

Comune di Bormida

Intervento di consolidamento del corpo stradale in frana della S.P. 15 Carcare-Bormida-Melogno alla progressiva chilometrica 17+300

Progetto definitivo - esecutivo

REL 03 – Relazione geologica

Committente: COMUNE DI BORMIDA
località Chiesa, 10
17045 Bormida (SV)
c.f. - p.IVA: 00247020092

Data: marzo 2018

I tecnici progettisti

ing. Enrico MASSA



dr. geol. Massimo BOCHIOLLO, Ph.D.



4					
3					
2					
1					
0	emesso ex per novo per incarico	marzo 2018	E.M. - M.B.	E.M. - M.B.	E.M. - M.B.
REV.	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato

STRUTTURA DEL DOCUMENTO

1	PREMESSE	2
1.1	Oggetto dell'incarico	2
1.2	Localizzazione geografica	2
1.3	Descrizione delle opere	2
1.4	Inquadramento normativo	2
1.5	Obiettivi e modalità di svolgimento dell'incarico	2
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
2.1	Assetto geolitologico, geomorfologico ed idrogeologico.	4
2.2	Sintesi delle criticità geologiche della zona	5
3	MODELLO GEOLOGICO	7
3.1	Premesse	7
3.2	Prove penetrometriche dinamiche	7
3.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	8
4	AZIONE SISMICA	11
4.1	Premesse	11
4.2	Azione sismica di progetto	11
4.3	Vita nominale, classe e coefficiente d'uso e coordinate del sito di intervento	12
4.4	Forme spettrali	13
4.5	Categoria sismica, categoria topografica e coefficienti sismici inerziali	13
5	TERRE E ROCCE DA SCAVO	14
6	CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI	15
6.1	Giudizio di fattibilità	15
6.2	Criticità riscontrate	15
6.3	Prescrizioni e criteri di intervento	16

Allegati:

Documentazione fotografica geologica (al fondo del presente documento)

Tav. A6 inquadramento geologico (scala 1:5000)

Tav. A7 planimetria tecnica indagini geognostiche (scala 1:200)

Tav. A8 prove penetrometriche dinamiche e sezione geologica interpretativa (scale varie)

1 PREMESSE

1.1 Oggetto dell'incarico

A seguito dell'incarico conferito dal Responsabile del Servizio Tecnico – Lavori Pubblici (prot. 783 del 2//2/2018) del Comune di Bormida (SV), i sottoscritti ingegnere Enrico MASSA e geologo Massimo BOCHIOLO, rispettivamente iscritti all'Albo Professionale dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Savona con n. 1313 e all'Albo Professionale dell'Ordine Regionale dei Geologi della Liguria con n. 603AP, hanno redatto la presente **Relazione geologica** per il progetto definitivo-esecutivo relativo all'*intervento urgente di consolidamento del corpo stradale ex S.P. 15 Carcare-Bormida-Melogno alla progressiva chilometrica 17+300*, in località Case Salvai, nel Comune di Bormida. Presa visione dei luoghi interessati dalle opere, visionata la documentazione progettuale ed esperite le attività di rilievo, hanno provveduto a redigere il documento che segue e gli elaborati grafici ad esso allegati.

1.2 Localizzazione geografica

L'area oggetto di indagine è situata in prossimità del vertice sud occidentale dell'elemento 228112 della "Carta Tecnica Regionale" alla scala 1:5000 (cfr. Tav. A1 – "estratto carta tecnica regionale ed estratto mappa catastale"), in località Case Salvai, alla progressiva chilometrica circa 17+300 della strada comunale carrabile identificata come ex S.P. 15 Carcare-Bormida-Melogno. L'area è localizzata ad una quota di circa 755 m s.l.m., all'interno di un compluvio secondario alla base del quale scorre il rio delle Baracche, affluente di sinistra del Fiume Bormida di Pallare. La zona in argomento è raggiungibile dall'abitato di Piano Soprano, in Comune di Bormida, risalendo la viabilità carrabile comunale (ex S.P. 15) che conduce alla località Melogno.

1.3 Descrizione delle opere¹

Il progetto prevede di intervenire mediante la realizzazione di un'opera strutturale di consolidamento del rilevato stradale, operante in soccorso all'esistente muro di contenimento in pietre e calce, costituita da una paratia in micropali, debolmente inclinati a cavalletto, da immorsare all'interno del substrato litico.

Nel dettaglio, la paratia in micropali presenterà uno sviluppo longitudinale pari a circa 28 metri lineari e sarà posizionata, lungo la sede viaria, a tergo dell'esistente opera di sostegno del corpo stradale; sarà realizzata con micropali diametro esterno 114.3 mm e spessore 8 mm, lunghezza minima pari a 7 metri e interasse pari a 60 cm, infissi verticalmente, sino al loro immorsamento nel substrato roccioso inalterato.

La paratia sarà collegata in testa mediante un cordolo di coronamento in calcestruzzo armato di sezione 0.6 × 0.6 m, per la ripartizione delle sollecitazioni concentrate; sul cordolo saranno altresì vincolati n. 8 tiranti attivi, a 2 trefoli di acciaio, di lunghezza pari a 8 m (lunghezza minima di fondazione 3.5 m). Al fine di scongiurare il trasferimento di sollecitazioni all'opera di sostegno esistente, la trave di coronamento sarà strutturalmente disgiunta dal cordolo sommitale del muro di sottoscarpa (cfr. Tav. A3 – "planimetria stato attuale, progetto e raffronto" e Tav. A4 – "sezioni stato attuale, di progetto e raffronto").

1.4 Inquadramento normativo

Gli accertamenti di tipo geologico sono stati eseguiti in ottemperanza delle seguenti normative (cfr. Tav. A2 – "estratti strumenti di pianificazione e vincoli territoriali"):

- **D.M. 14 gennaio 2008**, in base al quale "gli interventi a progetto devono essere corredati da un elenco di elaborati volti a definire i seguenti assetti locali: geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico.

¹ Estratto dal documento "Relazione tecnico-illustrativa" a firma dei progettisti, ing. Enrico Massa e dr. geol. Massimo Bochiolo Ph.D..

In particolare, attraverso il modello geologico devono essere evidenziati i caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio oggetto dell'intervento".

- **Normativa di Attuazione del Piano Assetto Idrogeologico del Fiume Po** in relazione alla quale, con riferimento all'elaborato "2 Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici", foglio n. 228-II-Mallare in scala 1:25.000, la zona oggetto di intervento non ricade in nessuna delle aree in dissesto. Conseguentemente, si deduce l'assenza di fenomeni franosi, esondazioni e/o dissesti morfologici di carattere torrentizio o da trasporto in massa su conoidi.
- **Vincolo per scopi idrogeologici**, ai sensi del Regio Decreto 30 dicembre 1923, n. 3267, successive Legge Regionale 22 gennaio 1999, n. 4, e Legge Regionale 28 dicembre 2009, n. 63, in riferimento al quale **il sito di intervento ricade in area sottoposta a vincolo idrogeologico.**
- **Norme Geologiche di Attuazione del Piano Urbanistico del Comune di Bormida**, in base alle quali, con riferimento alla "carta della suscettività d'uso" l'intervento è situato in aree **VNI**, "aree di versante non insediato, ad alta sensibilità territoriale e bassa suscettività d'uso con forte incidenza dei vincoli geologico-geotecnic", privi di settori dotati di maggiori emergenze geologiche-geomorfologiche.
- **D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale"** e ss. mm. e ii.; **D.Lgs. 3 dicembre 2010, n. 205 "Disposizioni di attuazione della direttiva 2008/98/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 19 novembre 2008 relativa ai rifiuti e che abroga alcune direttive"**; **Legge 24 marzo 2012, n. 28 "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 25 gennaio 2012, n. 2, recante misure straordinarie e urgenti in materia ambientale"** e **D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164"**, in riferimento ai quali – fatti salvi gli esiti degli accertamenti sperimentali sui materiali di scavo, da eseguirsi preliminarmente alla realizzazione degli stessi, tesi a quantificare le concentrazioni di inquinanti di cui alle colonne A e B, Tabella 1, Allegato 5, al Titolo IV, della Parte IV del già citato D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 – i prodotti di scavo potranno essere:
 - a) esclusi dal campo di applicazione della normativa sui rifiuti per essere riutilizzati in situ se conformi ai requisiti di cui all'art. 185 comma 1), lettera c), del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, e a quanto disciplinato dall'art. 24 del D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120;
 - b) trattati come sottoprodotti e non come rifiuti, in un sito o in un processo produttivo diverso da quello di produzione, secondo le disposizioni dell'art. 184-bis, c. 1 del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, e accertando contestualmente il rispetto dei commi 2 e 3 dell'art. 4 del D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120, potranno essere adottate la procedura e le disposizioni di cui agli artt. 20 e 21 del medesimo plesso normativo;
 - c) conferiti in apposita discarica autorizzata provvedendo alla classificazione del rifiuto mediante analisi di laboratorio che permettano l'attribuzione di un codice C.E.R. e il successivo trasporto in una discarica autorizzata.

1.5 Obiettivi e modalità di svolgimento dell'incarico

Il presente studio è finalizzato alla valutazione della fattibilità geologica dell'intervento e alla verifica della sua compatibilità con le Norme di Attuazione del Piano Assetto idrogeologico del Fiume Po e con quelle del P.U.C. del Comune di Bormida.

Verranno dettagliate le prescrizioni tecnico-esecutive atte al raggiungimento della compatibilità tra la realizzazione degli interventi previsti e le caratteristiche geologiche e geotecniche locali, ponendo particolare

attenzione all'interazione delle opere con l'assetto geomorfologico e idrogeologico del settore di studio e alle interferenze con possibili manufatti preesistenti. Saranno inoltre indicate le prescrizioni esecutive volte a mitigare le eventuali criticità indotte dalle attività in progetto.

Di seguito sono riportate le diverse fasi nelle quali è stato articolato lo studio:

- 1) ricerca bibliografica relativa a lavori e indagini già svolte nell'area in questione, in contesti geologici, geomorfologici e idrogeologici confrontabili, con l'acquisizione di tutti i dati utili all'inquadramento preventivo del caso;
- 2) rilevamento geologico, idrogeologico e geomorfologico di superficie della zona direttamente interessata dall'intervento e di un intorno significativamente esteso;
- 3) esecuzione, interpretazione ed elaborazione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche;
- 4) redazione delle carte tematiche di sintesi più significative;
- 5) verifica della compatibilità tra le caratteristiche geologiche generali dell'area e le scelte progettuali, con individuazione delle problematiche e delle necessarie prescrizioni geologiche puntuali.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 Assetto geolitologico, geomorfologico ed idrogeologico.

La zona di intervento è ubicata in località Case Salvai, pressappoco 3 km a monte dell'abitato di Pian Soprano, ad una quota di circa 755 m s.l.m., e interessa un tratto di strada comunale caratterizzato da un'unica carreggiata a due corsie di marcia, interamente pavimentato in conglomerato bituminoso. L'area è localizzata nella parte bassa di un versante ad elevata pendenza ed esposizione meridionale, posto in sponda orografica sinistra del Rio delle Baracche, affluente sinistro del Rio Pisciarella che, poco più a valle, alla confluenza con il Rio Bernardo, dà origine al Fiume Bormida di Pallare.

Dal punto di vista geolitologico, la zona è caratterizzata da ignimbriti riolitiche e rioclitiche molto scistose (**Porfiroidi del Melogno**) costituenti i termini meta-vulcanici e dell'Unità Tettonostratigrafica del Monte Settepani, pertinente il settore interno del dominio Brianzonese Ligure (cfr. Tav. A6 – “*inquadramento geologico*”). La roccia affiora chiaramente in più punti ed è possibile osservarla con una certa continuità lungo la scarpata che raccorda il settore di monte con la viabilità (cfr. Tav. A7 – “*planimetria tecnica indagini geognostiche*”; Figura 2.1).



Figura 2.1 – Affioramenti del substrato roccioso localizzati a monte della sede stradale.

La roccia si presenta in facies finemente scistosa, talvolta con clivaggio di crenulazione, di colore da bruno a grigio chiaro-verdino, generalmente alterata o molto alterata, spesso ridotta in minute scaglie, con più evidenti fenocristalli di K-feldspato e quarzo e subordinato plagioclasio e biotite; l'immersione della strato-scistosità verso il primo e secondo quadrante configura condizioni giaciture da traverpoggio favorevole a sfavorevole, dotando l'ammasso roccioso, nel suo complesso, di caratteristiche geomeccaniche da mediocri a scadenti. In corrispondenza dell'orizzonte più superficiale, lo stato di conservazione è particolarmente scadente, tale che la roccia può essere facilmente scalfita.

La forte propensione dell'ammasso roccioso all'alterazione da parte degli agenti atmosferici e delle acque sia superficiali che profonde, favorisce l'idrolisi dei silicati, che conduce alla decomposizione dei K-feldspati e delle miche e alla formazione di prodotti residuali facilmente disgregabili, con formazione di un mantello eluviale di spessore plurimetrico rappresentato da ghiaie e sabbie immerse in matrice limo-argillosa a comportamento eminentemente coesivo; la parte grossolana è caratterizzata da scheletro lapideo centimetrico costituito dagli elementi più tenaci derivanti dalla disgregazione della strato scistosità; quanto descritto trova conferma nei dati desunti dalla realizzazione delle prove penetrometriche dinamiche eseguite e meglio descritte al successivo Capitolo 3.2.

Il pendio immediatamente a monte e a valle del tratto viario è caratterizzato da un'estesa copertura arborea (castagneto) e si presenta piuttosto acclive, degradando progressivamente nell'alveo del Rio Baracche.

Sebbene in questo settore manchino evidenze di dissesti alla scala del versante, lungo il tratto in oggetto, a circa 1.90 m dal ciglio stradale di valle e parallelamente a questo, la carreggiata risulta interessata da lesioni longitudinali del manto bituminoso, visibili per una lunghezza di circa 28 metri; tali lesioni dipendono verosimilmente da una combinazione di fattori, ascrivibili sia al cedimento del sottofondo viario, costituito come già descritto dalla presenza di coltri di copertura, sia a difetti di progettazione del muro, riconducibili alla profondità di imposta della fondazione, evidentemente troppo superficiale. L'insieme di questi elementi ha indotto una rototraslazione del muro di contenimento della strada stessa, costruito a gravità, in pietre e calce e in epoche ormai non più recenti. A parziale conferma della non adeguatezza delle opere in relazione alla presenza del corpo detritico, lungo il medesimo rettilineo, circa 80 metri più a valle del tratto in questione, sono ancora osservabili interventi di ripristino dell'infrastruttura viaria conseguenti a dissesti statici ascrivibili verosimilmente a problematiche geologiche e strutturali confrontabili con quelle che hanno prodotto i dissesti oggetto dell'intervento in argomento.

L'idrografia di superficie è rappresentata dal già citato Rio delle Baracche che scorre più a valle, ad una quota inferiore di circa 40 m; lo schema dei deflussi delle acque di origine meteorica e freatica risente della posizione del tratto di viabilità indagato, localizzato in prossimità di un crinale secondario, nonché delle condizioni idrauliche del terreno.

Il lato a monte della strada (lato nord) è sprovvisto di opere di contenimento e, al piede, presenta una cunetta in calcestruzzo "alla francese", con funzioni di regimazione delle acque piovane intercettate dalla carreggiata, ad oggi in buono stato funzionale.

Sotto il profilo idrogeologico i materiali presenti sono caratterizzati da moderata permeabilità primaria per porosità e conducibilità idraulica da bassa a media a causa dell'elevata frazione fine; occasionalmente, nelle zone interessate da un incremento della componente limo-argillosa possono instaurarsi soglie di permeabilità con formazione di zone di impregnazione idrica e appesantimento delle coltri di copertura. Laddove la frazione coesiva si riduce, o dove lo spessore delle materiali sciolti diminuisce e/o il substrato roccioso risulta più superficiale, gli apporti idrici raggiungono più facilmente l'interfaccia coltre-substrato roccioso; la formazione di una circolazione idrica favorita da tale contrasto di permeabilità può contribuire all'innescare di dissesti dando luogo a movimenti di terreno lungo il pendio.

2.2 Sintesi delle criticità geologiche della zona

Nel complesso, alla scala del versante, si individuano i seguenti elementi in grado di dare luogo a criticità geologiche:

- coltri di copertura – caratterizzate dalla presenza di una componente plastica costituente il residuo dei processi di alterazione dei minerali presenti nella roccia in posto, in grado di favorire sia processi di imbibizione dei materiali, responsabili dell'incremento di spinta attiva a tergo delle opere di contenimento e dell'appesantimento, con incremento della propensione al dissesto dei versanti, sia variazioni volumetriche dei livelli argillosi dovute a cicli di imbibizione ed essiccamento, con spostamenti dello scheletro solido che possono portare a cedimenti distorsionali (all'applicazione del carico e in condizioni non drenate) e volumetrici (a lungo termine e a seguito dell'espulsione dell'acqua); le già modeste caratteristiche di resistenza meccanica di questi terreni risultano peggiorare ulteriormente in presenza di una circolazione idrica ipodermica;
- circolazione idrica sottosuperficiale – la natura, gli spessori e l'eventuale presenza di lenti a granulometria più fine possono favorire lo sviluppo di una cospicua rete di deflusso sotto-superficiale. In assenza di falda stabile, la circolazione sotterranea è condizionata dalla capacità di smaltimento e assorbimento idrico dei terreni e dalla profondità del substrato roccioso che, dotato di scarsa permeabilità, può costituire un'interfaccia in corrispondenza della quale possono concentrarsi i deflussi sotto-superficiali e aver luogo significative riduzioni della resistenza meccanica dei materiali;
- localizzazione orografica – le condizioni climatiche connesse all'altitudine e all'orografia della zona indu-

cono sull'area consistenti apporti meteorici e precipitazioni nevose in grado di influenzare sensibilmente sia l'andamento delle acque di scorrimento superficiale che l'entità della circolazione idrica sotto-superficiale.

La conferma di quanto sopra è evidenziata dallo stato attuale dei luoghi; l'inserimento di manufatti caratterizzati da una non approfondita conoscenza dei terreni di fondazione e limitati da vizi costruttivi (posizionamento del piano di imposta delle fondazioni a approssimativo dimensionamento) ha indotto l'innescò di uno stato tensionale in grado di dar luogo ai dissesti statici osservati.

Le criticità verranno analizzate nel seguito alla scala puntuale e poste in relazione alle opere in progetto al fine di individuare le soluzioni tecnico-operative volte alla loro mitigazione o risoluzione (cfr. Capitolo 6).

3 MODELLO GEOLOGICO

3.1 Premesse

Il modello geologico è stato ricostruito sulla base delle evidenze derivanti dal rilievo geologico, geomorfologico e idrogeologico di superficie e dall'esecuzione, elaborazione e interpretazione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche (cfr. Tav. A8 – "sezione geologica interpretativa e prove penetrometriche dinamiche").

3.2 Prove penetrometriche dinamiche

Sono state eseguite due prove mediante penetrometro dinamico medio (ISSMFE, 1988)² marca Sunda, modello DL030, avente le caratteristiche elencate nella tabella che segue.

Tabella 3.1 – Principali caratteristiche del penetrometro dinamico Sunda DL030.

Caratteristica	Valore	Caratteristica	Valore
Massa del maglio (kg)	30 ± 0.3	Lunghezza delle aste (cm)	100
Altezza di caduta (cm)	0.20 ± 0.1	Diametro delle aste (cm)	2
Peso del sistema di infissione (kg)	18	Massa lineare delle aste (kg/m)	2.4
Diametro della punta conica (cm)	3.56 ± 0.03	Passo di infissione (cm)	10
Area della punta conica (cm ²)	10	Frequenza di caduta del maglio (min ⁻¹)	55
Apertura del cono (°)	60	Rivestimento esterno	assente

La prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio prolungabile con altri analoghi elementi, uniti tra loro mediante giunti filettati. L'infissione avviene facendo cadere un maglio su un'incudine alla quale è collegata la batteria di aste metalliche. Elaborando il numero di colpi necessario per infiggere la punta conica nel terreno è possibile valutare in maniera indiretta le caratteristiche geotecniche del terreno attraversato.

Le caratteristiche del sottosuolo sono indagate sotto il profilo:

- litologico e stratigrafico, tramite analisi morfologica dell'istogramma che reca in ascisse il numero di colpi necessari per infiggere la punta conica ad intervalli di 10 cm (N_{10}) e in ordinate la profondità rispetto al piano di campagna;
- geotecnico e fisico-meccanico, anche sulla base di esperienze locali, introducendo la resistenza dinamica alla penetrazione (N_{10}) in alcune delle espressioni di letteratura utilizzate per la prova standard.

Al fine di tenere conto del rendimento energetico dell'attrezzatura, per la conversione dei valori da N_{10} a N_{SPT} , dove N_{SPT} è il numero di colpi riferito allo "Standard Penetration Test" (prova con attrezzatura standard e intervallo di avanzamento di 30 cm), si sono utilizzate le seguenti correlazioni, proposte da Colosimo e Buglioni (1990) e valide per terreni granulari:

$$N_{10} = 0.9 N_{SPT} \text{ (per } N_{10} \leq 10) \quad [3.1]$$

$$N_{10} = N_{SPT} \text{ (per } 10 < N_{10} < 30) \quad [3.2]$$

$$N_{10} = 1.1 N_{SPT} \text{ (per } N_{10} \geq 30) \quad [3.3]$$

² International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering Techn. Committee, ISSMFE (1988) – Standard Penetration Test (SPT): International Reference. Test Procedure. IS-OPT-1, Orlando, USA.

3.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

La Tav. A8 – “sezione geologica interpretativa e prove penetrometriche dinamiche” riporta l’ubicazione e gli istogrammi N_{10} -profondità dal piano di campagna per le prove eseguite. Le indagini hanno raggiunto la profondità massima di 5.70 m dal piano di campagna; in entrambi i casi la prova si è arrestata per rifiuto strumentale all’avanzamento ad una profondità di indagine sufficiente in relazione al volume significativo delle opere in progetto.

L’istogramma della prova DP1, ubicata sul manto stradale, ha permesso di individuare tre diversi livelli, mentre quello della prova DP2, localizzata sul terreno naturale, ha consentito di riconoscerne solo due fra quelli individuati nella precedente. Complessivamente sono stati individuati tre livelli: quello più superficiale, individuato solo nella prova DP1 (livello 1), caratterizzato da una modestissima resistenza dinamica e riconducibile ai materiali costituenti il sottofondo stradale; un secondo livello, che presenta un complessivo incremento del valore di N_{10} , che rappresenta la coltre di copertura eluvio-colluviale, sostanzialmente indisturbata, ed un terzo costituente l’orizzonte sommitale, destrutturato, del substrato roccioso, passante nella porzione finale alla roccia in posto.

Conseguentemente, sulla base delle considerazioni sopra esposte, è possibile distinguere i seguenti livelli omogenei:

- **livello 1 – terreno vegetale rimaneggiato**, scarsamente addensato e con scheletro lapideo subcentrico immerso in una matrice a comportamento dinamico assimilabile a quello di una sabbia debolmente limosa;
- **livello 2 – coltre detritica eluvio-colluviale**, moderatamente addensata, con scheletro lapideo centrico e trattabile a fini geotecnici come una sabbia ghiaiosa debolmente consolidata, immersa in una matrice coesiva.
- **livello 3 – orizzonte sommitale, destrutturato, del substrato roccioso**, fortemente addensato, passante alla roccia in posto.

L’angolo di attrito interno efficace a volume costante (ϕ') e la densità relativa (D_r , espressa in %) sono stati valutati, per ogni intervallo di avanzamento della prova, mediante le relazioni:

$$\phi' = 27.2 + 0.28 N_{SPT} \quad \text{Peck, Hanson e Thornburn (1974)} \quad [3.4]$$

valida per sabbie in genere.

$$\phi' = 23.7 + 0.57 N_{SPT} - 0.006 (N_{SPT})^2 \quad \text{Meyerhof (1965)} \quad [3.5]$$

valida per sabbie con frazione limosa maggiore del 5%, per profondità inferiori a 3 m nel caso di terreni sopra falda e inferiori a 5 m per terreni sotto falda (per tensione verticale efficace inferiore a 50 kPa).

$$\phi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15 \quad \text{Shioi e Fukuni (1982)} \quad [3.6]$$

valida per sabbie medie e grossolane e sabbie ghiaiose.

$$\phi' = 19 - 0,38\sigma'_{v0} + 8,73 \log(N_{SPT}) \quad \text{De Mello (1971)} \quad [3.7]$$

valida per sabbie in genere, per qualunque profondità superiore a 2 m da p.c.;

$$D_r = 21 \sqrt{N_{SPT}/(\sigma'_{v0} + 0.70)} \quad \text{Meyerhof (1957)} \quad [3.8]$$

valida per sabbie da fini a grossolane pulite, per qualunque valore di tensione verticale efficace, in depositi normalconsolidati.

$$D_r = \sqrt{\left(\frac{3N_{SPT}}{2 + \sigma'_{vo}/100}\right)}/60 \quad \text{Skempton (1986)} \quad [3.9]$$

valida per sabbie grossolane in depositi normalconsolidati.

Nelle relazioni da [3.4] a [3.9] σ'_{vo} è la tensione verticale efficace (espressa in kg/cm² per Meyerhof, 1957, e De Mello, 1971, e in kPa per Skempton, 1986).

Prescindendo dalle semplificazioni operative riportate al punto C6.2.2 della Circolare n. 617/2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, al fine di individuare i valori caratteristici di ϕ' , la popolazione campionaria derivante dall'applicazione delle [3.4], [3.5], [3.6] e [3.7] è stata elaborata con approccio probabilistico, secondo il metodo statistico indicato da prEN1997-1 (Eurocodice 7). Detta norma, sulla base della variabilità spaziale del dato, individua due casi:

- i parametri geotecnici sono molto variabili e il volume di terreno, nello stato limite di interesse, ha un comportamento controllato da caratteristiche locali;
- lo stesso materiale non presenta una sistematica variazione latero-verticale delle proprietà geotecniche e il volume di terreno ha un comportamento generalmente omogeneo.

Nel primo caso si utilizzano valori dei parametri geotecnici cautelativi, con probabilità di superamento del 95% (si individua, cioè, il valore della grandezza al di sotto del quale si colloca il 5% della distribuzione considerata). Nel secondo caso è accettabile un valore cautelativo medio spaziale, che attribuisce carattere di casualità alle variazioni delle proprietà fisico-meccaniche del sottosuolo.

Nell'ipotesi, coerente col caso in esame, che ϕ' non presenti una forte variabilità in direzione orizzontale, il valore caratteristico χ_k del campione è esprimibile (Frank *et al.*, 2004) mediante la relazione $\chi_k = \chi_m (1 - \kappa \delta/\chi_m)$, in cui χ_m è il valore della media aritmetica di una serie costituita da n dati, κ rappresenta la variabile dipendente dalla legge di distribuzione di Student e dalla probabilità di superamento adottata e δ è la deviazione standard della serie.

Nel caso in cui il volume di terreno coinvolto nello stato limite di interesse sia piccolo o i parametri geotecnici siano molto variabili è opportuno ammettere che il comportamento dei materiali sia controllato da valori locali bassi e il coefficiente κ , che minimizza χ_c (da cui κ_{low}), è dato da $\kappa_{low} = t^{n-1} (1/n+1)^{1/0.95}$, dove t è il fattore relativo alla distribuzione di Student riferito ad una probabilità del 95% e κ_{low} assume il significato di coefficiente che individua il frattile inferiore al 5%.

Viceversa, nel caso in cui ϕ' non mostri una significativa e sistematica variabilità latero-verticale o le proprietà geotecniche del volume di materiale coinvolto nello stato limite in esame non presentino significative variazioni, il coefficiente κ è esprimibile come $\kappa_{mean} = t^{n-1} n^{-1/0.95}$ e χ_k rappresenta una stima cautelativa del valore medio della popolazione statistica.

In luogo delle tabellazioni riportate dalla letteratura specializzata, κ_{low} e κ_{mean} possono essere ricavati mediante le seguenti espressioni (Carbone e Tucci, 2010):

$$\kappa_{mean} = 6.891 e^{-0.661 n} + 0.8315 e^{-0.03509 n} \quad [3.10]$$

$$\kappa_{low} = 8.703 e^{-0.6081 n} + 1.997 e^{-0.005196 n} \quad [3.11]$$

che approssimano la distribuzione di Student con R^2 pari a 0.9971 e 0.9988, rispettivamente.

La scelta della variabile κ può eseguirsi in base al coefficiente di variazione (COV) che, seguendo le indicazioni di Harr (1987), può assumere valori "bassi" ($\delta/\chi_m < 0.1$), "medi" ($0.1 < \delta/\chi_m < 0.3$) o "alti" ($\delta/\chi_m > 0.3$).

Nel primo caso si può fare riferimento alla [3.10], nell'ultimo alla [3.11].

In Tabella 3.2 sono indicati i valori dei parametri geotecnici medi elaborati con le formule da [3.4] a [3.9].

Considerati i risultati delle analisi, che indicano una bassa variabilità del dato, e il volume di terreno coinvolto negli stati limite di interesse (stabilità globale del pendio, rottura generale al di sotto della zona di incastro della palificata) si è scelto di adottare una stima ragionata dei valori rappresentativi della media spazia-

le (ϕ'_{mean}).

Tabella 3.2 – Angolo di resistenza al taglio efficace e densità relativa secondo vari Autori (ϕ'_m = valore medio dell'angolo di resistenza al taglio efficace a volume costante; δ = deviazione standard della popolazione; COV = deviazione standard relativa; ϕ'_{mean} = angolo d'attrito efficace ottenuto con K_{mean} ; ϕ'_{low} = angolo d'attrito efficace ottenuto con K_{low}).

Livello		Angolo di resistenza al taglio efficace (°)				D _r (%)	
		Peck <i>et al.</i> (1974)	Meyerhof (1965)	Shioi e Fukuni (1982)	De Mello (1971)	Meyerhof (1957)	Skempton (1986)
1	ϕ'_m	27,99	25,23	20,97			
	δ	0,68	1,27	2,60			
	COV	2%	5%	12%		36	24
	ϕ'_{mean}	27,60	24,50	19,49			
	ϕ'_{low}	26,70	22,82	16,05			
2	ϕ'_m	29,28	27,42	25,03	26,19		
	δ	1,53	2,09	3,33	1,50		
	COV	5%	8%	13%	6%	52	37
	ϕ'_{mean}	29,17	27,27	24,79	25,82		
	ϕ'_{low}	27,15	24,52	20,40	23,70		
3	ϕ'_m	34,59	34,28	34,72	30,93		
	δ	1,96	1,83	2,72	1,09		
	COV	6%	5%	8%	4%	85	67
	ϕ'_{mean}	33,56	33,31	33,28	30,36		
	ϕ'_{low}	30,94	30,85	29,64	28,89		

In conclusione, in seguito all'analisi ragionata delle indagini geognostiche eseguite e facendo riferimento ai dati elencati in Tabella 3.2, si riportano in Tabella 3.3 i valori caratteristici (pedice "k") dei principali parametri geotecnici. In assenza di accertamenti volti a quantificare le grandezze fisico-meccaniche in condizioni non drenate, si utilizzano valori esperienziali della resistenza al taglio in termini di sforzi totali, derivanti da indagini eseguite in contesti geologici, geomorfologici e idrogeologici simili.

Tutti i dati riportati nella tabella sottostante dovranno essere presi a riferimento a fini progettuali.

Tabella 3.3 – Modello stratigrafico dedotto dalle verticali d'indagine e valori caratteristici del peso di volume e dei parametri di resistenza al taglio ($\gamma_{\text{nat,k}}$ = peso di volume con contenuto naturale di umidità; ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio efficace a volume costante; c'_k = coesione efficace; c_u = resistenza al taglio in termini di tensioni totali; D_r = densità relativa).

Livello	Profondità da p.c. (m)		$\gamma_{\text{nat,k}}$ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_u (kPa)	D _r (%)
	DP1	DP2					
1	0.00-1.10	-	16	24	-	-	30
2	1.10-4.60	0.00-2.90	18	27	5	10-15	45
3	4.60-5.70	2.90-3.10	22	32	10	35-40	75

4 AZIONE SISMICA

4.1 Premesse

In base alla D.G.R. n. 1308 del 24 ottobre 2008 (*"O.P.C.M. 3519/2006 – Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"*), integrata dalla D.G.R. 19 novembre 2010, n. 1362 (*"D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"*) e aggiornata mediante D.G.R. n. 216 del 17 marzo 2017 (*"D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"*), il Comune di Bormida rientra in **classe di bassa pericolosità sismica e zona 3**.

Con il D.M. 14 gennaio 2008 l'azione sismica di riferimento viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più con un criterio "zona dipendente". Conseguentemente, l'azione sismica di progetto a cui fare riferimento nella valutazione del rispetto delle condizioni di sicurezza negli stati limite di interesse viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione.

4.2 Azione sismica di progetto

L'azione sismica di progetto è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che quantifica la probabilità (*"probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} "*) che, in un fissato intervallo di tempo (*"periodo di riferimento" V_R* , espresso in anni), nel sito di interesse si verifichi un evento sismico di entità pari o superiore ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria "A"), con superficie topografica orizzontale (categoria " T_1 ");

ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente ($S_e(T)$), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La stima della pericolosità sismica è basata su una griglia di 10.751 nodi in corrispondenza dei quali viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*_c per nove distinti periodi. Al crescere progressivo dell'azione sismica sono stati definiti quattro stati limite (SLO, SLD, SLV, SLC) a cui corrisponde un aumento del danneggiamento all'insieme della struttura, degli elementi non strutturali ed impianti. Ad ogni stato limite viene assegnato un relativo valore della probabilità di superamento P_{VR} (81%, 63%, 10% e 5%), che resta immutata quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata. Tale probabilità, valutata nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consente di individuare, per ciascuno stato limite, la corrispondente azione sismica di progetto. Preliminarmente, è necessario valutare il periodo di riferimento V_R della costruzione, ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso tipica della costruzione. In seguito, si ricava per ciascuno stato limite e la relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma. A tale scopo, si utilizza la relazione

$$T_R = -V_R / [\ln(1 - P_{VR})] \quad [4.1]$$

Per ogni stato limite e associato T_R si individuano i relativi parametri spettrali a_g , F_0 e T^*_c . L'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) può essere valutata mediante la relazione

$$a_{max} = S a_g = S_S S_T a_g \quad [4.2]$$

in cui S è il coefficiente di sito, che comprende

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (determinabile da *NTC 2008 Tabella 3.2.V*);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (indicato in *NTC 2008 Tabella 3.2.VI*);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Ricavata a_{max} si procede nel calcolare i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v), da impiegare nella determinazione della forza inerziale dovuta al sisma di progetto, secondo le relazioni

$$k_h = \beta_i a_{max}/g; \quad k_v = \pm 0.5 k_h \quad [4.3]$$

in cui β_i è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito da impiegare nel caso di verifiche di sicurezza riguardanti la stabilità dei pendii ($i = s$), le fondazioni ($i = f$) e le opere di sostegno ($i = m$).

4.3 Vita nominale, classe e coefficiente d'uso e coordinate del sito di intervento

La **vita nominale di un'opera strutturale** V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo per la quale è destinata (Tabella 4.1).

Tabella 4.1 – Vita nominale per i diversi tipi di opere (in grassetto la fattispecie a cui si riferisce l'intervento in oggetto).

Tipi di costruzione	V_N [anni]
1. Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase esecutiva.	≤ 10
2. Opere ordinarie, ponti opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3. Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso (Tabella 4.2).

Tabella 4.2 – Classi d'uso per i diversi tipi di opere (in grassetto la classe d'uso assegnata alle opere in esame).

Classe	Tipo di costruzione
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 4.3 – Coefficiente C_u in funzione delle classe d'uso (in grassetto il valore attribuito alla fattispecie in esame).

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Si sottolinea che la vita nominale (valore minimo di legge) e la classe d'uso risultano in questa fase puramente indicative. Se per sopraggiunte esigenze progettuali dovessero essere differenti da quelle sopra indicate sarà cura dello strutturista provvedere ad aggiornare la quantificazione dei coefficienti, tenendo conto delle variazioni effettuate.

	Località Case Salvai Bormida (SV)
	Latitudine (gradi decimali)
	44.253793° N
	Longitudine (gradi decimali)
	8.216511° E
Latitudine e longitudine espresse in coordinate WGS84	

4.4 Forme spettrali

Le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a partire dai valori di a_g , F_o , T^*c , su sito di riferimento rigido e orizzontale.

Note le coordinate geografiche, la vita nominale e la classe d'uso dell'opera, si riepilogano i valori dei sopraelencati parametri, per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite (Tabella 4.4).

Tabella 4.4 – Periodo di ritorno (T_R), accelerazione orizzontale massima (a_g (g)), valore massimo del fattore di amplificazione (F_o) e periodo di inizio del tratto a velocità costante (T^*c) dello spettro in accelerazione orizzontale per gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC.

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*c [s]
SLO	30	0.020	2.621	0.154
SLD	50	0.028	2.544	0.197
SLV	475	0.072	2.578	0.298
SLC	975	0.096	2.580	0.317

4.5 Categoria sismica, categoria topografica e coefficienti sismici inerziali

In mancanza di misure dirette delle onde di taglio, in base alle informazioni circa la stratigrafia del sottosuolo, alle evidenze derivanti dalle indagini di superficie ed a considerazioni di carattere geomorfologico, si ricorre all'approccio semplificato e si attribuisce al sottosuolo la seguente categoria sismica:

- **B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).**

Per la suddetta categoria si hanno i coefficiente di amplificazione stratigrafica di seguito indicati.

Tabella 4.5 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC.

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1.20	1.20	1.20	1.20

Per quanto concerne la categoria topografica si fa riferimento alla Tabella 4.6.

Tabella 4.6 – Categorie topografiche in funzione delle caratteristiche della superficie topografica (in grassetto la categoria topografica a cui viene fatto riferimento).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ⁽³⁾
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 media $i > 30^\circ$

Per la categoria evidenziata valgono i coefficienti di amplificazione topografica elencati in Tabella 4.7.

Tabella 4.7 – Coefficienti di amplificazione topografica (S_T) per gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC.

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_T	1.4	1.4	1.4	1.4

Valutando un'altezza media della paratia di 8 m ed uno spostamento massimo che l'opera può tollerare in condizioni sismiche senza riduzioni di resistenza pari a 4 cm (valori indicativi stimati, da confermare a cura del progettista strutturale) si riportano (Tabella 4.8) i coefficienti sismici da utilizzare nella quantificazione della forza inerziale dovuta al sisma di progetto nel caso di verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi concernenti l'opera di sostegno (paratia).

Tabella 4.8 – Coefficienti sismici inerziali orizzontale (k_h) e verticale (k_v), accelerazione orizzontale massima attesa (a_{max}) e relativo coefficiente di riduzione (β_m) per gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC.

	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.017	0.023	0.061	0.081
k_v	-	-	-	-
a_{max} [m/s ²]	0.337	0.458	1.193	1.587
β_m	0.500	0.500	0.500	0.500

5 TERRE E ROCCE DA SCAVO

I volumi di scavo risultano contenuti e principalmente connessi alla realizzazione della trave di coronamento della paratia. Pertanto, se si esclude il manto stradale ed il relativo sottofondo, i terreni e le rocce costituenti il sottosuolo non derivano dall'alterazione di "pietre verdi", non mostrano elementi che indichino o lascino presupporre la presenza di inquinanti, né si ha notizia che i terreni di indagine siano stati interessati, in passato, da attività potenzialmente contaminanti.

Come desunto dagli elaborati progettuali, le attività in oggetto comporteranno la produzione di un volume di materiali di scavo pari a circa 45 m³, dei quali una parte, costituiti da fresato d'asfalto e relativo sottofondo, verranno destinati ad apposita discarica autorizzata; ciò detto, i materiali prodotti durante le operazioni di scavo andranno gestiti secondo le procedure indicate al Capitolo 1.4, verificando, preliminarmente alla loro produzione, il rispetto delle condizioni per un eventuale utilizzo all'interno del progetto o uno spostamento in un sito diverso da quello in cui sono stati escavati.

³ Da considerare solamente per altezze del rilievo superiori a 30 m.

6 CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

6.1 Giudizio di fattibilità

Dall'analisi dei dati geologici, geomorfologici e idrogeologici il progetto risulta sostanzialmente fattibile sotto il profilo geologico e geotecnico, compatibile con la Normativa di Attuazione del Piano Assetto Idrogeologico del Fiume Po, con quelle del P.U.C. del Comune di Bormida e non pregiudizievole dell'assetto geologico locale, a condizione che vengano rispettate le indicazioni e le prescrizioni esposte nella normativa seguente e quelle che dovranno essere formulate durante gli accertamenti in fase esecutiva.

6.2 Criticità riscontrate

Lo studio eseguito e le indagini condotte nell'areale di intervento hanno mostrato come la natura dei terreni presenti, in relazione agli elevati apporti nivo-pluviometrici operati dal contesto geografico della zona, sia in grado di provocare un sensibile incremento delle spinte a tergo di opere verticali contro terra; il decadimento della resistenza al taglio dei materiali costituenti la coltre di copertura e una non adeguata progettazione delle opere di contenimento (sia in relazione al posizionamento del piano di imposta delle fondazioni che al loro dimensionamento e tipologia dei materiali costituenti), hanno verosimilmente indotto una rototraslazione nel muro di contenimento che si è manifestata con la produzione di lesioni longitudinali sul manto bituminoso e un evidente cedimento del piano viario.

Pertanto, ai fini del consolidamento dell'infrastruttura viaria e in considerazione delle dinamiche evolutive che hanno portato al dissesto dell'opera, operando nel miglior rapporto fra i benefici e i costi globali di costruzione, di manutenzione e di gestione, è stato ritenuto necessario intervenire mediante la realizzazione di un'opera strutturale di consolidamento del rilevato stradale, operante in soccorso all'esistente muro di contenimento, costituita da una paratia in micropali, debolmente inclinati a cavalletto, da immorsare all'interno del substrato litico. La paratia verrà collegata in testa mediante un cordolo di coronamento in calcestruzzo armato, per la ripartizione delle sollecitazioni concentrate; sul cordolo saranno altresì vincolati n. 8 tiranti attivi, a 2 trefoli di acciaio; al fine di scongiurare il trasferimento di sollecitazioni all'opera di sostegno esistente, la trave di coronamento sarà strutturalmente disgiunta dal cordolo sommitale del muro di sottoscarpa.

Considerate le caratteristiche dell'opera a progetto e i risultati delle osservazioni e delle indagini condotte, le problematiche geologiche riscontrate in relazione all'intervento sono essenzialmente riconducibili a:

- presenza di una coltre detritica: gli spessori accertati, seppur variabili, hanno raggiunto profondità di circa 4.50 m nel settore di realizzazione della palificata, posto in prossimità dell'estradosso dell'attuale muro di contenimento; la componente fine presente nella matrice conferisce ai terreni un discreto comportamento coesivo rendendoli suscettibili alla presenza di eventuali acque sottosuperficiali e favorendo, in particolar modo, processi di imbibizione dei materiali in grado di incrementare le sollecitazioni agenti a tergo delle opere verticali. L'approfondimento dell'opera a progetto necessita di oltrepassare questo spessore poiché l'attuale muro di contenimento risulta verosimilmente fondato su tali materiali e perché proprio essi, soggetti ai fenomeni descritti, risultano in grado di indurre movimenti nelle opere presenti;
- circolazione idrica sotto-superficiale: la presenza di una circolazione idrica all'interno dei terreni di copertura ha avuto un contributo sostanziale nell'indurre il dissesto a carico dell'opera di contenimento. Proprio per questa ragione, diventa essenziale intercettare nel miglior modo possibile le acque di scorrimento superficiale, dotando il piano viario delle opportune pendenze al fine di ricondurle alla cunetta di raccolta posta sul lato monte, limitando al massimo possibili accumuli e sversamenti concentrati sul lato valle alla base dell'opera di contenimento;
- interferenze con le preesistenze: gli elementi a progetto risultano per natura stessa dell'intervento loca-

lizzati nelle estreme vicinanze dell'opera di contenimento esistente. Le fasi e le modalità operative per la loro realizzazione andranno pertanto opportunamente valutate al fine di minimizzare possibili interferenze con gli elementi oggetto di consolidamento.

6.3 Prescrizioni e criteri di intervento

Considerate le caratteristiche progettuali dell'intervento e le problematiche di tipo geologico e geologico-tecnico relative all'area di indagine, si forniscono le seguenti indicazioni e prescrizioni connesse con:

- paratia e tiranti di ancoraggio;
- regimazione delle acque.

6.3.1 Paratia e tiranti di ancoraggio

In relazione al dimensionamento e al comportamento della paratia e dei tiranti in fase di esercizio e in condizioni prossime alla rottura, occorrerà fare riferimento ai parametri geotecnici del livello 3, indicati al Capitolo 3.3.

I pali dovranno raggiungere una profondità tale da garantire l'attraversamento della coltre di copertura e inserirsi saldamente e profondamente entro un livello del substrato litoide dotato di adeguata resistenza meccanica e in grado di esercitare una forza di reazione opposta al movimento che permetta di aumentare adeguatamente il fattore di sicurezza globale del pendio.

Al fine di confermare o adeguare le ipotesi progettuali, si provvederà ad eseguire un foro pilota nella zona ove si prevede di incontrare lo spessore massimo di materiali sciolti. L'esame dei prodotti di perforazione dovrà essere eseguita da parte di un tecnico abilitato, contestualmente alla realizzazione del foro, in modo da accertare l'esatta ubicazione del substrato litico indisturbato. Considerate le problematiche del sito e al fine di non aggravare le condizioni di staticità del muro di contenimento, almeno in primo foro pilota andrà eseguito esclusivamente tramite perforazione a rotazione per l'intera lunghezza di infissione, monitorando costantemente le condizioni del manufatto di contenimento, in maniera da valutarne il comportamento ed evidenziando l'eventuale insorgenza di nuove fessurazioni. Successivamente, in seguito ai dati raccolti, si potrà decidere se proseguire nella realizzazione della paratia mediante perforazione a rotazione o a distruzione. Analoghe considerazioni in termini di modalità di perforazione e raggiungimento di un adeguato livello di ancoraggio, possono estendersi alla realizzazione dei tiranti a trefolo, successivi alla posa del cordolo testa pali. Per ulteriori modalità esecutive e specifiche circa le fasi lavorative, si rimanda alle dettagliate indicazioni e raccomandazioni descritte nella relazione tecnica a firma dei progettisti.

In generale per tutta la durata dei lavori e nello specifico, durante eventuali fasi di fermo cantiere, si raccomanda di mantenere sgombrere da ogni materiale, mezzo d'opera non operante o sovraccarico il settore di carreggiata prossimo all'opera di contenimento in modo da non appesantire ulteriormente l'ambito di competenza del muro di contenimento.

6.3.2 Regimazione delle acque

Il progetto, per quanto concerne la regimazione delle acque superficiali, non prevede sostanziali modifiche allo stato dei luoghi; ciò detto sarà propria cura ripristinare adeguatamente le pendenze del manto stradale in modo da ricondurre le acque alla cunetta di raccolta sul lato monte, evitando il più possibile il dilavamento del settore a valle dell'opera di contenimento.

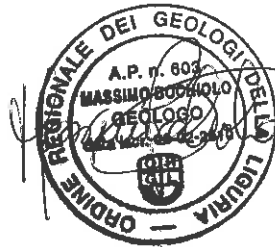
Savona, giugno 2018

I professionisti incaricati,

ing. Enrico MASSA



dr. geol. Massimo BOCHIOLO, Ph.D.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1 – Panoramica della zona di intervento e ubicazione della prova penetrometrica DP1 (vista da ovest); i delineatori stradali evidenziano l'allineamento delle crepe formatesi sul manto stradale, temporaneamente chiuse con malta cementizia e bitume in attesa dei lavori a progetto.



Foto 2 – Ubicazione della prova penetrometrica DP2 (vista da est).