendosi alle direttive di progetto, sulla base delle indicazioni geo-esecutive contenute nel presente studio geologico.

In particolare, si avrà cura di impostare le fondazioni delle nuove strutture (stazioni di valle e di monte e sostegni dell'impianto) in terreno con buone caratteristiche geotecniche e grado di portanza idoneo a supportare i sovraccarichi di progetto. A tal proposito sarà di fondamentale importanza la presenza del geologo in cantiere durante la fase esecutiva (D.L. geologica-geotecnica).

Particolare attenzione dovrà essere riservata alla corretta regimazione delle acque superficiali, che in occasione di eventi meteorici copiosi si raccoglieranno lungo i versanti.

1.4.4 Idrogeologia nel sottosuolo e idrografia superficiale

La disposizione geologico-giacitutrale e la successione litostratigrafica della zona determinano un assetto idrogeologico locale assai complesso, condizionato dalla litostratigrafia e dai lineamenti tettonici. Infatti, l'intero massiccio del Monte Baldo costituisce un importante acquifero carsico con la zona di scorrimento freatico situata in corrispondenza del livello idrogeologico di base locale; in occasione di piogge intense, si ha un innalzamento del livello di base e nei condotti carsici s'instaura un'attiva circolazione idrica che si manifesta con emergenze idriche lungo i versanti.

Laddove il substrato carbonatico affiora o sub-affiora, i segni di scorrimento idrico superficiale sono scarsi, poiché le acque meteoriche che precipitano al suolo s'infiltrano rapidamente nel sottosuolo e nelle numerose fratture presenti nel substrato carbonatico; una volta infiltratesi nelle fratture della roccia, le acque meteoriche esercitano una notevole azione di dissoluzione chimica sui carbonati, dando origine a forme carsiche molto frequenti e tipiche di questa zona.

Secondo quanto suddetto, grazie all'elevata permeabilità e capacità d'infiltrazione della roccia, il reticolo idrografico superficiale nella zona è pressoché assente.

Per la loro tipologia ed entità, gli interventi in progetto non modificheranno l'attuale assetto idrogeologico della zona. L'impianto di risalita (nuova cestovia biposto), non intersecherà corsi d'acqua e/o impluvi superficiali e quindi si escludono alterazioni dell'assetto idrologico (deflussi superficiali).



1.5 PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO PROVINCIALE (P.T.C.P.)

Nell'ambito della pianificazione territoriale, la Provincia di Verona raccoglie e coordina le programmazioni comunali, tramite il cosiddetto “*Piano territoriale di coordinamento provinciale (P.T.C.P.)*” che concorre alla programmazione e alla pianificazione su scala regionale. Dal punto di vista urbanistico, il P.T.C.P. è uno strumento d'indirizzo e controllo sull'uso del territorio, che ha lo scopo di orientare e coordinare l'attività urbanistica dei Comuni e di assicurare un coordinamento qualitativo delle esigenze ambientali, paesistiche e di protezione del territorio.

Il contenuto del P.T.C.P., secondo la previsione dell'art. 20 del Testo Unico degli Enti locali, comprende gli indirizzi generali di assetto del territorio, la localizzazione di massima delle maggiori infrastrutture e delle principali linee di comunicazione, le linee d'intervento per la sistemazione idrica, geologica, idrogeologica e idraulico-forestale, le aree a parchi o riserve naturali.

Facendo riferimento agli elaborati di Piano e alle Norme tecniche di Attuazione adottate con deliberazione del Consiglio Provinciale n. 52 del 27 giugno 2013, l'impianto di risalita ricade all'interno delle aree di seguito specificate:

➤ CARTA DEL SISTEMA AMBIENTALE:

L'area interessata dalle opere di progetto ricade all'interno di “Aree nucleo” (N.T.A. art. 46-47-48-49) ovvero aree già sottoposte e/o da sottoporre a tutela, ove sono presenti biotopi, habitat naturali e semi-naturali, ecosistemi terrestri e acquatici caratterizzati da un alto contenuto di naturalità la cui tutela è finalizzata alla conservazione dei valori naturalistici e alla promozione di attività umane con essi compatibili. All'interno delle aree nucleo è comunque ammessa la realizzazione di infrastrutture di interesse pubblico strade, ferrovie, edifici, impianti, ecc., adottando tecniche di bioingegneria e ingegneria ambientale. I progetti di nuova costruzione di infrastrutture di interesse pubblico (strade, ferrovie, edifici, impianti, ecc.) dovranno prevedere interventi di compensazione ambientale idonea a mantenere costante o migliorare l'indice di equilibrio ecologico esistente.

L'impianto a fune attraversa una zona di “Macchia boscata” (Art.5-6-7) e nella parte a monte rientrerà nel “Sito di Importanza Comunitaria (SIC)” e “Zona di Protezione Speciale (ZPS)” IT03210039 Monte Baldo Ovest.

➤ CARTA DEL SISTEMA INSEDIATIVO INFRASTRUTTURALE:

Per quanto riguarda il sistema insediativo e infrastrutturale non si evidenziano particolari interazioni.

In generale, in riferimento a quanto dedotto dall'analisi delle precedenti cartografie relative al P.T.C.P. della Provincia di Verona, si può concludere che non sussistono specifici vincoli di tipo geologico-geotecnico, idrogeologico e geomorfologico inerenti alla realizzazione dei lavori in progetto (sostituzione dell'impianto a fune).

1.6 STABILITA' GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA GENERALE

La morfologia locale, unitamente allo stato delle aree e delle strutture esistenti, non evidenzia fenomeni indice mobilizzazioni del terreno, tali da coinvolgere in qualche modo l'area d'intervento e le nuove opere in progetto; nella cartografia nazionale dei



fenomeni franosi (“IFFI”) nella zona in esame non sono segnalate frane in atto e/o passate (quiescenti).

L’andamento topografico della zona, in relazione ai parametri di resistenza dei terreni presenti nel sottosuolo, permette di escludere movimenti gravitativi sia superficiali sia profondi, i quali non potranno verificarsi nemmeno a seguito dei lavori in progetto, se eseguiti attenendosi alle soluzioni progettuali e alle indicazioni fornite nel presente studio geologico.

Nel periodo immediatamente successivo alla fine dei lavori si raccomanda di prestare attenzione al deflusso delle acque superficiali, specialmente in occasione di piogge intense; si dovrà eseguire rapidamente l’inerbimento forzato di tutte le superfici denudate durante i lavori (terreno rimaneggiato facilmente erodibile).

Se saranno rispettate le indicazioni contenute nella presente relazione non sussistono motivi per dubitare dell’affidabilità geologica-geostatica generale della zona.

1.7 GESTIONE DEL MATERIALE DI SCAVO (“TERRE E ROCCE DA SCAVO”)

Se tutto il materiale movimentato durante i lavori sarà mantenuto e riutilizzato all’interno dell’area di cantiere (es. lievi rimodellazioni topografiche circostanti l’impianto a fune), non sarà necessaria la caratterizzazione chimica-ambientale del terreno scavato (no campionamenti, no analisi chimiche).

Al contrario, qualora il terreno scavato (o anche parte di esso) sia trasportato e riutilizzato fuori cantiere (ad es. anche su altre particelle fondiarie limitrofe, ma esterne all’area di cantiere), prima del trasporto si dovrà provvedere alla “caratterizzazione chimica-ambientale” del materiale movimentato mediante campionamenti nelle aree di scavo ed analisi chimiche di laboratorio, come previsto dalla normativa di settore (D.M. 161/12 e ss.mm. per progetti sottoposti a V.I.A. e art. 41-bis del D.L. n. 69 del 2013 convertito dalla L. n. 98 del 2013 per progetti non sottoposti a V.I.A.).

Più precisamente, in caso di opere sottoposte a V.I.A., in fase progettuale o comunque almeno 90 giorni prima dell’inizio dello scavo, si dovrà effettuare la caratterizzazione ambientale dei materiali da scavo, secondo le modalità previste dagli Allegati 2 e 4 del D.M. n. 161 del 2012 (da eseguire a cura del proponente). L’esito della caratterizzazione ambientale dovrà essere verificato in riferimento alle CSC e alla destinazione urbanistica dei siti di produzione e destino. Dovrà essere predisposto uno specifico “Piano di Utilizzo dei materiali di scavo” (secondo le indicazioni dell’Allegato 5 del D.M. 161/12) da consegnare all’Autorità competente, unitamente alla Dichiarazione sostitutiva dell’atto di notorietà attestante la sussistenza dei requisiti per gestire il materiale da scavo come sottoprodotto (sottoscritta dal Legale rappresentante della persona giuridica o dalla persona fisica proponente l’opera). Il Piano di Utilizzo e la Dichiarazione sostitutiva dovranno essere prodotte almeno 90 giorni prima dell’inizio dei lavori (nel caso di opera soggetta a VIA, prima dell’espressione del parere di valutazione ambientale).

1.8 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA ⁽¹⁾

Le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (di seguito NTC) (D.M. 14/01/2008) definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica.

Rel. 1897/17	A.T.F. MALCESINE – MONTE BALDO PRADA COSTABELLA S.R.L.	Bando di concessione per la selezione mediante procedura aperta di un potenziale concessionario per la realizzazione e la gestione di uno o più impianti a fune in loc. Prada, nel Comune di San Zeno di Montagna (VR).	Pagina 13
--------------	---	---	-----------



Le NTC al cap. 3§2 prevedono che: *Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche*".

La D.G.P. 1351 del 30/05/2008, ai fini della determinazione delle azioni di progetto secondo le norme tecniche approvate con D.M. 14/01/2008, dispone quanto segue:

(...) "Nella relazione geologica che accompagna il progetto, ai fini della definizione dell'azione sismica dovranno essere definite la categoria del suolo di fondazione dell'area d'intervento e le sue caratteristiche morfologiche per determinare i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, ai sensi del punto 3.2.2 del D.M. 14/01/2008".

1.8.1 Categoria del suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 (NTC). In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (*Tabelle 3.2.II e 3.2.III - NTC*).

Vista la situazione geologica e stratigrafica locale, è probabile che i plinti di fondazione nella metà inferiore del tracciato (stazione di valle e primi sostegni verso valle) saranno impostati nel terreno di copertura eluviale sabbioso-limoso mediamente compatto, al quale è assegnata la **categoria sismica C**.

Al contrario, nella parte intermedia e medio-alta del tracciato, il substrato roccioso calcareo affiora in modo diffuso e quindi i plinti saranno impostati direttamente in roccia, alla quale è assegnata la **categoria sismica A**.

Tabella 3.2.II (NTC) – Categorie di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs_{30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $Vs > 800$ m/s).</i>

⁽¹⁾ Nel caso in esame, non essendo stati realizzati specifici studi di risposta sismica locale il parametro " Vs_{30} " è determinato per via indiretta.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo¹, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione

⁽²⁾ Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione

si effettua in base ai valori della velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) N_{SP30} nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente Cu₃₀ nei terreni prevalentemente a grana fina. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle NTC.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (*Tabella 3.2.III*), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III (NTC) - Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	<i>Depositi di terreni caratterizzati da valori di V,,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < C_{u30} < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.</i>
S2	<i>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.</i>

1.8.2 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti Ss e Cc valgono 1. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti Ss e Cc possono essere calcolati, in funzione dei valori di F₀ e T_C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.V (NTC), nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.1.V (NTC) - Espressioni di Ss e di Cc

Categoria di sottosuolo	Ss	Cc
A	1,0	1,0
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C)^{-0,40}$

1.8.3 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tabella 3.2.IV - NTC).

del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Tabella 3.2.IV (NTC) - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione in cresta $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

1.8.4 Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tabella 3.2.VI (NTC), in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 (NTC) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI (NTC) - Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Di seguito si riassumono in forma tabellare i dati per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dai lavori:

Latitudine (N):	45,674974
Longitudine (E):	10,793994
Vita nominale dell'opera:	$V_N = 100$ anni
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO:	<p>Tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.</p> <p>Tipo C: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</p>
CATEGORIA TOPOGRAFICA:	T2
Amplificazione stratigrafica (coeff. Ss e Cc):	Coefficienti relativi alle categorie di suolo A e C
Amplificazione topografica (coeff. S_T):	$S_T = 1,0$



COEFFICIENTI SISMICI SITO-SPECIFICI
PLINTI DI FONDAZIONE IMPOSTATI IN ROCCIA (CATEGORIA SISMICA A)

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,043	2,490	0,232
Danno (SLD)	50	0,057	2,522	0,240
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,162	2,431	0,276
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,209	2,475	0,279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Sa *	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
Cc *	1,00	1,00	1,00	1,00
Coeff. funz. categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
St *	1,20	1,20	1,20	1,20
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc. ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,014	0,052	0,075
kv	0,005	0,007	0,028	0,038
Amax [m/s ²]	0,506	0,676	1,906	2,461
Beta	0,200	0,200	0,270	0,300

Coefficienti sismici ricavati con software GEOSTRU-PS.

COEFFICIENTI SISMICI SITO-SPECIFICI**PLINTI DI FONDAZIONE IMPOSTATI NEL TERRENO DI COPERTURA (CATEGORIA SISMICA C)**

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,043	2,490	0,232
Danno (SLD)	50	0,057	2,522	0,240
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,162	2,431	0,276
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,209	2,475	0,279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Sa *	1,50	1,50	1,46	1,39
Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,46	1,39
Cc *	1,70	1,68	1,60	1,60
Coeff. funz. categoria	1,70	1,68	1,60	1,60
St *	1,20	1,20	1,20	1,20
Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc. ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,015	0,021	0,068	0,096
kv	0,008	0,010	0,034	0,049
Amax [m/s ²]	0,759	1,013	2,782	3,421
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Calcola

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Coefficienti sismici ricavati con software GEOSTRU-PS.



RELAZIONE GEOTECNICA
SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO
(CONTIENE LE VERIFICHE GEOTECNICHE)

2.1 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Per progettazione geotecnica s'intende l'insieme delle attività progettuali che riguardano le costruzioni (o le parti di costruzioni) che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo del terreno, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo e lo studio della stabilità del sito nel quale si colloca la costruzione.

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono la verifica delle condizioni di sicurezza globale e locale del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

I caratteri geologici del sito, illustrati nella *Relazione Geologica*, costituiscono un importante riferimento per l'impostazione del progetto. Le scelte tipologiche, riguardanti in particolare il sistema di fondazione e la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, così come definito nel § 3.2.2 delle NTC, sono intrinsecamente connesse e reciprocamente condizionate e definiscono la prima fase delle attività progettuali.

Il carattere non lineare delle relazioni costitutive dei terreni, a partire da bassi livelli di deformazione, il loro possibile comportamento fragile, la dipendenza della risposta meccanica dei terreni dai percorsi tensionali seguiti, gli effetti di scala, unitamente all'influenza delle tecnologie costruttive e delle fasi esecutive, condizionano la programmazione delle indagini geotecniche. È quindi necessario definire il piano delle indagini e delle prove geotecniche, interpretarne i risultati e individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo in base, come esposto, alla tipologia di opera e/o intervento, alle tecnologie previste e alle modalità costruttive.

L'insieme di queste attività, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere, costituiscono l'oggetto della progettazione geotecnica. I risultati delle attività devono essere raccolti nella *Relazione Geotecnica* nella quale sono descritti i risultati delle indagini e delle prove, della caratterizzazione e modellazione geotecnica e delle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno (§ C6.2.2 - NTC2008).

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali (§ C6.2.2 comma 7- NTC2008).

2.2 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

In corrispondenza dell'impianto di risalita "Prada-Ortigaretta", il sottosuolo è costituito in parte da terreni quaternari di copertura (parte bassa del versante) e in parte dal substrato roccioso calcareo affiorante o sub-affiorante nella porzione centrale e nella parte medio-alta verso monte del tracciato.

Per quanto riguarda il **terreno sciolto di copertura**, si tratta di depositi eluviali frammati a lembi residui di depositi glaciali, che testimoniano le dinamiche dell'evoluzione recente di questo territorio a partire dalle ultime fasi glaciali (*).

(*) da "Geologia della Riserva Naturale di Corna Piana, Brentonico (TN)" a cura di M. Ecceli, M. Gennaro, S. Mittempergher – Studi Trent. Sci. Nat. Acta Geol., 81 (2004): 29-39.

Lo spessore dei terreni di copertura varia in maniera locale in funzione dell'andamento morfologico della superficie erosiva in profondità. In particolare, nella parte bassa del versante le coperture quaternarie possono avere spessori anche di alcuni metri e quindi gli scavi in progetto saranno realizzati nel terreno di copertura (specialmente in corrispondenza del parcheggio di valle e della stazione di partenza).

I parametri geotecnici medi attribuibili in via preliminare al terreno di copertura eluviale sono i seguenti:

Peso di volume	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 28^\circ - 30^\circ$
Coesione	$c' = 0 - 5 \text{ kN/m}^2$
Permeabilità	Medio-bassa

Al contrario, nella parte medio-alta del versante (metà verso monte del tracciato), il substrato roccioso calcareo è affiorante o sub-affiorante e quindi molto probabilmente gli scavi per l'imposta dei plinti di fondazione intercetteranno la roccia (quantomeno nelle porzioni più profonde).

In particolare, per quanto riguarda il **substrato roccioso calcareo**, esso presenta stratificazione ben distinta con spessore degli strati variabile da 20 cm fino a 1-2 m; i piani di discontinuità sono disposti secondo le principali direttive tettoniche della zona.

In fase di progettazione esecutiva saranno compiuti gli specifici rilievi geomeccanici di campagna, necessari per determinare i parametri fisico-meccanici della roccia.

La parametrazione geomeccanica può essere stimata col metodo di *Bieniawski*, che tiene conto della resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso, del Recupero Percentuale Modificato (R.Q.D.), della spaziatura delle discontinuità, delle condizioni delle discontinuità e della circolazione d'acqua. Il valore di resistenza a compressione monoassiale (σ_c) è stato ricavato in base alla stima del valore dell'indice di rimbalzo della prova sclerometrica (R), determinato su affioramenti rocciosi presenti nella zona. Il valore di R.Q.D. è stato determinato in base a prove sismiche eseguite in aree prossime a quella d'indagine e verificato tramite la misura della spaziatura e della persistenza delle discontinuità principali riscontrabili in affioramento.

CLASSIFICAZIONE DELLA ROCCIA IN SITU

R.Q.D. (%)	V_R^2	Descrizione della roccia
0 - 25	0 - 0.20	Molto scadente
25 - 50	0.20 - 0.40	Scadente
50 - 75	0.40 - 0.60	Discreta
75 - 90	0.60 - 0.80	Buona
90 - 100	0.80 - 1.00	Eccellente

CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKY

Parametro	Valore o descrizione	Valutazione
Resistenza a compressione monoassiale	>250 MPa	15
Rock Quality Designation (R.Q.D.)	50÷75%	13
Spaziatura delle discontinuità	200÷600 mm	10
Condizione delle discontinuità	scabre	10
Circolazione d'acqua	assente	15
Orientamento discontinuità	favorevole	-5
	R.M.R.	58

Nella precedente tabella sono riportati gli elementi di calcolo del Rock Mass Rating (R.M.R. = 58) cui corrisponde un ammasso roccioso appartenente alla classe II° di *Bieniawski* (qualità Discreta). Per la parte superficiale dell'ammasso roccioso si ricavano i seguenti parametri geomeccanici medi:



Classe dell'ammasso (Bieniawski)	Classe II°
Qualità dell'ammasso (Bieniawski)	Discreta
Peso di volume	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 35^\circ$
Coesione dell'ammasso	$c = 200 \text{ kPa}$
Permeabilità	Buona (per fessurazione e carsismo)
Categoria sismica	Categoria A

Si tratta di parametri geomecanici indicativi (valori medi) ricavati empiricamente a seguito dei rilievi geomecanici di superficie eseguiti su alcuni affioramenti presenti nella zona; le reali caratteristiche geomecaniche dell'ammasso da scavare (ad alcuni metri di profondità all'interno del versante) saranno realmente visibili solo in fase esecutiva; per lo sbancamento della roccia si dovrà ricorrere al martellone idraulico montato sul braccio di un escavatore di grossa stazza.

Resta inteso, tuttavia, che in fase di progettazione esecutiva andranno condotte specifiche indagini geologiche e geognostiche (ed eventuali prove geotecniche di laboratorio su campioni di terreno e/o di roccia) per verificare nel dettaglio la situazione stratigrafica e geotecnica in corrispondenza dei singoli sostegni dell'impianto e presso le stazioni di valle (partenza) e di monte (arrivo).

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e delle prove di laboratorio sarà eseguita la parametrazione geotecnica di dettaglio dei terreni di copertura e la parametrazione geomecanica della roccia sottostante.

2.3 NUOVO IMPIANTO DI RISALITA (CESTOVIA BIPOSTO)

(tratto dalla relazione tecnica redatta da "ProAlpe")

L'impianto esistente è costituito da una bidonvia biposto (cestovia) ad attacco fisso e copre una distanza di circa 2 km fino al Baito Turri (quota 1550 m) ad una velocità di 1.5 m/s, percorrendo un dislivello di 535 m in circa 22 minuti. Normalmente la velocità di esercizio è mantenuta inferiore a causa delle difficoltà di imbarco e sbarco che incontra l'utenza meno agile (anziani, bambini,...) portando il tempo di percorrenza ad oltre 30 minuti. La stazione di partenza è localizzata a Prada in corrispondenza della strada provinciale (SP9) a una quota di circa 1000 m.

Adiacente la partenza insiste un appezzamento, di proprietà della società, adibito a parcheggio con capacità di c.a 200 posti auto: la pavimentazione è in terreno battuto, sprovvista di segnaletica a terra per la regolamentazione del posteggio e priva di pendenze per lo scolo e la raccolta delle acque meteoriche.

L'impianto presenta una vocazione puramente estiva, avendo abbandonato l'impiego invernale da diversi anni a causa della scarsità di precipitazioni nevose e per l'assenza di un impianto di innevamento programmato artificiale. A titolo di cronaca l'ultima stagione sciistica risale all'inverno 1991/1992.

Lo sbarco a monte è prossimo al Baito Turri laddove vi è un punto di ristoro. L'ascesa verso monte, ovvero da Baito Turri verso Costabella, si realizzava in passato con una seggiovia monoposto denominata "Ortigaretta-Costabella", più breve, di lunghezza pari a 955 m. I 273 m di dislivello venivano percorsi in quasi 11 minuti, ad una velocità costante di 1.5 m/s. La portata oraria era pari a 450 p/h; la linea termina in prossimità del rifugio Fiori del Baldo a quota 1850 m: da qui è possibile salire a piedi fino al rifugio Chierego e alla chiesetta Costabella, posti più a monte.



Foto 6-7: bidonvia monoposto esistente “Prada-Ortigarettta” da sostituire.

La proposta progettuale prevede la demolizione della cestovia biposto ad attacco fisso, denominata “Prada - Ortigarettta” e sostituzione con nuova e analoga cestovia biposto ad attacco fisso su stesso sedime della esistente.

Il progetto di demolizione con ricostruzione si riferisce alla realizzazione di una cestovia biposto, a sostituzione dell'attuale cestovia (o “bidonvia”), giunta ormai al termine della sua vita tecnica: la sostituzione sarà sullo stesso tracciato.

Dal punto di vista costruttivo l'impianto non presenta nessuna particolarità, in quanto vengono utilizzati i componenti tipici di una seggiovia a componenti certificati, sia per la linea che per le stazioni. L'impianto avrà portata di 300 p/h alla velocità di esercizio nominale di 1,50 m/sec. La stazione di monte sarà del tipo “motrice fissa” con struttura metallica ed in cemento armato. La stazione di valle del tipo “rinvio e tensione” con sbarco utenti sotto ruota. Il sistema di tensione sarà idraulico con cilindro di tensione e relativa centralina di controllo, secondo una tecnologia costruttiva ormai consolidata e normalmente utilizzata.

Il tracciato sarà lo stesso della vecchia cestovia biposto, con un andamento altimetrico e planimetrico estremamente regolare: sono previsti complessivamente 19 sostegni, di cui 17 in appoggio e 2 in ritenuta. Non ci saranno sostegni sotto corda. Considerato l'uso prevalente estivo e promiscuo, l'altezza in linea è stata volutamente tenuta modesta e non presenta difficoltà per l'eventuale svolgimento delle operazioni di recupero dei viaggiatori in linea. Il tracciato sotto l'impianto sarà percorribile con mezzi meccanici.

Stazione motrice a valle:

La stazione motrice “fissa” sarà costituita da due parti distinte, una in cemento fortemente armato per le strutture di ancoraggio ed una in acciaio titolato per le strutture in elevazione; la copertura sarà in pannelli di policarbonato e pannelli di lamiera autoportante.

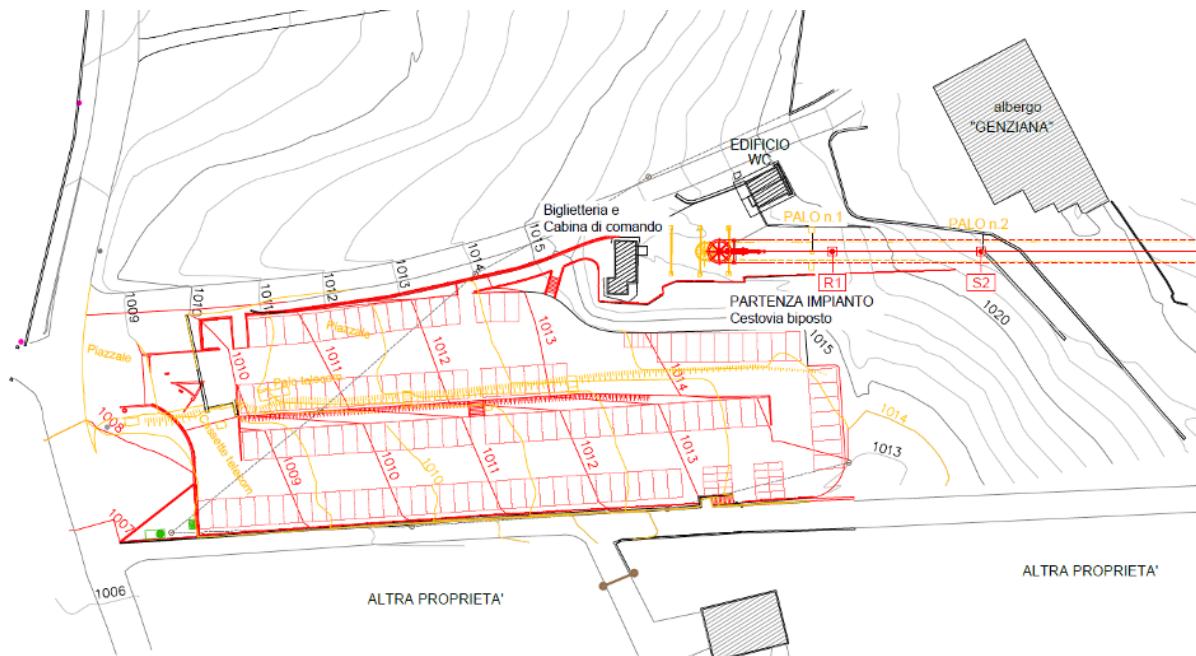


Fig. 1: stazione motrice a valle (stato di raffronto con impianto esistente - progetto ProAlpe).

La struttura in c.a. sarà formata da una stele centrale in elevazione e relativo blocco di fondazione interrato sotto al piano stazione. In sommità della stele sarà ancorata la struttura metallica che sosterrà l'argano motore composto dal complesso dei motori, riduttore, freni e ruota motrice. Il telaio di forza della struttura sosterrà inoltre la copertura realizzata con telaio in acciaio ed ampie finestrelle in pannelli trasparenti in policarbonato ad alta resistenza ("tipo exan"). Alla struttura in c.a. sarà inoltre affidato il compito di contrastare l'azione orizzontale del tiro fune.

Una struttura in acciaio in lamiera piegata e saldata di grosso spessore costituirà le due travi longitudinali, collegate tra loro trasversalmente alle estremità in modo da realizzare un telaio piano ed orizzontale estremamente rigido. Sul telaio sarà appoggiato ed ancorato l'intero argano motore. Alla sala macchine si accederà dall'esterno tramite una scaletta posizionata sulla stele in calcestruzzo e quindi al di fuori delle aree interessate dai franchi laterali; all'interno un pavimento integrale in lamiera antisdrucchio permetterà il comodo accesso alle macchine e l'esecuzione delle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria in qualsiasi condizione metereologica.

Stazione tenditrice a monte:

La stazione di rinvio sarà composta semplicemente da una stele centrale in calcestruzzo armato. Sopra la stele sarà fissata la struttura metallica per il sistema di tensione e la ruota di rinvio. All'estremità anteriore della struttura metallica sarà fissata la traversa per le due rulliere di avanstazione. Mediante un cilindro idraulico e la relativa centralina di comando sarà mantenuta la tensione nominale dell'anello di fune portante traente. La ruota di rinvio potrà quindi scorrere orizzontalmente essendo solidale alla trave orizzontale comandata dal cilindro idraulico.

I veicoli saranno costituite da ceste biposto (o "bidone" che dir si voglia) con telaio in alluminio o acciaio (in funzione della tecnica costruttiva del fornitore finale) opportunamente sagomato, collegato al morsetto tramite un braccio di sospensione in acciaio. Il veicolo sarà dotato di parapetto di altezza conforme alla normativa con

cancelletto omologato per l'apertura e l'accesso al pianale. Il veicolo sarà un sottosistema certificato CE. Non sarà prevista seduta interna alla cesta per gli utenti.

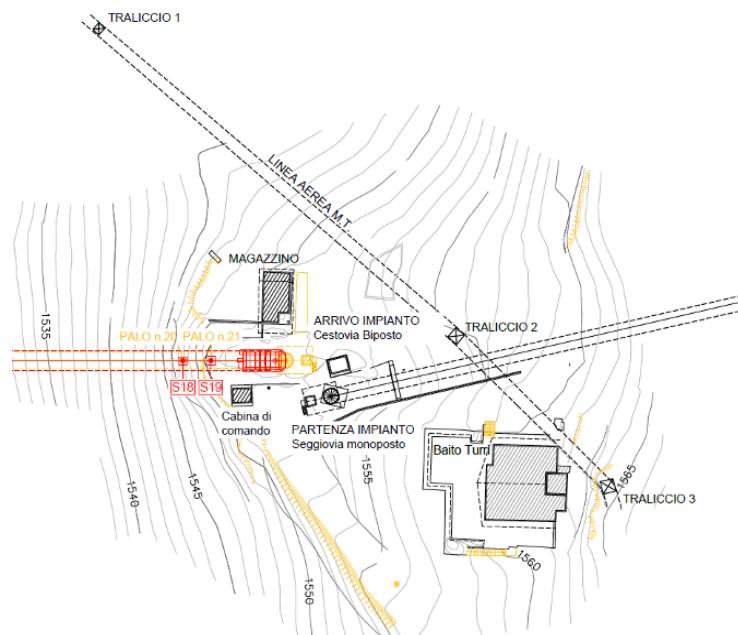


Fig. 2: stazione tenditrice di monte (raffronto con impianto esistente - progetto ProAlpe).

La ruota di rinvio, analogamente a quella motrice, sarà costituita da un disco in lamiera collegato all'interno con una corona mozzo, sede dei cuscinetti a rulli, all'esterno con una corona sede della guarnizione cedevole per il contatto con la fune p.t. La corona periferica sarà costituita da due piatti saldati per ottenere una forma a doppio T; le superfici esterne saranno lavorate alle macchine utensili. Il collegamento corona mozzo sarà assicurato da un disco di forte spessore posizionato con il proprio asse coincidente con quello del tiro fune e dalla presenza di 8 razze in lamiera piegata.

La puleggia ruota su cuscinetti a rulli orientabili; nel caso di un eventuale grippaggio si potrà effettuare il recupero dei viaggiatori in linea usufruendo di una bronzina di sicurezza interposta fra mozzo e perno.

La stele in c.a. sarà collegata alla base a un plinto di fondazione in calcestruzzo armato che provvede, con il suo solo peso, a fornire la necessaria stabilità al ribaltamento e scorrimento conseguente al tiro fune agente. Anche in questo caso il dimensionamento del plinto di ancoraggio è eseguito secondo le note regole della scienza delle costruzione ed in rispetto delle indicazioni fornite dall'indagine geologica sulla consistenza e capacità portante del terreno interessato.

Lo sgancio degli sciatori avverrà in corrispondenza delle rulliere di avanstazione ove il piazzale cambia la sua pendenza per facilitare l'evacuazione verso la pista di discesa.

La tensione della fune sarà assicurata e controllata da un cilindro idraulico le cui estremità saranno fissate una rigidamente alla struttura della stazione e l'altra al carrello di tensione: il cilindro lavorerà sempre in compressione. Un dispositivo di semplice concezione permetterà di recuperare in maniera molto semplice gli eventuali allungamenti permanenti della fune. Il cilindro idraulico, munito alle estremità di ammortizzatori paracolpi, sarà comandato e controllato da una centralina idraulica.

Sostegni di linea:

I sostegni di linea con funzione di appoggio saranno del tipo a ritto centrale costruiti in lamiera piegata e saldata. La traversa sarà pure in lamiera piegata e saldata, collegata al sostegno con una serie di bulloni. Il collegamento della base del sostegno alla fondazione in calcestruzzo avverrà tramite bullonatura, con tirafondi annegati nel calcestruzzo del plinto di fondazione.

Parcheggio zona partenza (stazione di valle):

L'area a parcheggio vicina alla stazione di partenza (stazione di valle) sarà riorganizzata e sistemata in funzione delle nuove posizioni dei manufatti. L'accesso in automobile o in motociclo al parcheggio avviene dalla vicina S.P.9: la circolazione all'interno del parcheggio sarà a senso unico.

L'utilizzo dell'area a parcheggio potrà essere a pagamento: nella planimetria è indicata l'ipotesi di un sistema di gestione degli accessi con sbarre di controllo e colonnine per l'emissione dei tickets. L'indicazione degli stalli in planimetria è puramente indicativa del numero di posti auto che si possono ricavare: si ottengono ca. 120 posti auto di cui 3 dedicati ai diversamente abili e situati in adiacenza alla relativa rampa di accesso al marciapiede.



Fig. 3: parcheggio a valle vicino alla stazione di partenza in loc. Prada (stato di progetto).

L'area a parcheggio sarà rimodellata e sistemata per quanto concerne le pendenze dei due settori ma non sarà pavimentata e rimarrà quindi in stabilizzato non legato senza segnaletica orizzontale.

L'accesso pedonale al piano d'imbarco, a partire dal parcheggio, sarà realizzato con due rampe inclinate, entrambe in stabilizzato non legato, l'una di pendenza < 8% per i portatori di handicap e l'altra di pendenza media 18%. Nei pressi dell'uscita sarà realizzato lo spazio per un'isola ecologica. All'esterno del parcheggio saranno ricavati n. 3 parcheggi per pullman.



Foto 8: vista da monte del tratto iniziale dell'impianto (loc. Prada) con il parcheggio sterrato (freccia) a fianco della stazione di partenza.

CARATTERISTICHE TECNICHE PRINCIPALI DELLA NUOVA CESTOVIA BIPOSTO

Valore nominale del tensionamento	N	170.000
- CARATTERISTICHE DELLA LINEA		
Lunghezza orizzontale fra gli ingressi in stazione	Unità	Valori
.....	m	1.907,48
Lunghezza sviluppata della linea fra ingressi	m	1.989,71
Lunghezza orizzontale fra asse ruota valle ed asse ruota monte	m	1.911,48
Lunghezza inclinata fra asse ruota valle ed asse ruota monte	m	1.993,71
Lunghezza complessiva dell'anello di fune	m	3.999,99
Dislivello tra gli ingressi in stazione	m	534,97
Pendenza media	%	28,05
Numero dei sostegni in linea	n.	19,00
Senso di marcia		ANTIORARIO
Intervalli in linea	mm	4.000
Intervalli in stazione	mm	4.000
Numero di veicoli in linea	n.	110,00
Numero di veicoli totali	n.	110,00
Equidistanza dei veicoli	m	36,00
Intervallo delle partenze	s	24,00
Tempo di percorrenza fra gli ingressi in stazione	mts	0,02
Velocità a regime	m/s	1,50
Portata oraria	p/h	300
Sequilibrio (su un ramo di fune): vetture mancanti	n.	0 → F = 0 N
- CARATTERISTICHE DELLE RULLIERE		
Modello o ullo in appoggio		
Diametro fondo gola	mm	360,00
Massa periferica	kg	15,00
Pressione massima ammessa	N	4.414,50
Modello o ullo in ritenuta		
Diametro fondo gola	mm	360,00
Massa periferica	kg	15,00
Pressione massima ammessa	N	3.531,80
Modello o ullo doppio effetto		
Diametro fondo gola	mm	360,00
Massa periferica	kg	15,00
Pressione massima ammessa	N	3.531,80
- CARATTERISTICHE DEI VEICOLI		
Modello		
Numero persone per veicolo	n.	2,00
Massa veicolo vuoto	kg	125,00
Massa veicolo carico	kg	285,00
- CARATTERISTICHE DELLA FUNE		
Tipo		REDMONT 6K
Diametro	mm	32,00
Massa unitaria	kg/m	4,09
Sezione metallica	mm ²	461,00
Resistenza unitaria	N/mm ²	1.828,63
Carico somma	kN	843,00



2.4 VERIFICHE GEOTECNICHE (SCELTA DELL'APPROCCIO PROGETTUALE)

Le verifiche strutturali e geotecniche con il metodo degli *Stati Limite* prevedono il rispetto della seguente condizione generale:

$$Ed \leq Rd$$

Ed = azioni di progetto (o effetti delle azioni);

Rd = resistenze di progetto del sistema geotecnico (terreno).

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi: l'Approccio 1 o l'Approccio 2.

Nell'ambito dell'Approccio 1, la combinazione 1 è generalmente usata per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR) mentre la combinazione 2 è in genere utilizzata per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) come per esempio la verifica delle fondazioni.

Approccio 1 (DA1)	Approccio 2 (DA2)
- Combinazione 1: (A1+M1+R1) - (STR)	
- Combinazione 2: (A2+M2+R2) - (GEO)	- Combinazione 3: (A1+M1+R3) - GEO/STR

Le verifiche sono compiute impiegando diverse combinazioni di coefficienti parziali, definiti rispettivamente come segue:

- A1 e A2 → coefficienti parziali per le azioni;
- M1 e M2 → coefficienti parziali per i parametri geotecnici;
- R1, R2 e R3 → coefficienti parziali per le resistenze.

Tabella 1: coefficienti parziali per le azioni (NTC2008 - D.M.. 14.01.2008):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_c)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{f1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{f2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{fv}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici (NTC2008 - D.M. 14.01.2008):

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{ak}	γ_{c_a}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaxiale (q_u) deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{q_u}=1,6$. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Tabella 3: coefficienti parziali per le resistenze (NTC2008 - D.M. 14.01.2008):

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$



2.5 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Come previsto nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

2.5.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli Eurocodici, sono così identificati:

- EQU: perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;*
- STR: raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;*
- GEO: raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;*
- UPL: perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);*
- HYD: erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.*

Gli stati limite STR e GEO sono gli unici che prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno, rispettivamente.

Con riferimento agli stati limite **GEO**, si possono menzionare il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e lo scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali e muri di sostegno, la rotazione intorno a un punto di una paratia a sbalzo o con un livello di vincolo, ecc. In questi casi, si esegue, di fatto, una verifica del sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso che, in alcuni casi, può implicare anche la plasticizzazione degli elementi strutturali.

Al contrario, nelle verifiche rispetto agli stati limite **STR**, ci si riferisce in genere al raggiungimento della crisi di una delle sezioni della struttura, senza pervenire necessariamente alla determinazione di un meccanismo di collasso, o alla valutazione di una distanza da esso.

2.5.2 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti, rotazioni e distorsioni assolute e/o relative, che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

2.6 STIMA DEL CARICO AMMISSIBILE IN FONDAZIONE

In corrispondenza dell'impianto di risalita "Prada-Ortigaretta", il sottosuolo è costituito in parte da terreni quaternari di copertura (parte bassa del versante) e in parte dal substrato roccioso calcareo affiorante o sub-affiorante nella metà verso monte del tracciato.



In fase di progettazione esecutiva andranno eseguite le specifiche indagini geognostiche di campagna (scavi esplorativi, sondaggi meccanici, prove penetrometriche, indagini geofisiche, ecc.), per determinare i parametri geotecnici/geomeccanici del terreno/roccia in corrispondenza delle singole strutture in progetto (stazioni di valle e di monte e singoli sostegni).

Per quanto riguarda il **terreno sciolto di copertura**, si tratta di depositi detritico-colluviali frammisti a lembi residui di depositi glaciali, che testimoniano le dinamiche dell'evoluzione recente di questo territorio a partire dalle ultime fasi glaciali (*). Lo spessore dei terreni di copertura varia in maniera locale in funzione dell'andamento morfologico della superficie erosiva in profondità. In particolare, nella parte bassa del versante le coperture quaternarie possono avere spessori anche di alcuni metri e quindi gli scavi in progetto saranno realizzati quasi completamente nel terreno di copertura. In fase di progetto esecutivo si dovrà valutare la reale situazione stratigrafica presente alla base di ciascuna specifica struttura (stazione di monte, stazioni di valle e singoli sostegni dell'impianto a fune).

In particolare, le fondazioni delle stazioni dovranno gravare uniformemente in terreno omogeneo, capace di trasmettere la stessa resistenza ai sovraccarichi strutturali, evitando cedimenti differenziali dannosi per le strutture.

Per quanto riguarda le fondazioni dei singoli sostegni dell'impianto a fune, esse potrebbero gravare sia in terreno sciolto sia in roccia, a seconda della situazione stratigrafica puntuale. Solo in fase esecutiva si potrà valutare la reale situazione stratigrafica alla quota di fondazione di ciascun plinto, valutando eventualmente se approfondire ulteriormente gli scavi fino a intercettare la roccia.

Il carico limite di rottura (Q_{LIM}) su terreno o su roccia, può essere determinato con la relazione di *TERZAGHI* seguente:

$$Q_{LIM} = v_c c N_c + v_t \gamma_1 D N_q + v_b \gamma_2 B / 2 N_y$$

c	= coesione
D	= profondità della fondazione
B	= larghezza della fondazione
a	= lunghezza della fondazione
v	= coefficiente di forma (vedi tabella sotto)
γ_1	= peso di volume del terreno sopra la fondazione
γ_2	= peso di volume del terreno sotto la fondazione

Coefficienti di forma della fondazione

FORMA DELLA FONDAZIONE	DIMENSIONE	COEFFICIENTE DI FORMA		
		v_c	v_t	v_b
NASTRIFORME	B	1.0	1.0	1.0
RETTOANGOLARE	B	$1 + 0.3 B/A$	$1 + 0.2 B/A$	$1 - 0.4 B/A$
QUADRATA	$A = B$	1.3	1.2	0.8
CIRCOLARE	$D = B$	1.3	1.2	0.6

In via preliminare, per i plinti di fondazione impostati nel terreno sciolto di copertura sabbioso-limoso (parte inferiore verso valle del tracciato e stazione di partenza) si può considerare cautelativamente un valore di "portanza" pari a **150-170 kN/m² (1,5-1,7 kg/cm²)**.

(*) da "Geologia della Riserva Naturale di Corna Piana, Brentonico (TN)" a cura di M. Ecceli, M. Gennaro, S. Mittempergher – Studi Trent. Sci. Nat. Acta Geol., 81 (2004): 29-39.

Nella parte medio-alta del versante (metà verso monte del tracciato), il substrato roccioso calcareo è affiorante o sub-affiorante e quindi molto probabilmente gli scavi per l'imposta dei plinti di fondazione intercetteranno la roccia (quantomeno nelle porzioni più profonde).

In particolare, per quanto riguarda il **substrato roccioso calcareo**, esso presenta stratificazione ben distinta con spessore degli strati variabile da 20 cm fino a 1-2 m; i piani di discontinuità sono disposti secondo le principali direttive tettoniche della zona.

Qui di seguito, a titolo di esempio, è riportato il carico ammissibile su roccia; per la porzione più superficiale della roccia si può assumere un valore medio di R.Q.D. (*Rock Quality Designation*) pari a 50%, mentre più sotto la roccia diventa via via più massiva con valori di R.Q.D. ben più elevati (75-80%).

Nella seguente tabella sono riportati i valori di carico ammissibile su roccia, in funzione del suo grado di fratturazione (R.Q.D.); considerando un R.Q.D. pari a 50% la pressione ammissibile è di circa 600 kN/m² ($\approx 6 \text{ kg/cm}^2$).

Pressioni ammissibili su roccia in funzione di R.Q.D.	
R.Q.D.	Pressione ammissibile (*) (kN/m ²)
100%	3000
90%	2000
75%	1000
50%	600
25%	300
0%	100

(*) Se il valore riportato supera σ_a (resistenza a compressione senza contenimento laterale) usare σ_a come pressione ammissibile.

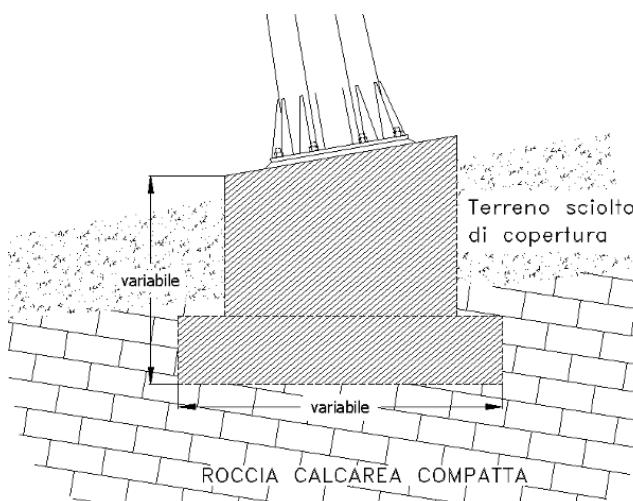


Fig. 4: sezione tipo dei plinti di fondazione dei sostegni impostati in roccia.

2.6.2 Verifica delle fondazioni a scorrimento orizzontale

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per scorrimento, oltre a quello per rottura generale.

La verifica di sicurezza per quanto riguarda lo scorrimento sul piano orizzontale viene effettuata verificando la seguente disuguaglianza:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

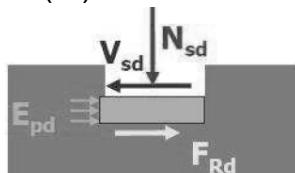


V_{sd} = azione orizzontale agente sulla fondazione.

F_{Rd} = resistenza allo slittamento dovuta all'adesione e all'attrito tra fondazione e terreno.

E_{pd} = resistenza dovuta alla spinta passiva del terreno sulla faccia laterale della fondazione.

La resistenza di calcolo per attrito e adesione (F_{Rd}) è valutata secondo l'espressione: $F_{Rd} = N_{sd} (\tan \delta) + ca (A')$.



N_{sd} = valore di calcolo del carico verticale agente sulla fondazione, δ è l'angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione ($\delta \leq 2/3\phi$), "ca" è l'adesione fondazione-terreno (solitamente $ca \leq 0,5c'$, ma nel caso in esame $ca=0$) e A' è l'area della fondazione efficace che, in caso di carichi eccentrici, rappresenta l'area ridotta al centro della quale è applicata la risultante di N_{sd} .

E_{pd} = resistenza dovuta alla spinta passiva del terreno sulle facce laterali della fondazione: viene considerata soltanto nel caso in cui siano presi particolari provvedimenti in fase esecutiva quali la compattazione del terreno di riporto ai lati della fondazione, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato della fondazione direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

NOTA BENE: la verifica della fondazione per scorrimento orizzontale deve essere condotta dallo strutturista una volta noti i valori V_{sd} (azione orizzontale) e N_{sd} (azione verticale). La verifica a scorrimento viene eseguita utilizzando l'Approccio progettuale 1 e la combinazione 2 (DA1-C2).

2.6.3 Verifica di stabilità globale delle fondazioni

In fase di progettazione esecutiva, quando saranno state condotte apposite indagini geognostiche puntuali, dovranno essere eseguite specifiche verifiche di stabilità globale in corrispondenza delle stazioni di partenza e di arrivo e dei singoli sostegni; le verifiche permetteranno di verificare la stabilità globale delle singole strutture fondali.

2.7 STIMA DEI CEDIMENTI

I cedimenti differenziali e assoluti alla base delle nuove strutture dovranno essere compatibili con il loro stato di sollecitazione (S.L.U.) e la loro funzionalità (S.L.E.).

Se le strutture saranno impostate in roccia, i cedimenti saranno nulli e quindi non sussisteranno problematiche.

Per strutture impostate eventualmente nel terreno sciolto di copertura sabbioso-limoso (depositi eluviali), gli assestamenti del terreno avverranno nelle prime fasi costruttive vista la natura granulare del sedimento (sabbie e ghiaie) per poi assestarsi velocemente. Pertanto, anche per strutture impostate in terreno sciolto di copertura, si escludono problematiche legate ai cedimenti.

Il cedimento differenziale più pericoloso per le varie strutture è quello che causa la massima distorsione in una sola parte della struttura; tale cedimento viene definito come distorsione angolare (Δ/L) che è il rapporto tra il cedimento differenziale Δ di due punti e la distanza L tra questi. Vari studi effettuati indicano come limite massimo della distorsione angolare per le strutture in c.a. il valore di 1/1000 (valore assai riduttivo). Il limite di sicurezza per edifici dove non si vogliono fessurazioni è pari a 1/500 (vedi diagramma seguente).

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2.5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in questi ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

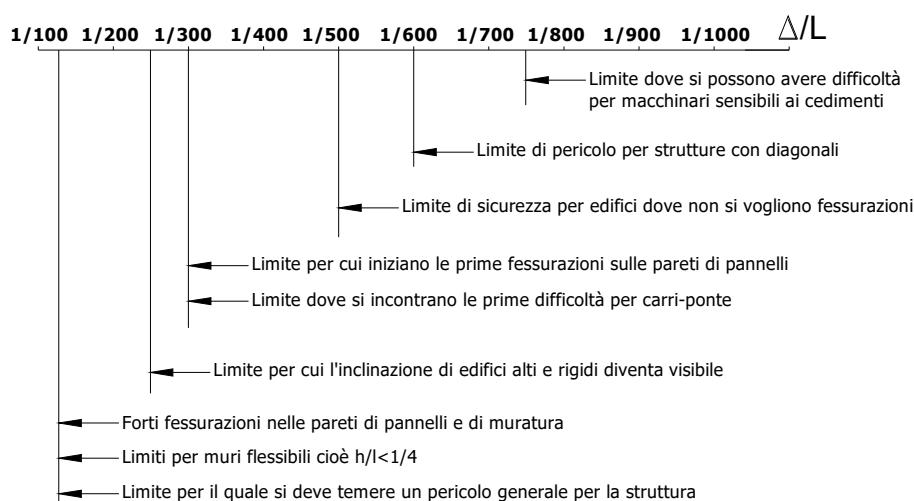
$$D_{ang} = (S_2 - S_1)/L_{12}$$

D_{ang} distorsione angolare;
 S_2 cedimento assoluto nel punto 2;
 S_1 cedimento assoluto nel punto 1;
 L_{12} distanza fra i punti 1 e 2

La tabella riportata di seguito (Bjerrum 1963) indica i valori di distorsione angolare massima sopportabile senza particolari deformazioni da vari tipi di strutture.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura ed in elementi prefabbricati e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo; tuttavia il limite di sicurezza per edifici dove non si vogliono fessurazioni è pari a 1/500 (caso in esame).

La stima del cedimento massimo ammissibile alla base delle varie strutture in cls armato (*) si ottiene dividendo le dimensioni planimetriche per 500, che rappresenta il valore limite di sicurezza prima che si sviluppino fessurazioni lungo i muri.



In fase esecutiva, si raccomanda di contattare il geologo una volta realizzati gli scavi per l'imposta dei plinti, in modo da verificare l'effettiva compattezza del terreno di appoggio ed escludere l'eventuale presenza di strati cedevoli.

(*) Valori indicativi utili per stimare l'ordine di grandezza del cedimento differenziale massimo ammissibile nelle due direzioni ortogonali, prima che la struttura si danneggi (superando lo S.L.D.).

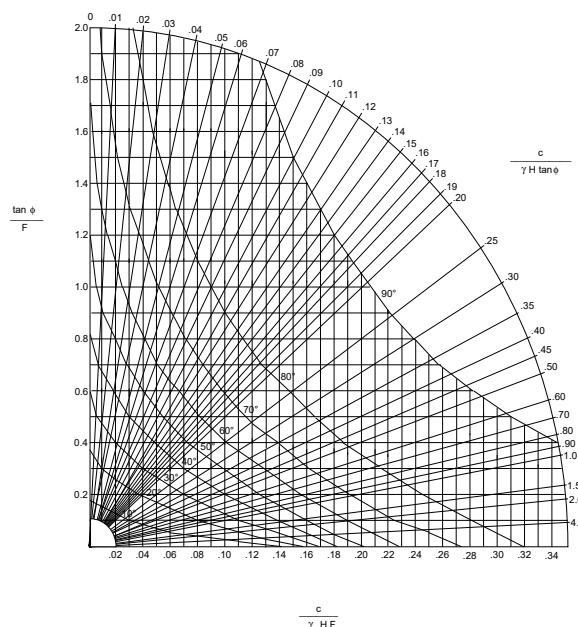
2.8 SCAVI DI SBANCAMENTO

▪ *Scavi in terreno sciolto:*

Gli scavi serviranno per l'imposta dei plinti di fondazione delle due stazioni e dei vari sostegni. Come detto precedentemente, in corrispondenza dell'impianto di risalita "Prada-Ortigareta", il sottosuolo è costituito in parte da terreni quaternari di copertura (parte bassa del versante) e in parte dal substrato roccioso calcareo affiorante o sub-affiorante nella porzione intermedia del versante e nella parte verso monte del tracciato. Per quanto riguarda il terreno sciolto di copertura, l'inclinazione di sicurezza con cui profilare i fronti scavo dipenderà dalle caratteristiche geotecniche puntuali del terreno, da verificare in fase di progettazione esecutiva.

I fronti scavo nel terreno sciolto non potranno essere profilati con angoli subverticali, ma dovranno essere rispettati angoli di sicurezza opportuni, che dipenderanno dall'altezza dei fronti e dalle caratteristiche geotecniche del terreno.

Il profilo di sicurezza valido a breve termine (periodo dei lavori) viene valutato con il diagramma seguente (HOECK & BRAY, 1981 - schema n. 1), specifico per verifiche di stabilità di fronti scavo in assenza di infiltrazioni idriche.



Nelle due espressioni seguenti vanno inserite le altezze di scavo, i parametri geotecnici del terreno; si considera un coefficiente di sicurezza F.S.=1,1 (NTC2008).

$$\frac{c}{\gamma H \tan \varphi}$$

$$\frac{\tan \varphi}{F}$$

Plottando nel diagramma di *Hoek & Bray* i valori delle due espressioni precedenti, si ottengono gli angoli di sicurezza. Tali angoli dipenderanno dalla coesione del terreno, che potrebbe variare in maniera localizzata e dovrà comunque essere sempre verificata in fase esecutiva, consultando il geologo.



In via indicativa, per fronti scavo alti H=2,0 m (profondità massima di progetto) si potrà mantenere un angolo di sicurezza pari a 60° rispetto all'orizzontale.

Resta inteso che in fase di progettazione esecutiva andranno eseguite le specifiche indagini geognostiche di campagna (scavi esplorativi, sondaggi meccanici, prove penetrometriche, indagini geofisiche, ecc.), per determinare i parametri geotecnici/geomeccanici del terreno/roccia in corrispondenza delle singole strutture in progetto (stazioni di valle e di monte e singoli sostegni).

Si raccomanda di adottare la massima attenzione in condizioni di precaria stabilità, specialmente in concomitanza o immediatamente dopo abbondanti precipitazioni o nel caso di infiltrazioni d'acqua lungo i fronti; in tal caso si dovrà evitare l'accesso agli scavi senza sbadacchiature o opere di contenimento provvisorie.

In fase esecutiva dovranno essere osservate le seguenti indicazioni generali:

- *i fronti scavo saranno coperti con teli impermeabili di nylon saldamente fissati al terreno per evitare il contatto con la pioggia battente;*
- *gli scavi saranno realizzati possibilmente in periodi di relativa siccità e non lasciati aperti a lungo, soprattutto nel periodo autunnale o primaverile dove sono possibili piogge intense e prolungate. Nei periodi coincidenti o immediatamente successivi a forti precipitazioni meteoriche, si dovrà evitare l'accesso agli scavi in condizioni insicure.*

▪ Scavi in roccia:

La roccia calcarea permette scavi a pareti subverticali, purché l'ammasso si presenti uniformemente compatto. In pratica dovrà essere verificata in fase di scavo che la disposizione spaziale dei sistemi di fratturazione e dei giunti di strato non favoriscano il distacco di blocchi. In tal caso sarà necessario diminuire l'inclinazione della parete di scavo ad angoli opportuni (valori prossimi a 55°) oppure **disgaggiare i blocchi isolati**, in questo modo si potranno adottare angoli d'inclinazione più elevati (prossimi a 80°).

Lo strato superficiale di terreno sabbioso di copertura dovrà essere profilato con angolazione ≤50° rispetto all'orizzontale, in modo da evitare lo scivolamento sulla roccia sottostante, con cui forma un'interfaccia di separazione netta.

Durante la demolizione della roccia si raccomanda di prestare attenzione ai possibili effetti causati dalle **vibrazioni indotte dal martello demolitore**, le quali si propagano all'interno dell'ammasso roccioso fino a diverse decine di metri di distanza. Si raccomanda pertanto di verificare periodicamente lo stato dei manufatti circostanti, al fine di evitare la formazione di fessurazioni lungo la loro superficie.

La realizzazione degli scavi dovrà osservare le seguenti indicazioni:

- *se la disposizione giacitaurale e i sistemi di fratturazione dell'ammasso roccioso s'intersecassero con geometria sfavorevole (franappoggio verso l'interno dello scavo) si dovrà provvedere al rapido ed accurato **disgaggio dei blocchi pericolanti** presenti lungo il fronte di scavo, affinché questi non si distacchino con conseguenze pericolose per le maestranze impegnate nei lavori;*
- *Qualora la roccia fosse fortemente fratturata, per evitare il crollo di piccoli blocchi dalla parete e proteggere quindi la base dello scavo si consiglia di stendere provvisoriamente una **rete di protezione** lungo i fronti di sbancamento,*
- *lungo il perimetro dello scavo dovrà essere garantita una fascia di rispetto dove non potranno gravare sovraccarichi (gru, stoccaggio di materiali, ecc.) o transitare veicoli;*
- *si dovrà vietare l'accesso agli scavi in condizioni insicure, vale a dire nei periodi coincidenti o immediatamente successivi a forti precipitazioni meteoriche prolungate nel tempo. Infatti, si ricorda che l'acqua infiltratasi tra le fessure della roccia (anche molto piccole), può originare delle*



sovrappressioni idrauliche molto elevate capaci di provocare il crollo di blocchi anche di diverse tonnellate;

- in fase esecutiva si consiglia l'assistenza di un geologo per valutare l'effettiva realtà riscontrata durante lo scavo ed eventualmente prendere gli opportuni accorgimenti per la sicurezza del cantiere;
- le caratteristiche fisico-mecaniche della roccia e la fratturazione dell'ammasso roccioso impongono l'utilizzo del martello demolitore idraulico, montato sul braccio di un escavatore di grossa stazza;
- come già precisato in precedenza, durante la demolizione della roccia si raccomanda di prestare attenzione ai possibili effetti causati dalle vibrazioni indotte dal martello demolitore, le quali si propagano all'interno dell'ammasso roccioso fino a diverse decine di metri di distanza. Si raccomanda pertanto di verificare periodicamente lo stato dei manufatti circostanti (abitazioni e muri di contenimento), al fine di evitare la formazione di fessurazioni lungo la loro superficie.

Schema di profilatura fronti scavo in rocce calcaree

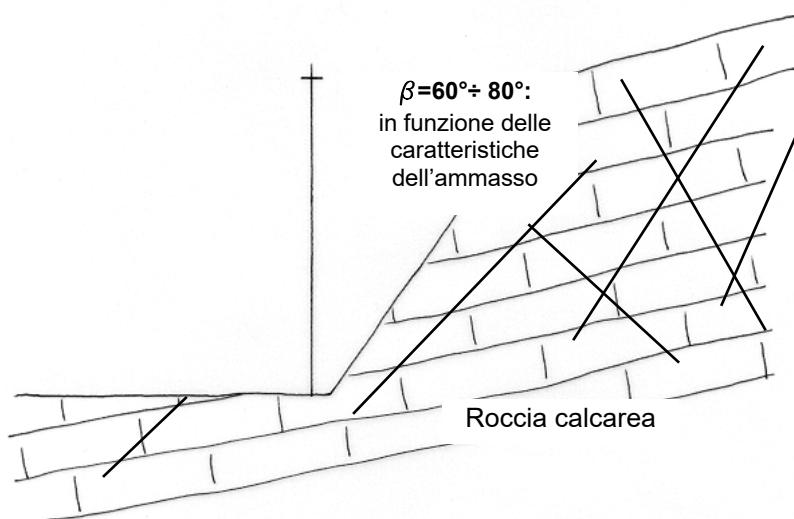


Fig. 5: schema tipo di scavo per fronti in roccia.

2.9 STABILITA' DELLE RAMPE IN TERRENO DI RIPORTO

Le rampe in terreno di riporto rimaneggiato dovranno essere profilate con angoli opportuni (in genere $\leq 32^{\circ}$ - 33° sull'orizzontale), che dipenderanno dall'angolo di riposo del materiale utilizzato per i riporti. Per esempio, in analoghi lavori svolti in passato è stato dimostrato che le scarpate costituite da sfido di roccia e più in generale da materiali lapidei (scarti di porfido, ecc.) sono stabili anche se profilate con inclinazioni prossime a 35° , tanto che attualmente risultano rinverdite e stabili.

A lavori ultimati, le superfici rimaneggiate a seguito degli scavi e dei riporti dovranno essere opportunamente protette dagli agenti atmosferici, per ridurre i fenomeni di erosione a cui saranno inevitabilmente sottoposte. Le rampe saranno ricoperte da uno strato decimetrico di terreno vegetale, successivamente sottoposto ad inerbimenti accelerati che, con il loro apparato radicale, consolideranno il terreno superficiale.



2.10 ATTRAVERSAMENTI E PARALLELISMI

Con l'entrata in vigore della *Direttiva Europea N. 2000/9/CE*, tutti i nuovi progetti di impianti a fune devono essere sottoposti ad una “analisi di sicurezza” che prenda in considerazione tutti gli aspetti inerenti alla sicurezza del sistema e che consenta di individuare i rischi che potrebbero manifestarsi in corso di funzionamento.

Tra questi rientra anche l'analisi degli eventuali attraversamenti e/o parallelismi tra l'impianto di risalita ed i sottoservizi (cavidotti elettrici, condotte d'innevamento programmato, ecc.).

A livello nazionale la normativa comunitaria è stata recepita mediante *D.lgs. 210/03 di data 12 giugno 2003*, a cui sono state successivamente allegate delle *Disposizioni Tecniche Provvisorie (D.T.P.)*.

Il 16 novembre 2012, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emanato il Decreto Dirigenziale n. 337/12: “*Disposizioni e prescrizioni tecniche per le infrastrutture degli impianti a fune adibiti al trasporto di persone. Armonizzazione delle norme e delle procedure con il D.lgs. 12 giugno 2003 n. 210, di attuazione della direttiva europea 2000/9/CE*”.

In fase di progettazione definitiva e/o esecutiva, si dovranno valutare con attenzione le possibili implicazioni che eventuali condotte interrate convoglianti liquidi o gas, potrebbero comportare per la sicurezza degli impianti funiviari (per esempio per la stabilità dei vari sostegni dell'impianto a fune in caso di rottura delle condotte e di fuoriuscita di liquidi).

Nel caso di un nuovo progetto di attraversamento e/o parallelismo di una nuova condotta con una linea funivaria esistente (ovvero il progetto di una nuova funicolare aerea che attraversasse una condotta esistente) si dovranno analizzare le possibili implicazioni sulla stabilità delle opere di fondazione, in rapporto al possibile verificarsi di perdite accidentali dalle condotte; saranno anche indicate le misure idonee a eliminare il rischio per l'impianto a fune.

Gli scavi in sezione nei quali interrare le reti tecnologiche, dovranno essere realizzati a debita distanza dai sostegni del nuovo impianto (alcuni metri), in modo da non provocare destabilizzazioni del terreno in corrispondenza delle strutture.

In generale si può affermare che, se saranno adottati tali accorgimenti tecnici (ossia di mantenersi a distanza di alcuni metri dai sostegni dell'impianto a fune), non sussisteranno problematiche legate a eventuali interferenze tra i sottoservizi interrati e i sostegni del nuovo impianto a fune.

2.11 CONCLUSIONI

Il presente documento contiene le “relazioni specialistiche” previste dalle NTC 2008 (*Relazione geologica, Relazione geotecnica e Relazione sulla modellazione sismica*) a supporto del **BANDO DI CONCESSIONE PER LA SELEZIONE MEDIANTE PROCEDURA APERTA DI UN POTENZIALE CONCESSIONARIO PER LA REALIZZAZIONE E LA GESTIONE DI UNO O PIU' IMPIANTI A FUNE IN LOCALITA' PRADA, NEL COMUNE DI SAN ZENO DI MONTAGNA**.

Il progetto definitivo del nuovo impianto di risalita è stato elaborato dallo Studio associato d'ingegneria “PROALPE” di Trento, per conto delle società impiantistiche gardesane “A.T.F. Malcesine-Monte Baldo” con sede a Verona e “Prada Costabella S.r.l.” con sede a San Zeno di Montagna (VR).

Rel. 1897/17	A.T.F. MALCESINE – MONTE BALDO PRADA COSTABELLA S.R.L.	<i>Bando di concessione per la selezione mediante procedura aperta di un potenziale concessionario per la realizzazione e la gestione di uno o più impianti a fune in loc. Prada, nel Comune di San Zeno di Montagna (VR).</i>	Pagina 36
--------------	---	--	-----------

Alla luce dei sopralluoghi in situ e dei rilievi geologici e geomorfologici finora eseguiti, si può affermare quanto segue:

- in corrispondenza dell'impianto di risalita "Prada-Ortigarettta", il sottosuolo è costituito in parte da terreni quaternari di copertura (parte bassa del versante) e in parte dal substrato roccioso calcareo affiorante o sub-affiorante nella metà verso monte del tracciato. Per quanto riguarda il terreno sciolto di copertura, si tratta di depositi eluviali ad abbondante matrice fine sabbiosa-limosa piuttosto compatta, frammisti a lembi residui di depositi glaciali, che testimoniano le dinamiche dell'evoluzione recente di questo territorio a partire dalle ultime fasi glaciali. Lo spessore dei terreni di copertura varia in maniera locale in funzione dell'andamento morfologico della superficie erosiva della roccia calcarea presente più in profondità. In particolare, nella parte bassa del versante le coperture quaternarie possono avere spessori anche di alcuni metri e quindi gli scavi in progetto saranno realizzati nel terreno di copertura (quantomeno in corrispondenza del parcheggio e della stazione di partenza) adiacente. Al contrario, nella parte intermedia e medio-alta del versante (metà verso monte del tracciato), il substrato roccioso calcareo è affiorante o sub-affiorante e quindi gli scavi per l'imposta dei plinti intercetteranno la roccia;
- resta inteso che in fase di progettazione esecutiva andranno eseguite specifiche indagini geognostiche in situ (scavi esplorativi, carotaggi, prove penetrometriche, prove geofisiche, ecc.) per verificare nel dettaglio la situazione stratigrafica puntuale in corrispondenza di ogni singola struttura. Si consiglia inoltre il prelievo di campioni di terreno e di roccia nel sedime delle principali strutture (stazione di monte e stazione di valle), su cui saranno effettuate specifiche prove geotecniche di laboratorio per definire i parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni e delle rocce; in tal modo si potranno compiere le specifiche verifiche strutturali e geotecniche;
- nella zona non sono presenti forme morfogenetiche attive (frane) o potenzialmente innescabili con i lavori in progetto; tutte le aree interessate dagli interventi si possono ritenere nel complesso stabili e sicure dal punto di vista geologico-geotecnico, geomorfologico e idrogeologico;
- le formazioni carbonatiche sono spesso soggette a fenomeni di dissoluzione carsica (carsismo). Anche nei dintorni del nuovo impianto di risalita sono presenti diverse forme carsiche (pozze, ecc.), riportate nelle **TAV-01-GEOL e TAV-02-GEOL** allegate alla relazione. Per quanto riguarda le eventuali interferenze tra i lavori in progetto (sostituzione impianto) e le suddette forme carsiche presenti nella zona (pozze) è doveroso sottolineare che il nuovo impianto sarà realizzato sullo stesso tracciato dell'attuale. Inoltre, il numero di sostegni dell'impianto a fune sarà ridotto, quindi con un miglioramento in termini sia ambientali sia paesaggistici. Il futuro impatto ambientale dei lavori in progetto con le strutture carsiche esistenti sarà minimo o pressoché trascurabile; nessuno dei sostegni dell'impianto di risalita sarà realizzato in corrispondenza delle suddette pozze e nemmeno nelle immediate vicinanze. Inoltre, le nuove strutture (sostegni e stazioni) occuperanno aree di sedime limitate a pochi metri quadrati (es. imposta dei plinti di fondazione), determinando scavi di sbancamento di entità assai contenuta e puntuale (pochi metri cubi per ciascun plinto, con profondità massime di qualche metro);



- in fase di progettazione esecutiva dovranno essere esaminate con attenzione le eventuali problematiche dovute ad attraversamenti e/o parallelismi tra l'impianto di risalita ed eventuali sottoservizi;
- in corso d'opera si dovrà verificare, con la presenza di un geologo, la rispondenza tra caratterizzazione geotecnica e idrogeologica dell'area assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del *D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica. In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il modello geotecnico e il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Denno, luglio 2017

dott. geol. Lino Berti

Ordine dei Geologi
Trentino-Alto Adige
iscrizione n° 95





ALLEGATI:

- **TAV - 01 - GEOL:** Pozze e vasche carsiche presenti nella zona.
- **TAV - 02 - GEOL:** Estratto P.R.G. (Tav. 13.1.a) con ubicazione delle forme di interesse geologico.