

**REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA
COMUNE DI DRUOGNO**



PROGETTO:

**REALIZZAZIONE TRATTO DI MURO DI SOSTEGNO
DELLA STRADA COMUNALE UBICATA
IN FRAZIONE COIMO A SEGUITO DI EVENTO FRANOSO**

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA
(AI SENSI D.M.17/01/2018)**

*Verbania, aprile 2019
Dott. Geol. Roberto Michetti*



Studio GeA Geologi Associati

Anna Cristina • Stefano Fardelli • Roberto Michetti
C.so Cairoli, 46 • 28921 Verbania Intra (VB)
Tel.: 0323516236 • Fax: 0323515962
E-mail: studiogea@fastwebnet.it • P.IVA: 01927120038



INDICE

1. PREMESSA	1
2. LOCALIZZAZIONE E DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI	2
3. ANALISI IDROGEOMORFOLOGICA	5
3.1. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE GENERALI DELL'AREA	5
3.2. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E IDROGEOLOGICHE GENERALI DELL'AREA	7
4. CARATTERISTICHE DEL DISSESTO E CONDIZIONI DI PERICOLOSITÀ E RISCHIO IN ATTO	9
5. PROPOSTA PROGETTUALE	10
6. CARATTERIZZAZIONE RAPPRESENTATIVA GEOTECNICA DEI TERRENI	12
7. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	13
8. AZIONE SISMICA	15
8.1. PROSPEZIONE GEOFISICA MEDIANTE PROVE MASW PER L'INDIVIDUAZIONE DELLA VELOCITÀ EQUIVALENTE $V_{S,eq}$	16
8.1.1. GENERALITÀ DELLA PROCEDURA MASW	17
8.1.2. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	18
8.1.3. RISULTATI DELLA PROVA MASW: CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	19
8.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	22
8.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	22
8.4. MOTO SISMICO SUL PIANO DI FONDAZIONE	24
8.5. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	26
9. ASPETTI ESECUTIVI	27
9.1. MOVIMENTI TERRA	27
9.2. FONDAZIONI	29
9.3. SPINTA DELLE TERRE	34
9.4. DRENAGGI	36
10. GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO	37
11. CONCLUSIONI	38



1. PREMESSA

L'amministrazione comunale di Druogno intende procedere con la sistemazione di un tratto di strada comunale di Via Interpodereale, in Frazione Coimo, interessato da un cedimento della carreggiata esterna che ne ha pregiudicato la stabilità, così da ripristinare in tempi rapidi adeguate condizioni di sicurezza per la medesima pubblica viabilità.

Allo scopo, con Determinazione del Responsabile dei Servizi Generali n.75 del 06/04/2019, la stessa Amministrazione ha conferito allo Studio Tecnico Geom. Belloni Massimo, il mandato per la progettazione, rilievi, Direzione e contabilità lavori, sicurezza, per l'intervento di *"realizzazione tratto di muro di sostegno della strada comunale ubicata in frazione Coimo a seguito evento franoso"*.

Al contempo, con Determinazione n.76 del 08/04/2019, ha affidato allo Studio Gea Geologi Associati, nella persona del sottoscritto, Dott. Geol. Roberto Michetti, l'incarico per la redazione della relazione geologica a supporto della medesima progettazione.

In ottemperanza al mandato ricevuto, si è pertanto proceduto alla stesura del presente documento che si configura come caratterizzazione e modellazione geologica del sito, prevista dalle Norme Tecniche per le Costruzioni aggiornate con D.M. 17.01.2018, e come tale comprende l'identificazione delle formazioni presenti, lo studio dei tipi litologici e della struttura del sottosuolo, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle "pericolosità geologiche" così come indicato al punto 6.2.1 dello stesso D.M. 17.01.2018.

In base a quanto ricavato dall'analisi geologica nel suo insieme, è stata poi indicata una stima delle proprietà e dei parametri di resistenza dei terreni presenti, oltre che una analisi dell'azione sismica, e sono state fornite alcune indicazioni geologico-tecniche relativamente agli aspetti esecutivi per la realizzazione delle opere.

Le risultanze dell'insieme delle indagini svolte, integrate dalle valutazioni emerse a seguito dei sopralluoghi, dei colloqui con il progettista, della presa visione della documentazione progettuale disponibile, oltre che della cartografia di settore posta a corredo del P.R.G.C. vigente, sono qui di seguito riassunte.



2. LOCALIZZAZIONE E DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI

Il territorio comunale di Druogno si distribuisce a cavallo del settore centro occidentale della Val Vigezzo, compreso tra i Comuni di Trontano ad ovest e Santa Maria Maggiore ad est; il nucleo di Coimo, ove è situata l'area in esame, è posto nel settore più ad ovest del concentrico sede municipale, nell'ambito delle pendici dei versanti in destra idrografica del Torrente Melezzo Occidentale sovrastanti la S.S. n.337, da cui si dipartono (in località Croso e Maglietto) i tracciati stradali di collegamento al medesimo abitato di Coimo (cfr. figura 1).



Figura 1 - Riproduzione di immagine area in 3D (fonte: Google earth): panoramica da sud, con il nucleo di Coimo situato ad ovest dell'abitato principale, sede municipale, di Druogno.

Il tratto di strada comunale coinvolto nel dissesto, e oggetto del presente intervento, si individua ai margini occidentali della Frazione, dove corrisponde al segmento rettilineo di Via Interpodereale che segue al bivio di questa con Via Giuseppe Curti (cfr. figura 2), all'altezza dei mappali n. 102, n.103, n.104 e n.106 del Foglio n.18 del N.C.T. (cfr. figura 3), posti immediatamente a valle dello slargo sterrato antistante l'accesso carraio all'ultima abitazione posta lungo la medesima strada a scendere dall'abitato per raggiungere la S.S. 337.



COMUNE DI DRUOGNO

Realizzazione tratto di muro di sostegno della strada comunale ubicata in frazione Coimo a seguito evento franoso

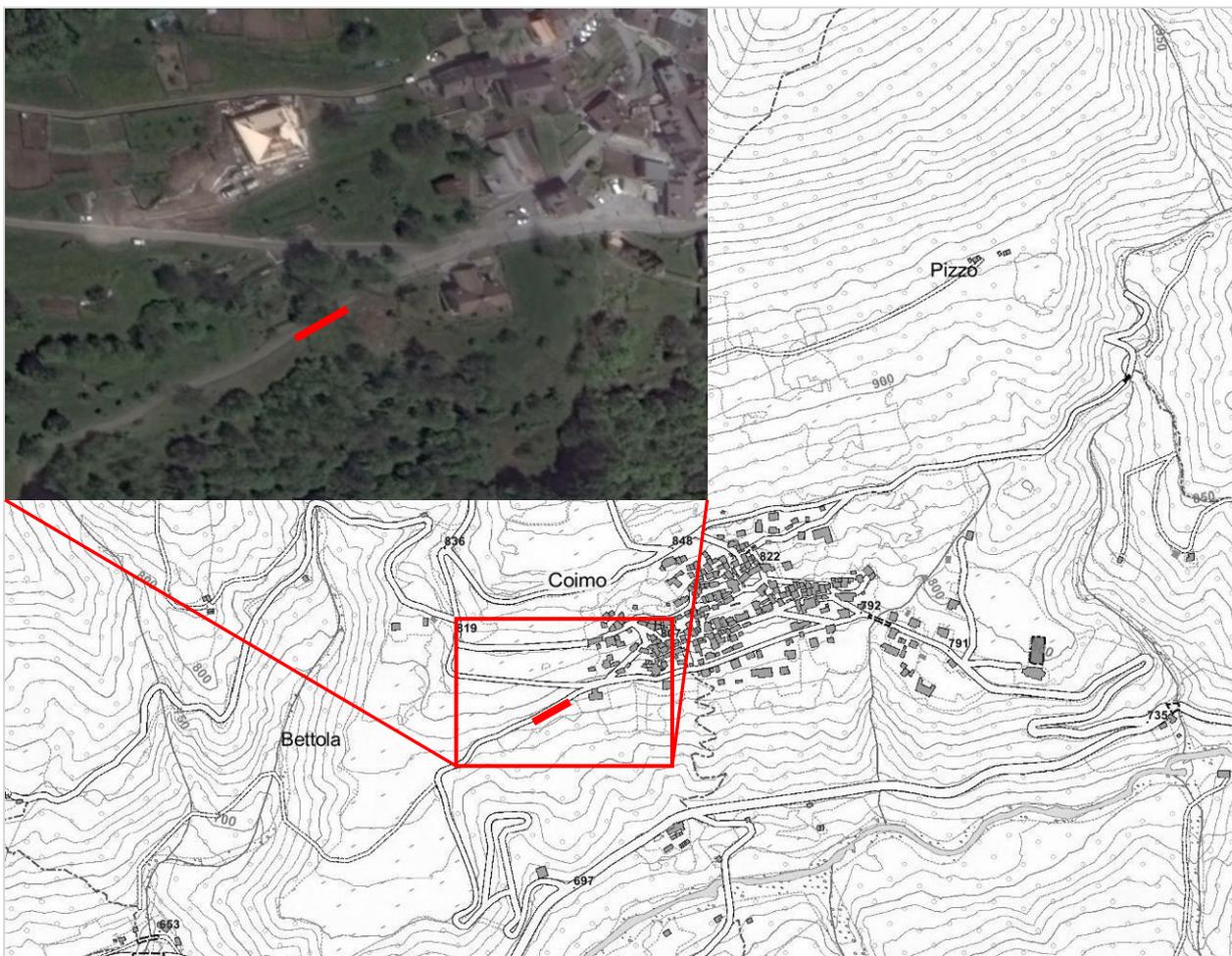


Figura 2 - Corografia su Base Dati Territoriale di Riferimento degli Enti (BDTRE), scala 1:10.000. Sezione n.052050 "Trontano" con sovrapposizione ubicazione area in esame su foto aerea (Fonte: Google earth).



Figura 3

Stralcio N.C.T., Foglio 18, con individuazione tratto di strada comunale oggetto di intervento con anche punti di ripresa foto 1 (veduta da nord est) e foto 2 (veduta da sud ovest).

Studio GeA Geologi Associati - Dott. Geol. Roberto Michetti



In corrispondenza del tratto di Via Interpodereale in questione, la carreggiata, con sedime in asfalto, sostanzialmente ad un'unica corsia di larghezza attorno ai 3,00 metri, si sviluppa con andamento rettilineo secondo una direzione nel complesso nord est-sud ovest, a scendere con pendenza media pari all'incirca al 10÷11%, delimitata verso monte da un pendio erboso, con qualche pianta di alto fusto, che si ricollega al muro di sottoscarpa che sostiene il sovrastante tracciato di Via Curti, mentre il ciglio di valle corrisponde all'orlo del sottostante versante, di fatto costituente la prosecuzione dello stesso pendio di monte, la cui continuità è qui interrotta dalla strada in oggetto.

Il dissesto in esame, come meglio descritto al successivo capitolo 4, è rappresentato da uno scivolamento superficiale del terreno immediatamente adiacente al margine di valle della piattaforma stradale che si è manifestato, lungo un tratto di circa una dozzina di metri di sviluppo, con una sorta di ribassamento, nell'ordine del metro nel settore centrale, mettendo a giorno i materiali al di sotto della pavimentazione bituminosa, e che ha provocato il cedimento dei settori adiacenti della stessa carreggiata (cfr. foto 3 e 4).



Foto 3
Panoramica da sud est del tratto di strada comunale dissestato a seguito del franamento del pendio di sottoscarpa (sullo sfondo).



Foto 4
Particolare (da sud ovest) del tratto di strada comunale coinvolto nello scivolamento dei terreni adiacenti il margine di valle del piano viario.



3. ANALISI IDROGEOMORFOLOGICA

3.1. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE GENERALI DELL'AREA

L'abitato di Coimo si distribuisce a quote all'incirca comprese tra i 750 e gli 850 m s.l.m., nell'ambito delle pendici dei versanti esposti a sud, qui culminanti nel rilievo del monte Loccia di Paver (2126 m s.l.m.), appartenenti al fianco vallivo delimitante in destra idrografica l'asse principale della Valle Vigezzo solcato dal Torrente Melezze Occidentale.

In termini generali, i caratteri morfologici prevalenti di tale porzione di territorio testimoniano gli effetti dell'azione di numerosi agenti morfogenetici che hanno operato in fasi successive; in sintesi, ad una fase precedente alle glaciazioni quaternarie, durante la quale si è avuta la formazione dei solchi vallivi originari, si è sovrimposta l'azione erosivo-deposizionale delle masse glaciali, con frequenti fenomeni gravitativi sin- e post-glaciali; nelle fasi di ritiro dei ghiacciai, si è poi avuto il modellamento dei versanti vallivi conseguente al ringiovanimento dell'erosione idrometeorica, alla rielaborazione dei depositi glaciali da parte dei corsi d'acqua proglaciali, con formazione di depositi alluvionali terrazzati, alla messa in posto di depositi di versante, ed, infine, alla dinamica gravitativa più recente e alla dinamica torrentizia legata al reticolo idrografico attuale.

La fascia di versante in questione presenta, attualmente, profili longitudinali tipicamente articolati in una serie di rotture di pendenza, con porzioni ad acclività medio-elevata cui si alternano tratti ad acclività ridotta, per lo più corrispondenti a terrazzi di origine glaciale o torrentizia di estensione varia, solitamente occupati da insediamenti abitativi, come anche nel caso del nucleo di Coimo, e attorno a cui si riconoscono le maggiori evidenze del modellamento antropico delle stesse zone di versante, essenzialmente riconducibili a scavi, riporti e terrazzamenti connessi con le varie opere viabilistiche ed edificatorie.

Nello specifico, il tratto di Via Interpodereale oggetto di sistemazione, si colloca, come accennato, ai margini occidentali dell'abitato, attorno ai 790 m s.l.m., in un tratto di versante che si sviluppa lungo profili caratterizzati nell'insieme da una acclività mediamente dell'ordine dei $20^{\circ}\div 25^{\circ}$, con però frequenti rotture di pendenza associate a balze e terrazzamenti più o meno estesi a minor pendenza, a tratti subpianeggianti, cui si alternano porzioni a maggior acclività come il pendio intersecato dal segmento viario in oggetto.

La strada comunale, infatti, è qui delimitata, verso monte, da un scarpata modellata su acclività a tratti superiori ai 40° (eccezion fatta per un circoscritto terrazzamento, sostenuto da un muretto in pietrame a secco, che si osserva all'altezza del dissesto), che si mantengono tali anche lungo il declivio di sottoscarpa, dove però l'acclività tende gradualmente a ridursi raccordandosi, una trentina di metri più a valle, ad una fascia a minor acclività ($10^{\circ}\div 15^{\circ}$) percorsa dal metanodotto; questa prosegue verso sud sino alla evidente rottura di pendenza, corrispondente al ciglio del terrazzo occupato dal nucleo di Coimo, cui segue la scarpata di erosione torrentizia che si ricollega all'attuale fondo vallivo percorso dal T.Melezze Occidentale.



Tali profili sono riconducibili al fatto che l'abitato di Coimo occupa parte di un antico terrazzo alluvionale non più esondabile, un tempo in continuità con l'attuale fondovalle su cui si distribuisce, poco più a est, l'abitato di Druogno (che, infatti, si colloca a quote simili), a costituire un'unica piana, poi modellata dall'azione erosiva esercitata dal reticolo idrografico, ed in particolare dall'approfondimento dell'incisione principale del T.Melezzo Occidentale che ha determinato la formazione di una fascia terrazzata a quote più elevate rispetto all'attuale fondo vallivo.

Geologicamente, pertanto, la porzione di territorio comprendente i terreni di progetto è caratterizzata dalla presenza di terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, con frazione limosa variabile, e con elevata percentuale di ciottoli da subangolosi a subarrotondati, eterometrici, poligenici, mediamente addensati.

Salendo di quota, a monte dell'abitato, sono invece presenti plaghe più o meno estese di depositi essenzialmente di origine glaciale, rappresentati da materiali detritici (*diamicton*) addensati o scarsamente addensati a matrice sabbiosa o sabbioso-limosa alterata, con abbondanti clasti poligenici da angolosi a subangolosi, da centimetrici sino a pluridecimetrici (con anche presenza di blocchi e trovanti di dimensioni sino a plurimetriche, spesso affioranti), corrispondenti a probabili depositi indifferenziati (*till*); si tratta, in sostanza, di materiali molto eterogenei per litologia, dimensioni e forma, all'interno dei quali possono essere presenti anche livelli o lenti di sabbie fini più sciolte o di limi e limi sabbiosi coesivi, qui nell'insieme corrispondenti a depositi morenici s.s..

Tali depositi presentano spessore variabile, che nelle porzioni centrali dei settori di versante a minor pendenza può essere anche di alcuni metri, mentre tende a ridursi, andando verso i relativi margini, all'aumentare dell'acclività, sfumando in depositi misti di versante.

Questi ultimi sono dati da materiali legati alla rielaborazione ad opera della dinamica gravitativa e delle acque ruscellanti di depositi glaciali e detritico-eluviali (a loro volta connessi all'azione disgregatrice sia degli agenti atmosferici che della gravità ai danni del substrato roccioso) e sono caratterizzati da una elevata caoticità, per lo più incoerenti o solo debolmente coesivi, a granulometria variabile, principalmente ghiaioso-sabbiosa, ma con anche elementi grossolani e con matrice fine da sciolta a localmente compatta, oltre che con contenuto organico in percentuale spesso elevata.

Nella parte sommitale i vari depositi di copertura sono interessati da un'alterazione pedogenetica (suolo) con formazione di minerali argillosi passanti al livello più superficiale dato da una coltre detritico-eluviale (terra nera), ad elevato contenuto organico, avente spessore mediamente contenuto (in genere inferiore al metro).



Per quanto riguarda il sottostante substrato roccioso, questo non affiora direttamente nell'ambito dei terreni in esame né nei suoi immediati dintorni, ma è comunque rilevabile nella zona, specie in corrispondenza dei tratti di versante più acclivi alle quote superiori, o delle incisioni torrentizie più marcate.

Tale substrato roccioso è nella zona principalmente rappresentato da rocce metamorfiche appartenenti al *Dominio Pennidico Inferiore*, date da gneiss granitoidi a muscovite e biotite a grana minuta appartenenti alla cosiddetta "Pioda di Crana", aventi foliazione marcata, con giacitura mediamente con direzione NE-SO, ed inclinazione 40°-60° NO, a tratti più accentuata (cfr. *Carta Geolitologica delle Valli Vigizzo, Fenechio e Basso Isorno, a cura Servizio Geologico Regione Piemonte, 1981*).

3.2. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E IDROGEOLOGICHE GENERALI DELL'AREA

Dal punto di vista dell'idrografia superficiale il fianco vallivo delimitante in destra idrografica il fondovalle Vigezzino solcato dal Torrente Melezze Occidentale, risulta caratterizzato dalla presenza di una serie di corsi d'acqua a regime torrentizio, strettamente dipendente dall'andamento delle precipitazioni, le cui aste principali, sviluppate prevalentemente secondo la linea di massima pendenza del versante, sottendono ciascuna un reticolo secondario piuttosto ramificato, che si sviluppa a partire dalle quote più elevate dei versanti stessi e ne costituiscono la via preferenziale di raccolta e drenaggio delle acque superficiali.

In tale contesto il nucleo di Coimo, comprendente l'area di progetto, è parte della dorsale costituente lo spartiacque tra i sottobacini idrografici sottesi dal "Rio Bardogna" a ovest (che si immette in sinistra del Rio Raveria poco a monte della S.S.) ed "Il Rio" a est, entrambi scorrenti al fondo delle relative marcate incisioni a distanze elevate (>300 m) e, soprattutto, a quote ben inferiori rispetto alla medesima area di intervento.

In relazione alle acque di scorrimento superficiale non incanalate, pur non avendo rilevato negli immediati dintorni dell'area in esame particolari tracce riconducibili a percorsi di deflusso preferenziali, è presumibile che in occasione di periodi caratterizzati da precipitazioni intense e/o prolungate si verifichino fenomeni di ruscellamento superficiale diffuso, o localmente concentrato, specie lungo i settori di versante maggiormente acclivi o anche in corrispondenza dei tratti a maggior pendenza dei tracciati stradali e dei percorsi pedonali circostanti.



Per quanto riguarda, invece, gli aspetti idrogeologici, nei depositi di copertura (qui, come detto, essenzialmente corrispondenti ad antichi sedimenti alluvionali torrentizi) si può ipotizzare, in generale, una circolazione idrica sotterranea associata alla presenza di una zona satura permanente o effimera alla loro base, al contatto con il substrato roccioso sottostante, avente bassa permeabilità secondaria; il suo livello piezometrico è strettamente connesso con l'andamento delle precipitazioni, essendo legato alle infiltrazioni delle acque attraverso i depositi superficiali nonché, eccezionalmente, alle perdite di subalveo dei colatori presenti nella zona.

Le acque meteoriche che si infiltrano nei depositi superficiali tendono, infatti, a produrre una circolazione idrica sotterranea che si sviluppa prevalentemente al contatto tra depositi incoerenti e substrato roccioso e con direzione di deflusso avente, indicativamente, all'incirca la stessa direzione del versante e con gradienti simili all'andamento della superficie topografica.

Tale porzione satura è presumibilmente più significativa nell'ambito dei depositi di copertura dove questi presentano maggior spessore e dove, inoltre, la possibile presenza di disomogeneità litologiche (livelli più sabbiosi alternati a livelli più fini, meno permeabili) fa sì che in essi sia possibile l'esistenza di percorsi preferenziali e di livelli saturi "sospesi" anche al di sopra del livello piezometrico di base.

Assai probabile, inoltre, una circolazione idrica connessa con i sistemi di fratturazione più pervasivi localmente presenti nelle zone con substrato roccioso fratturato, a costituire un acquifero alimentato dall'infiltrazione diretta attraverso le stesse fratture e dalla percolazione attraverso i detriti superficiali durante i periodi di pioggia.

Localmente, si può avere l'emergenza del livello saturo a dare sorgenti "di contatto", al passaggio tra depositi superficiali e substrato roccioso compatto sottostante, o sorgenti per "soglia di permeabilità", quando legate a differenze di permeabilità nell'ambito dei depositi detritici (siano essi di natura alluvionale torrentizia o glaciale).

Nell'intorno del tratto di strada dissestata non sono state comunque osservate emergenze di acque sotterranee.



4. CARATTERISTICHE DEL DISSESTO E CONDIZIONI DI PERICOLOSITÀ E RISCHIO IN ATTO

Il dissesto in oggetto è stato causato da uno scivolamento traslativo superficiale del terreno (*soil slip*) in corrispondenza del pendio immediatamente a valle del piano viario, su di un tratto di circa una dozzina di metri di sviluppo, verosimilmente innescato dall'infiltrazione delle acque meteoriche, qui concentratesi a causa della pendenza rivolte verso l'esterno della sede carrabile.

Il movimento franoso ha quindi direttamente coinvolto il ciglio lungo il margine esterno della piattaforma stradale, con un marcato ribassamento dei terreni (sino ad un metro nella porzione centrale), provocando il cedimento dei settori adiacenti della stessa carreggiata (cfr. foto 5).



Foto 5
Particolare del tratto della strada comunale dissestato.

Allo stato attuale la vulnerabilità del tratto di strada comunale in oggetto appare elevata a causa del probabile rischio di riattivazione, in caso di ulteriori precipitazioni piovose, con dilavamento degli stessi terreni sottostanti la strada in corrispondenza del fronte messo a giorno dal descritto dissesto, con innesco di un nuovo scivolamento superficiale, con anche possibile arretramento del ciglio di distacco; si osservi come analoghe condizioni predisponenti il verificarsi di simili fenomeni siano riconoscibili anche nel tratto di strada immediatamente precedente (est).

Ne consegue, quindi, la necessità di intervenire al fine di ripristinare, attraverso la formazione di un adeguata opera di sostegno della piattaforma stradale (e la regimazione delle acque superficiali lungo il medesimo tratto di viabilità), sufficienti condizioni di stabilità complessiva dello stesso insieme opera-terreno, ad evitare ulteriori destabilizzazioni e poter così consentire nuovamente la percorribilità in sicurezza dello stesso segmento viario.



5. PROPOSTA PROGETTUALE

Al fine di poter ripristinare il tratto di strada comunale coinvolto nello scivolamento superficiale verificatosi lungo il sottostante pendio di sottoscarpa, si propone la formazione di un muro di sostegno in blocchi da scogliera cementati, adeguatamente dimensionato.

Più specificatamente, il nuovo manufatto di contenimento si svilupperà, a scendere dallo spiazzo sterrato antistante l'ingresso carraio all'abitazione presente appena a est, per un tratto di circa 39 metri di lunghezza (oltre ad un ulteriore segmento di 3,60 m di lunghezza di raccordo con la strada esistente all'estremità occidentale), con larghezza in testa di 0,80 m, e che sarà impostata a quote differenti, a "scalare" in accordo con la pendenza del piano stradale, cosicché si avranno altezze massime del paramento fuori terra dell'ordine dei 2,00 m, degradante verso ovest sino a ridursi ad 85 cm (cfr. tavola n.7: "prospetto a valle muro in progetto").

Alla sommità della scogliera sarà predisposto un banchettone in cls di sezione 20x60 cm, su cui saranno infissi i montanti della nuova barriera di protezione, e si procederà con il ritombamento della scogliera con riempimento degli scavi a tergo.

Ad illustrazione di quanto sopra, si riportano, di seguito, alcuni estratti degli elaborati di progetto, cui comunque si rimanda per un maggior dettaglio.

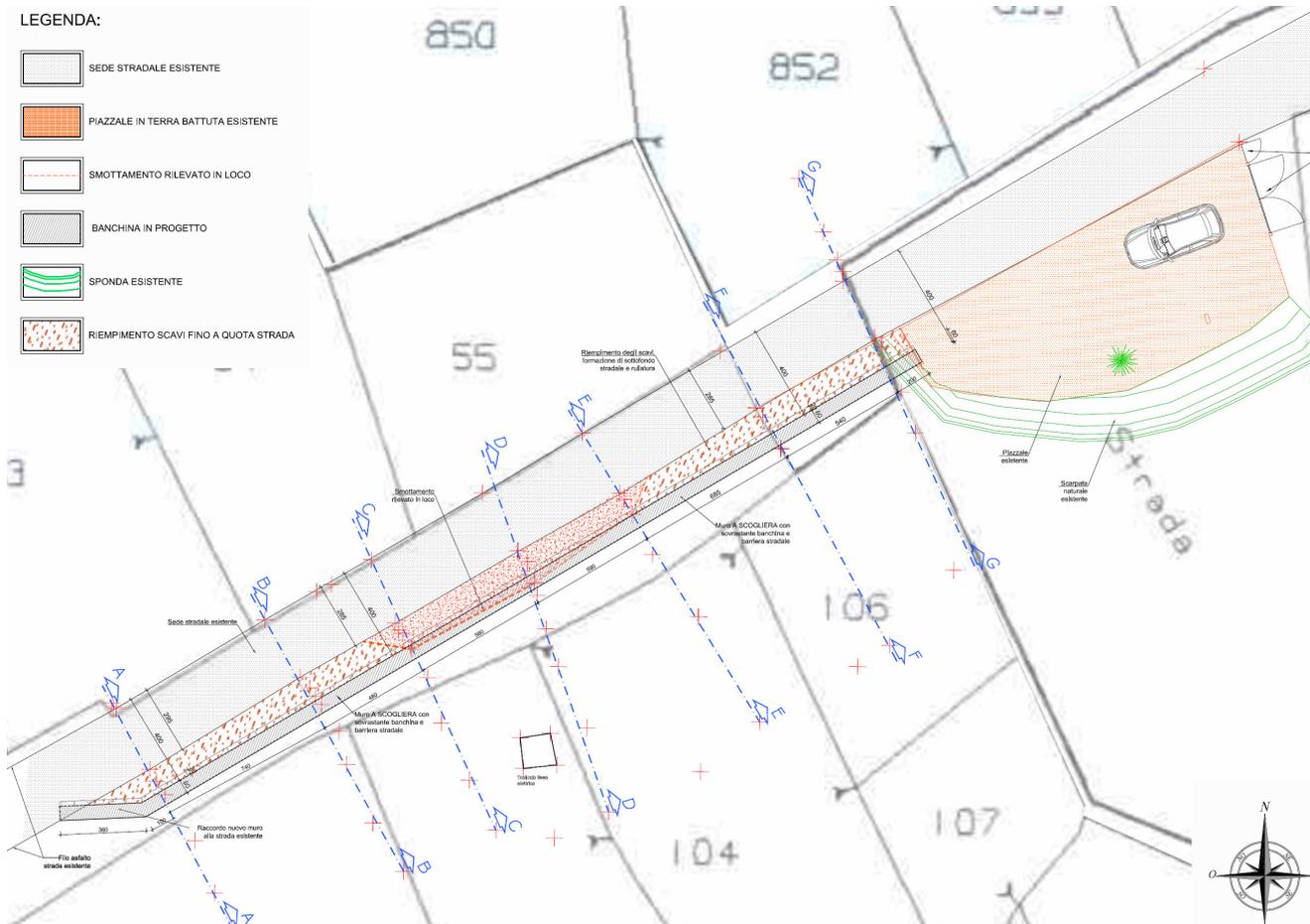


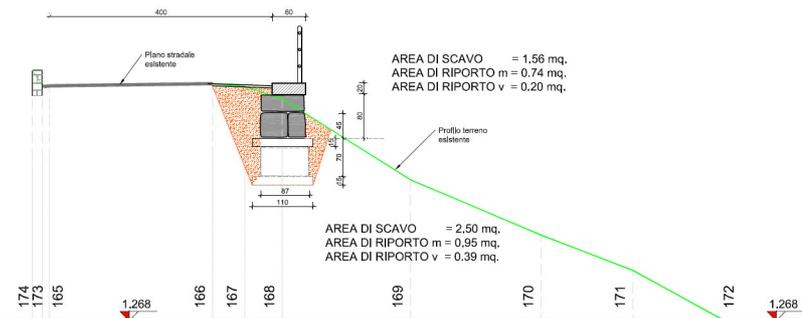
Figura 4



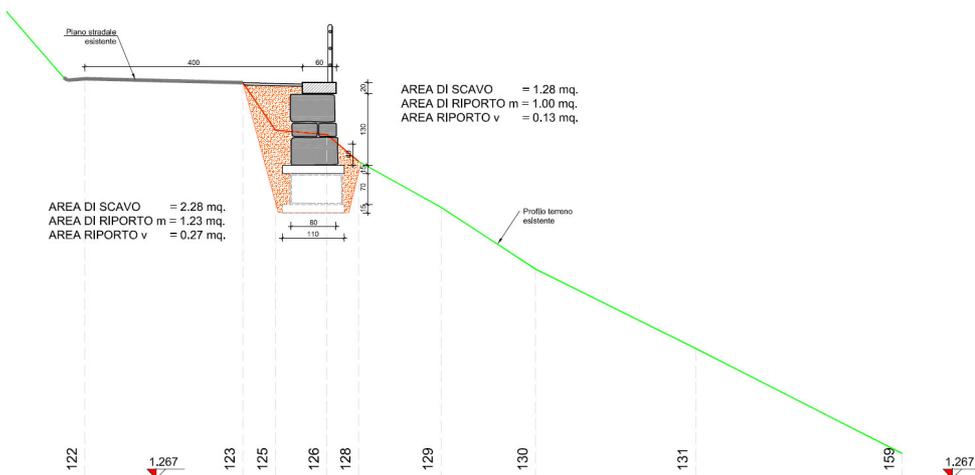
COMUNE DI DRUOGNO

Realizzazione tratto di muro di sostegno della strada comunale ubicata in frazione Coimo a seguito evento franoso

SEZIONE A-A



SEZIONE D-D



SEZIONE G-G

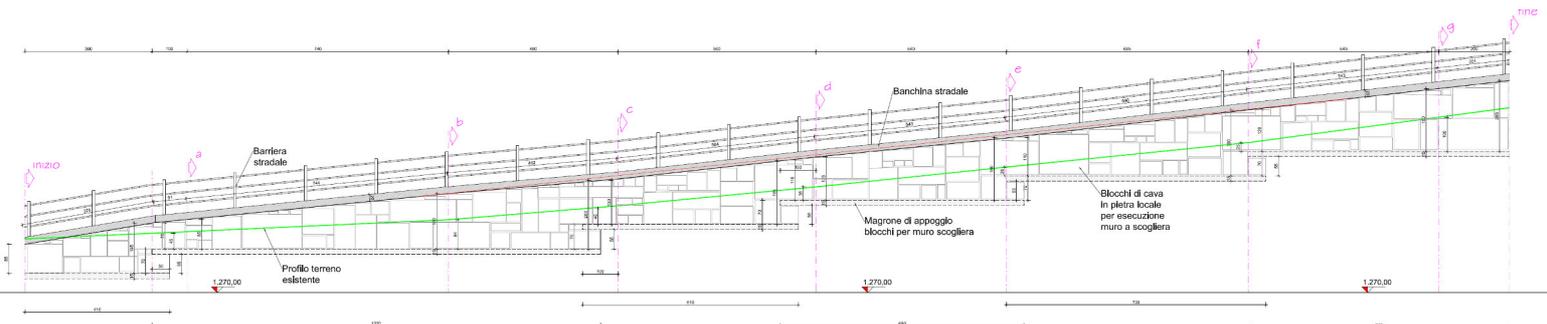
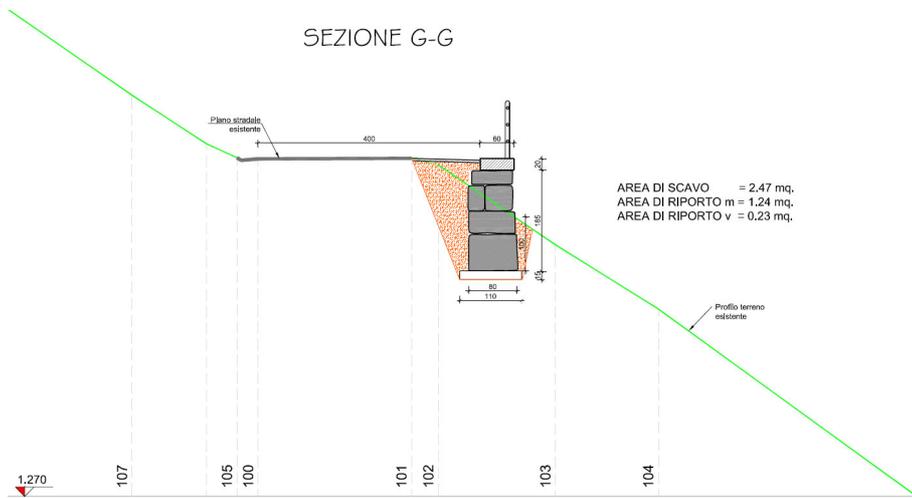


Figura 5

**Stralci da Tavola n.6: "Sezioni stradali in progetto"; sezioni A-A, D-D, G-G e da Tavola n.7: "prospetto a valle muro in progetto (a cura Geom. Massimo Belloni).
Studio GeA Geologi Associati - Dott. Geol. Roberto Michetti**



6. CARATTERIZZAZIONE RAPPRESENTATIVA GEOTECNICA DEI TERRENI

Il piano di imposta fondazionale della prevista scogliera a sostegno della carreggiata comunale di Via Interpodereale, così come da progetto, date le descritte condizioni geologico-geomorfologiche, interesserà, oltre alla coltre detritico-eluviale più superficiale, antichi depositi di origine alluvionale torrentizia, almeno in parte superficialmente rimaneggiati e/o riportati in relazione ai passati modellamenti e utilizzi antropici dell'area, quantomeno nel settore più a monte (est) nei pressi dello slargo sterrato di accesso alla vicina abitazione privata.

Trattasi, come già accennato (cfr. capitolo 3.1.) di sedimenti prevalentemente sabbioso-ghiaiosi, con frazione limosa ridotta, e con elevata percentuale di clasti da subangolosi a subarrotondati, eterometrici, poligenici, con grado di addensamento da medio a elevato, tra l'altro qui osservabili nello "spaccato" venutosi a creare al di sotto della pavimentazione stradale nel tratto interessato dal movimento franoso (cfr. foto 6).



Foto 6
Particolare dello "spaccato" nei depositi di copertura osservabile al di sotto del piano strada in corrispondenza del movimento franoso.

Per tali terreni, sulla base delle risultanze di precedenti indagini condotte in contesti simili, oltre che dei dati di letteratura, è possibile fornire la seguente caratterizzazione geotecnica rappresentativa:

- angolo di resistenza al taglio: $\varphi = 33^{\circ} \div 38^{\circ}$
- coesione: $C_u = 0,0 \div 0,2 \text{ kg/cm}^2$
- porosità: $n = 30\% \div 35\%$
- peso specifico: $\gamma_g = 2,65 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno asciutto: $\gamma_a = 1,72 \div 1,85 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno saturo: $\gamma_s = 2,07 \div 2,15 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno immerso: $\gamma_i = 1,07 \div 1,15 \text{ t/m}^3$

Tabella 1 - Parametrizzazione geotecnica rappresentativa di depositi alluvionali torrentizi antichi, terrazzati, quali quelli che caratterizzano l'area di progetto.



Tuttavia, tali caratteristiche possono risultare localmente più scadenti in relazione a una certa variabilità sia orizzontale che verticale che può riscontrarsi anche in spazi limitati, con passaggi spesso sfumati tra differenti litologie; in particolare, il peggioramento delle caratteristiche avviene con l'aumento della frazione fine e dell'eventuale contenuto in acqua del deposito e con la diminuzione della compattazione dello stesso.

Pertanto, pur ipotizzando per la circoscritta area di previsto intervento una situazione omogenea, converrà in ogni caso procedere con una verifica in corso d'opera della effettiva natura dei terreni interessati dalla formazione del nuovo muro di sostegno, sia in relazione all'eventuale presenza di terreni più fini (es.: lenti o livelli di sabbie fini sciolte o sabbie limose) sia di terreni rimaneggiati e/o riportati connessi con i passati utilizzi e/o modellamenti della stessa porzione di versante, oltre che con la formazione del rilevato stradale, non caratterizzati da idonea composizione, granulometria e grado di compattazione.

Questi ultimi, infatti, avendo proprietà geotecniche mediamente insufficienti (così come la coltre detritico-eluviale più superficiale e l'eventuale porzione alterata dei depositi naturali sottostanti) andranno comunque esclusi come possibili terreni di posa di strutture fondazionali.

7. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

Le N.T.C. di cui al D.M. 17.01.2018 (N.T.C. 2018) impongono, come per le precedenti N.T.C. di cui al D.M. 14.01.2008 (N.T.C. 2008), che per la progettazione geotecnica le verifiche strutturali siano condotte utilizzando per i valori geotecnici dei terreni i cosiddetti *valori caratteristici*, da intendersi come una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato e che, come ora precisato dalle N.T.C.2018 (cfr. capitolo 6.2.2), deve essere dedotta dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Al proposito, le stesse N.T.C. 2018 stabiliscono anche che 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 su preesistenti indagini e prove documentate (fermo restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali).



In effetti, dal punto di vista geotecnico, l'area di intervento, in base ai rilievi condotti ed ai dati disponibili, può essere ricondotta ad un ambito conosciuto, e quanto in progetto presenterà interazioni opera-terreno di normale rilevanza; ciò assunto, nella Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.7 del 21.01.2019, relativa alle istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018, viene al proposito riportato come nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, mentre valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (es.: fronti di scavo di modesta ampiezza, portata di base di un palo, plinti e travi non collegati), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

In base a tali considerazioni, nel caso in oggetto, scartato l'approccio probabilistico in assenza di dati sperimentali, si è ritenuto comunque ragionevole proporre, come parametri geotecnici caratteristici dei depositi di origine alluvionale, i valori medi dei *ranges* indicati al precedente capitolo e di seguito riassunti, specificando che si è considerata una coesione comunque nulla, trattandosi di un parametro che può venire ridotto da infiltrazioni d'acqua e, quindi, costituire un contributo solo apparente alla effettiva capacità portante dei terreni:

	ϕ' (°)	c' (Kg/cm ²)	γ_a (t/m ³)
Terreni prevalentemente costituiti da clasti eterometrici, poligenici, subarrotondati, con sabbie e ghiaie, anche grossolane, compatti.	35	0,0	1,80

Tabella n.2

Parametri geotecnici caratteristici proposti per i depositi alluvionali torrentizi antichi, terrazzati, presenti nell'area in esame.



8. AZIONE SISMICA

L'introduzione della classificazione sismica del territorio nazionale di cui all'O.P.C.M. n.3274/2003 e s.m.i., ha portato alla suddivisione dello stesso in 4 "zone sismiche" contraddistinte da un diverso valore del parametro a_g , definito come "accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A" ed espresso come frazione dell'accelerazione di gravità g ; in particolare (cfr. D.G.R. n.11-13058 del 19/01/2010) il Comune di Druogno è posto in "Zona 3" ($0,15g > a_g \geq 0,05 g$).

In tale quadro, per le verifiche strutturali con il metodo agli stati limite di cui alle Norme tecniche per le Costruzioni oggetto del D.M. 17.01.2018, occorrerà tenere in conto degli effetti connessi con l'azione sismica secondo i criteri riportati nelle stesse N.T.C..

Il principale fattore introdotto dalla suddetta normativa è rappresentato dalla valutazione delle azioni sismiche di progetto a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la "risposta sismica locale", e che riguarda, in sintesi, il concetto di amplificazione locale del fenomeno (effetti di sito), cioè dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie che dipendono, in sostanza, dalla diversa rigidità del sottosuolo in funzione delle proprietà dei terreni, e dalle pendenze nel caso di pendii (amplificazione topografica), e la cui valutazione è possibile attraverso specifiche analisi.

In alternativa, quando le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle N.T.C.2018 si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali, ad esempio, le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (1)$$

con:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.



Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.

Per depositi con profondità H del substrato sismico superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In sintesi, le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella citata Tabella 3.2.II delle N.T.C.'18 di seguito riprodotta (cfr. figura 6):

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 6 - Estratto da N.T.C.'18, capitolo 3.2.2.: Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

8.1. PROSPEZIONE GEOFISICA MEDIANTE PROVE MASW PER L'INDIVIDUAZIONE DELLA VELOCITÀ EQUIVALENTE $V_{S,eq}$

In data 02 aprile 2019 è stata eseguita dalla APPLI s.a.s. di Velicogna Alberto e C., di Seriate (BG), un'indagine geofisica costituita da una prova MASW (*Multichannel Analysis Surface Waves*), con lo scopo di ottenere l'andamento delle velocità delle onde di taglio V_S in funzione della profondità, dal quale ricavare il parametro $V_{S,eq}$.

La prova è stata condotta a bordo strada, sul lato di monte, parallelamente al tratto interessato alla formazione del nuovo muro di contenimento, con stesura, quindi, della linea geofonica secondo un allineamento pressochè NE-SO (cfr. figura 7 e foto 7 e 8).



Figura 7 – schematica localizzazione dello stendimento Masw su foto aerea (fonte: Google earth).



← Foto 7 e foto 8 ↑ - Panoramica da nord est e da sud ovest dello stendimento MASW lungo il bordo stradale all'altezza del tratto oggetto di intervento.

8.1.1. GENERALITÀ DELLA PROCEDURA MASW

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_S) deriva, in sintesi, da un processo comprendente tre passi successivi:

1. acquisizione di un treno d'onde superficiali a banda larga (*ground roll*) prodotte mediante energizzazione del terreno (tramite ad esempio "fucile" sismico), con minimizzazione del rumore;
2. costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_S .

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- a. acquisizione dei dati di campo (registrazione sismogramma);
- b. estrazione della curva di dispersione;
- c. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_S (profilo 1-D) che descrive la variazione di V_S con la profondità.

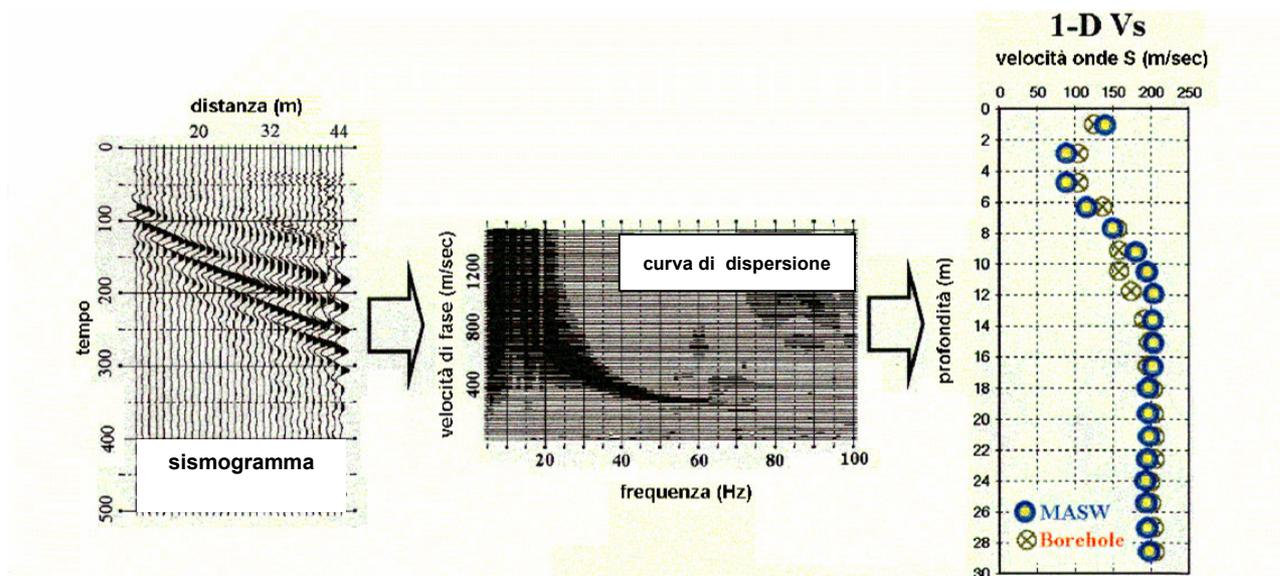


Figura 8 - Sintesi procedura MASW.

8.1.2. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

La strumentazione utilizzata si compone di: unità di acquisizione dati, apparato di ricezione e apparato di energizzazione.



← Unità di acquisizione dati

È stato utilizzato un sismografo PASI consistente di una strumentazione elettronica multicanale, a bassissimo rumore interno, ad alta velocità di campionamento, dotata di supporto magnetico per la registrazione dei dati ottenuti dopo opportuna amplificazione filtraggio e conversione analogico/digitale, per la registrazione simultanea degli impulsi sismici rilevati dai geofoni.

Il collegamento del sismografo ad un PC portatile attrezzato di apposito software, ha consentito di visualizzare il sismogramma direttamente in campo, per poter valutare la qualità del segnale registrato.



← Apparato di ricezione

Per registrare le vibrazioni del terreno sono stati utilizzati geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile a bassa frequenza, che consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno; questi ricevitori sono stati collegati al sismografo tramite appositi cavi multipolari.



← Apparato di energizzazione

Per generare le onde sismiche è stata utilizzata un'apposita mazza battente, il cui impulso sulla piastra di battitura è stato immediatamente trasmesso al sismografo attraverso il geofono starter, per consentire una registrazione sincronizzata al tempo 0.

La base sismica è stata costituita da uno stendimento formato da un cavo multipolare cui sono stati collegati i geofoni a bassa frequenza per una linea complessiva di 50 m; attraverso 12 geofoni (ricevitori) allineati lungo lo stendimento con "passo" 4 metri, sono stati rilevati gli impulsi sismici generati artificialmente dalla sorgente di energia costituita dalla mazza; mediante il sismografo registratore le sollecitazioni sismiche sono state quindi trasformate in impulsi elettrici, amplificati e decodificati dallo stesso sismografo.

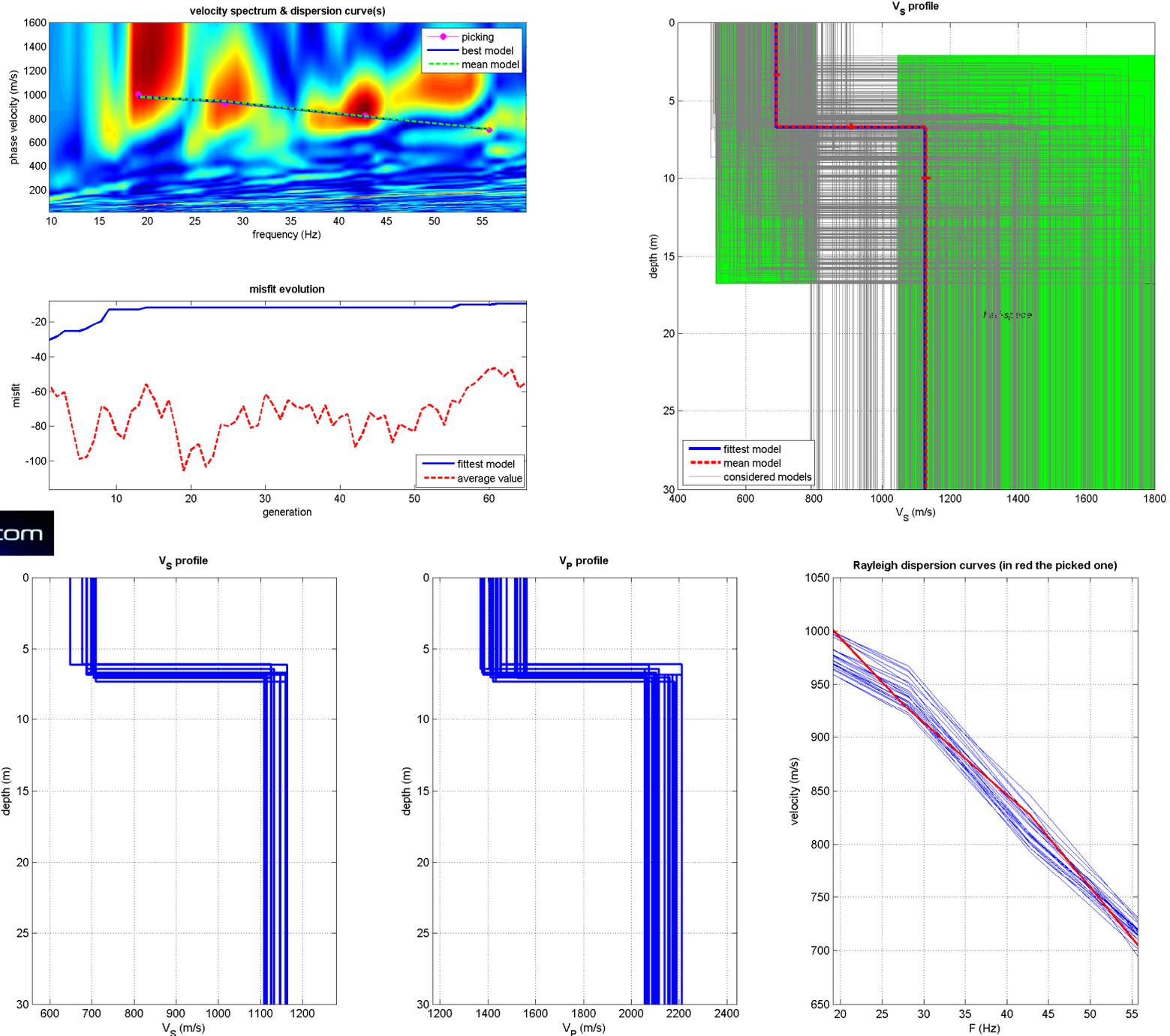
8.1.3. RISULTATI DELLA PROVA MASW: CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

L'acquisizione di dati è avvenuta dopo le opportune verifiche di corretto funzionamento della strumentazione e del circuito di *time-break* (tempo 0); per controllare la qualità dei dati acquisiti ciascuna energizzazione è stata seguita da una visualizzazione in campo, sul display dell'unità di acquisizione, del relativo sismogramma.

L'elaborazione dei dati sismici, mediante modello matematico supportato da procedure iterative, che consente di massimizzare la risoluzione e il dettaglio di ricostruzione del profilo delle velocità V_S attribuito al terreno in esame, è stata effettuata dalla medesima società che ha eseguito la prova geofisica.

Nella figura 9 sono riportati i risultati della prova MASW eseguita nell'area indagata.

Sono riportati, in particolare, lo spettro delle velocità, cioè la distribuzione delle velocità in funzione delle frequenze, e la variazione della velocità V_S in funzione della profondità.

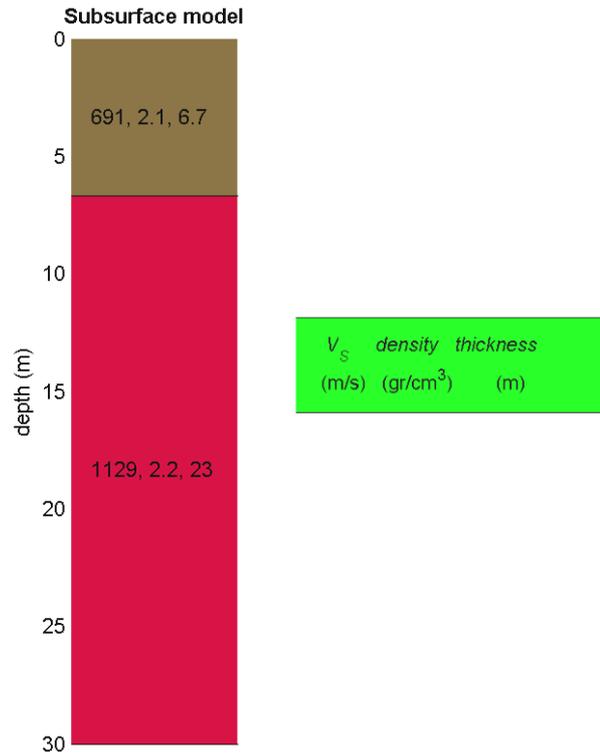


www.winmasw.com

Figura 9 - Andamento delle velocità V_s con la profondità.



In sintesi, come schematicamente qui a lato illustrato, la prova ha individuato un primo strato di spessore $h = 6,7$ m con velocità $V_s = 691$ m/s, cui segue fino ai 30 metri, un secondo strato con velocità $V_s = 1129$ m/s, da intendersi quindi come "substrato sismico", ossia formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.



Dall'espressione (1), assumendo pertanto $H = 6,7$ m, è possibile calcolare la velocità $V_{s,eq}$ per il volume significativo sismico inteso come l'insieme degli strati di terreno sovrastanti il substrato sismico, ottenendo:

$$V_{s,eq} = \frac{6,7}{6,7/691} = 691 \text{ m/s}$$

Tale velocità corrisponde a quella di una categoria di sottosuolo di fondazione di **tipo B** (cfr. tabella figura 6).



8.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Anche rispetto alla topografia, per situazioni complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale; per configurazioni superficiali semplici, come il caso in questione, le stesse N.T.C. 2018 rimandano alla classificazione proposta nella seguente Tab. 3.2.III:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, 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 media $i > 30^\circ$

Figura 10 - Estratto da N.T.C.'18, capitolo 3.2.2.: Tabella 3.2.III – *Categorie topografiche*.

Posto che le categorie topografiche così definite 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, nello specifico, dato l'andamento dei profili del versante in cui si inserisce l'area di progetto, questa è riconducibile alla **categoria T2**: "pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ".

8.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il D.M. 17.01.2018 prevede, per ciascuna opera strutturale, una cosiddetta **Vita Nominale V_N** , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali; la vita nominale dei diversi tipi di costruzioni è quella riportata nella tabella sottostante:

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 11 - Estratto da N.T.C.'18, capitolo 2.4.1: Tabella 2.4.I – *Valori minimi della Vita Nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzioni*.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il medesimo D.M. indica una classificazione delle opere in quattro **Classi d'uso**:



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.

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 le 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 D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", 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.

Ad ogni classe d'uso corrisponde un **Coefficiente d'uso C_U** , definito, al variare della classe, secondo i seguenti valori:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 12 - Estratto da N.T.C.'18, capitolo 2.4.3.: Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U .

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **Periodo di Riferimento V_R** , che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, dalla Vita Nominale V_N e dalla Classe d'uso secondo la relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Nel caso in esame, ritenendo di poter ricondurre l'opera prevista ad una costruzione di tipo 2 e ad una classe d'uso II, ne derivano i seguenti valori:

$$V_N = 50 \text{ (Tipo di costruzione 2)} \quad C_U = 1,0 \text{ (Classe d'uso II)}$$

cui corrisponde:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$



8.4. MOTO SISMICO SUL PIANO DI FONDAZIONE

Stabilita la categoria di suolo e le condizioni topografiche, la definizione del moto sismico può avvenire definendo i parametri T_B , T_C e T_D dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_{Rr} come sopra definito, e funzione della classe d'uso della medesima costruzione (è ammesso, in alternativa, l'uso di accelerogrammi).

Le forme spettrali riferite alle tre componenti ortogonali in cui si può decomporre il moto, due orizzontali, eguali ed indipendenti, ed una verticale, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VRr} , sono valutabili a partire dai 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.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa ancora riferimento agli allegati A e B al Decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Gli stessi parametri a_g , F_0 , T^*_C per differenti valori del tempo di ritorno T_{Rr} , definiscono l'azione sismica per i punti del reticolo di riferimento, questi ultimi assunti in termini di latitudine e longitudine.

Il reticolo di riferimento su scala nazionale è pubblicato sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mette a sua volta a disposizione *on line* un software denominato "Spettri NTC" (versione 1.03) che consente la definizione degli spettri di risposta a partire dalle coordinate di un sito e dal calcolo dei relativi valori dei parametri sopra indicati.

Nel caso specifico, le coordinate U.T.M. (WGS84) del sito oggetto di intervento, sono all'incirca le seguenti:

◆ latitudine:46,131276 ◆ longitudine: 8,394601

Per tali coordinate, nell'ipotesi di una costruzione con vita nominale $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_U = 1$ da cui, come visto, $V_R = 50$ anni, il suddetto programma fornisce i seguenti valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite previsti dalle nuove N.T.C.:



STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T^*_C (s)
SLO	30	0,021	2,487	0,170
SLD	50	0,028	2,463	0,197
SLV	475	0,066	2,550	0,290
SLC	975	0,082	2,604	0,302

con (cfr. capitolo 3.2.1. del D.M. 14.01.2008):

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di Crollo

Tabella n.3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite.

Tali valori, a seconda del tipo di stato limite considerato, sono alla base delle espressioni utili alla ricostruzione delle ordinate dello spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali secondo le relative espressioni riportate nelle N.T.C. al capitolo 3.2.3.2.1. e seguenti del D.M. 17 gennaio 2018, da considerare nelle verifiche strutturali connesse con le opere in progetto.

Le medesime espressioni sono peraltro funzione del coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche in funzione dei parametri caratteristici che definiscono l'amplificazione stratigrafica (S_s e C_c) e quella topografica (ST).

Per le varie categorie di sottosuolo i valori di S_s e C_c assumono le seguenti espressioni (cap.3.2.3.2.1 D.M. '08):

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1	1
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 \bullet a_g/g \leq 1,20$	$1,10 (T^*_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \bullet a_g/g \leq 1,50$	$1,05 (T^*_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 \bullet a_g/g \leq 1,80$	$1,25 (T^*_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 \bullet a_g/g \leq 1,60$	$1,15 (T^*_C)^{-0,40}$

Tabella n.4 - Parametri caratteristici S_s e C_c per le diverse categorie di sottosuolo.

Nel caso specifico si ottiene:

STATO LIMITE	T_R (anni)	Categoria B	
		S_s	C_c
SLO	30	1,20	1,569
SLD	50	1,20	1,523
SLV	475	1,20	1,409
SLC	975	1,20	1,398

Tabella n.5

Valori dei parametri caratteristici S_s e C_c che definiscono l'amplificazione stratigrafica, per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite, nel caso di sottosuolo di categoria B come per il sito in esame.



Per tenere invece 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.V. del D.M.2 17.01.2018:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente 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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 13 - Estratto da N.T.C.'18, capitolo 3.2.3.: Tabella 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Assunto per il sito in esame una categoria topografica T2, andrà tenuto conto dell'amplificazione topografica in ragione di un coefficiente S_T che è definito da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta (dove, per la categoria T2, si ha un valore massimo $S_T = 1.2$) sino alla base (dove $S_T = 1$); in relazione al sito di intervento, assumendo per lo stesso un'altezza pari a $h = 790$ m s.l.m. ed un'altezza della culminazione retrostante (M.te Loccia di Paver) pari a $H=2126$ m s.l.m., si ottiene **$S_T=1,07$** .

8.5. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Le norme tecniche per la progettazione in condizioni sismiche prevedono la verifica della stabilità del sito in cui è ubicato un manufatto nei confronti della liquefazione, da intendersi come riferita ai fenomeni associati a perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche e che agiscono in condizioni non drenate.

Tuttavia, le medesime norme (cfr. capitolo 7.11.3.4.2 delle N.T.C.2018), riportano le circostanze in cui tale verifica può essere omessa; tra queste vi è il requisito per cui si abbiano "accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g".

Nel caso specifico, considerando a_g (g) riferito allo stato limite SLV, risulta:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,20 \cdot 1,07 \cdot 0,066 \text{ g} \cong 0,085 \text{ g} < 0,1 \text{ g}$$

cosicché si ritiene che la verifica possa essere omessa, ipotesi supportata anche dalla composizione prevalentemente ghiaioso-sabbiosa grossolana, con anche ciottoli, dei terreni presenti nell'ambito del sito di intervento, aspetto che, unitamente alle descritte condizioni idrogeologiche, contrasta con i fattori predisponenti alla liquefazione (i.e. terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, in condizioni non drenate).



9. ASPETTI ESECUTIVI

Pur partendo dal presupposto che, come già premesso, la validità delle ipotesi progettuali dovrà essere comunque controllata in corso d'opera, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni durante i lavori e adattando eventualmente le opere alle diverse situazioni riscontrate, vengono qui di seguito avanzate alcune raccomandazioni di progetto.

9.1. MOVIMENTI TERRA

Data l'attuale proposta progettuale, la formazione della nuova scogliera a sostegno del tratto di strada comunale dissestato, comporterà l'esecuzione di scavi con fronte di altezza massima attorno ai 2,0÷2,5 metri nell'ambito dei terreni costituenti l'attuale pendio di sottoscarpa (cfr. sezioni di progetto con calcolo movimenti terra).

In termini generali si sottolinea come l'esecuzione di tutti gli sbancamenti dovrà in ogni caso avvenire attraverso la creazione di pendenze di scavo adeguate, nel rispetto delle norme di sicurezza e per brevi periodi, limitando i movimenti di terreno allo stretto necessario e tenendo in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la stabilità dei fronti di scavo, nonché la regimazione delle acque che potrebbero interessare gli scavi stessi a seguito di precipitazioni durante la loro esecuzione (o in presenza di venute d'acqua o materiali imbibiti), adottando gli accorgimenti tecnici e provvisori necessari ad evitare il verificarsi di smottamenti, scoscendimenti, dilavamenti, erosioni e rotolamento di materiali a valle.

La logistica dell'area di previsto intervento è tale da consentire l'esecuzione di scavi a scarpa, tenendo comunque presente che la pendenza massima assumibile in termini di sicurezza è, a lungo termine, uguale a quella dell'angolo di attrito interno dei terreni presenti.

Nella maggior parte dei casi, infatti, scavi in terreni detritici di origine alluvionale torrentizia quali quelli presenti nell'area in oggetto, si autosostengono anche su pendenze vicine alla verticale soprattutto in virtù dell'attrito tra i clasti più grossolani e della pseudocoazione della frazione più fine (cfr. Foto 6); è però sufficiente la presenza di una lente sabbiosa o sabbioso-limoso sciolta o, peggio ancora, di una venuta d'acqua anche effimera in periodo piovoso, per produrre smottamenti in fase di scavo, qualora quest'ultimo non sia modellato su pendenze adeguate o preventivamente sostenuto e drenato.

Una valutazione speditiva dell'altezza critica H_c , intesa come altezza massima che può assumere uno scavo con profilo subverticale, in assenza di acqua, può essere condotta attraverso la seguente espressione:



$$H_c = 2c_u/\gamma$$

con:

c_u = coesione non drenata

γ = Peso di volume

assumendo per i depositi di ipotizzato ritrovamento un peso di volume pari a $1,8 \text{ t/m}^3$, quand'anche si consideri un valore di coesione a breve termine minimo pari a $0,2 \text{ Kg/cm}^2$, si ottiene un'altezza critica pari a:

$$H_c = 2 \cdot 2 \text{ t/m}^2 / 1,85 \text{ t/m}^3 \cong 2,2 \text{ m}$$

sempre purché in assenza di venute d'acqua e per brevi periodi; per profondità superiori ai due metri occorrerà assumere pendenze massime dell'ordine dei $55^\circ \div 60^\circ$ dall'orizzontale; andrà comunque evitato il dilavamento delle pareti di scavo ad opera di acque ruscellanti a seguito di forti piogge (ad esempio attraverso la posa di teli o la formazione di una cunetta lungo il ciglio, anche qualora gli scavi dovessero rimanere aperti per temporanei fermo-cantiere).

Qualora non fosse comunque possibile assumere angoli di scarpa sufficientemente sicuri, in relazione alla presenza di terreni con scadenti caratteristiche geotecniche e/o di acqua (nonché per la necessità di non coinvolgere ulteriormente la piattaforma stradale retrostante), sarà opportuno procedere mediante una tecnica di scavo a campioni di ampiezza limitata ($3 \div 4$ metri), con tempestiva realizzazione in ciascun settore delle nuove opere di sostegno definitive prima dello scavo del campione successivo.

In fase esecutiva andranno comunque adattate le metodologie di scavo e le caratteristiche geometriche degli scavi alle eventuali diverse situazioni riscontrate, al fine di garantire, in primo luogo, la sicurezza operativa e, più in generale, la stabilità dell'insieme opera-terreno.

Per quanto concerne i riporti che andranno a ricostituire il sedime carrabile a tergo del nuovo manufatto di sostegno, questi potranno essere effettuati con i materiali provenienti dagli scavi stessi, escludendo eventuali frazioni a componente prevalentemente limosa, maggiormente compressibili; qualora si rendesse necessaria la messa in posto di altro materiale, occorrerà utilizzare terreno misto con granulometria ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbiosa (es.: misto granulare stabilizzato, in ogni caso con materiali di provenienza certificata), in tutti i casi adeguatamente rullati e compattati al fine di conferire una sufficiente stabilizzazione ai terreni che costituiranno il rilevato, ad evitare possibili successivi assestamenti differenziali del nuovo sedime carrabile (che sarà oggetto di una prossima riasfaltatura).



9.2. FONDAZIONI

Il progetto prevede la messa in posto dei blocchi che verranno a costituire la base della scogliera direttamente sui terreni alluvionali torrentizi di ipotizzato ritrovamento, configurandosi, di fatto, come un muro a gravità impostato su fondazioni dirette di tipo continuo; le considerazioni svolte ai punti precedenti circa il contesto litostratigrafico e geotecnico che caratterizza l'area di intervento, confermano la fattibilità di tale soluzione.

Il relativo piano di posa dovrà essere comunque realizzato entro terreni ghiaioso-sabbiosi sufficientemente compatti ed inalterati, previa totale asportazione di eventuali residui di coltre detritico-eluviale e/o del possibile livello d'alterazione più superficiale dei depositi, ed escludendo materiali rimaneggiati e/o riportati non caratterizzati da idonea composizione, granulometria e grado di compattazione connessi con la passata costruzione dell'attuale rilevato stradale e/o modellamento delle aree adiacenti.

Riguardo alla capacità portante di simili sedimenti, si sottolinea come il carico di rottura o capacità portante del terreno è rappresentato dal carico massimo per cui il terreno stesso, sollecitato da una particolare geometria di fondazione, entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Il carico di rottura o carico limite non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e della dimensione della superficie di carico.

Ciò detto, a titolo esemplificativo, si è proceduto ad una stima della capacità portante di fondazioni dirette facendo riferimento al metodo di *verifica agli stati limite*, seguendo le procedure previste dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

Per stato limite si intende, in sostanza, il superamento della condizione per la quale l'opera non soddisfa più alle esigenze per le quali è stata progettata; in particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (cedimenti, fessurazioni, ecc.);

cui si aggiungono, in generale, sicurezza antincendio, durabilità e robustezza (cfr. capitolo 2.1.N.T.C.'18).



Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che compongono la struttura (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d) con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza (es. resistenza fornita dal terreno), attraverso l'espressione: $X_d = X_k / \gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , attraverso l'espressione $F_d = \gamma_F F_k$, essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE), invece, deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato C_d (es. cedimento ammissibile) con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d (es.: cedimento), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

Per fondazioni superficiali gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere condotte sia dal punto di vista geotecnico (GEO: stato limite di resistenza del terreno) che strutturale (STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione), adottando l'approccio progettuale denominato "Approccio 2", in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e per la resistenza globale (γ_R) riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni ed i parametri geotecnici, e nella tabella 6.5.I e 7.11.III (in condizioni sismiche) per le resistenze globali nel caso di muri di sostegno, di seguito riprodotte:



Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Figura 14 - Estratto da N.T.C.'18, tabella 6.2.I (capitolo 6.2.4.1.1), tabella 6.2.II (capitolo 6.2.4.1.2), tabella 6.5.I (capitolo 6.5.3.1.1), tabella 7.11.III (capitolo 7.11.6.2.2).

In particolare, con l'approccio 2 si applica la combinazione di calcolo **(A1+M1+R3)**.

Nel merito, una vera e propria verifica di tipo SLU, presuppone la conoscenza delle azioni (carichi permanenti, carichi accidentali, azione sismica, ecc.), della effettiva geometria prevista per le fondazioni, dell'eccentricità delle stesse, nonché dell'eventuale inclinazioni dei carichi.



Fatte tali premesse, è possibile peraltro proporre una stima predimensionale della capacità portante limite Q_{lim} dei terreni in questione secondo l'approccio sopra riportato, così da consentire allo strutturista di verificare, una volta stabiliti i carichi agenti nelle diverse situazioni, la sussistenza della condizione: $R_d \geq E_d$.

Allo scopo si può partire dalla seguente formula di Brinch - Hansen (1970), con l'aggiunta anche dei fattori correttivi z_c, z_q, z_γ , da utilizzarsi per tener conto delle condizioni sismiche:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q \quad (2)$$

dove:

B = larghezza della fondazione

C = coesione

D = profondità di incasso

γ = peso di volume

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione

d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione

g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna

z_c, z_q, z_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'azione sismica

Come indicato al precedente capitolo 7, per i terreni detritico-alluvionali di prevista imposta fondazionale, si è proposto di assumere, quali parametri geotecnici caratteristici, i seguenti valori:

- angolo di resistenza al taglio caratteristico: $\phi'_k = 35^\circ$
- coesione caratteristica: $c_k = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$
- peso di volume caratteristico: $\gamma_k = 1,80 \text{ t/m}^3$

dove, come già sottolineato, si è comunque considerato che si tratti di terreni praticamente privi di coesione efficace ($c = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$), trattandosi di un parametro che può venire ridotto da infiltrazioni d'acqua e, quindi, costituire un contributo solo apparente alla effettiva capacità portante dei terreni stessi, cosicché la (2) assume la seguente espressione semplificata:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$$

Ipotizzando un carico centrato verticale (senza carichi inclinati, $i_\gamma, i_q = 1$), con un piano di posa orizzontale (da cui $b_\gamma, b_q = 1$), la medesima formula si semplifica ulteriormente:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot z_q$$

con:

$$z_\gamma = (1 - K_h / \text{tg } \phi)^{0.35} \text{ dove } K_h = S \cdot a_g / g \text{ (Paolucci e Pecker, 1997)}$$



Nell'ipotesi esemplificativa di una fondazione continua di larghezza $B=0,80$ m (come la larghezza della base della scogliera indicata in progetto, escluso il sottofondo in magrone), impostata nell'ambito di un pendio cui è attribuibile una inclinazione mediamente attorno ai 30° , considerando un incasso mediamente pari almeno a $D = 0,70$ m (condizione che andrà effettivamente realizzata in corso d'opera curando il ritombamento ed il costipamento dei terreni attorno alle fondazioni), di seguito si riportano gli esiti delle valutazioni condotte introducendo i parametri geotecnici di progetto, derivati applicando ai valori caratteristici proposti per i terreni di fondazione i coefficienti di riduzione parziale previsti dalla combinazione di calcolo assunta (approccio 2), nel caso di una lunghezza tipo dei tratti di scogliera impostati a scalare a quote differenti, pari a $L = 7,0$ m.

Approccio 2 (A1+M1+R3)

In tale combinazione i coefficienti parziali per i parametri geotecnici M1 sono pari a 1, cosicché si considera:

· angolo di resistenza al taglio di progetto: $\varphi'_d = \varphi'_k / \gamma_M = \varphi'_k / 1 = 35^\circ$

· peso di volume di progetto: $\gamma'_d = \gamma'_k / \gamma_M = \gamma'_k / 1 = 1.8 \text{ t/m}^3$

poiché per $\varphi'_d = 35^\circ$ si ha $N_\gamma = 48,03$ e $N_q = 33,30$ (Vesic, 1975), e introducendo i coefficienti parziali per le resistenze pari a $R3=1,4$ ed $R3=1,2$ in condizioni sismiche, previste per la verifica alla capacità portante di fondazioni di muri di sostegno (cfr.: figura 14, tabella 6.5.I e tabella 7.11.III), si ottiene:

B (m)	L (m)	D (m)	s_{γ}, s_q	d_q	g_{γ}, g_q	Capacità portante limite $Q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ $R3 = 1,4$	z_{γ}, z_q	Capacità portante limite in condizioni sismiche $Q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ $R3 = 1,2$
0,80	7,00	0,70	1,04	1,22	0,18	11,5	0,956	12,8

Tabella n.6

Valori di capacità portante limite su terreni detritico-alluvionali per una fondazione continua di larghezza B, lunghezza L ed incasso D di un muro di sostegno, secondo l'approccio 2 di cui alle N.T.C.'18.

Si ribadisce, in ogni caso, come tali valutazioni (oltre che confermate nelle ipotesi geotecniche al contorno qui assunte rispetto alla natura dei terreni di fondazione) dovranno essere verificate da parte del progettista una volta definita l'effettiva entità delle azioni di progetto, elemento che consentirà, inoltre, di eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio, individuando il cedimento ammissibile.

A riguardo, una stima di eventuali assestamenti, pur non disponendo di dati analitici derivati da specifiche prove di laboratorio, può essere in prima battuta ottenuta facendo riferimento al grafico illustrato in figura 15, in cui i possibili cedimenti, nel caso di fondazioni di larghezza B (m), vengono espressi in mm per Kg/cm^2 di carico in funzione del numero di "colpi piede" (N_{spt}) di prove penetrometriche standard attribuibile ai terreni di fondazione (Burland et alii, 1977).



Nel caso di depositi detritico-alluvionali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi grossolani, addensati, per i quali si può presupporre un valore di N_{spt} quantomeno compreso tra 10 e 30, per una fondazione di larghezza pari, ad esempio, a $B = 0,8$ m, si avrebbe un cedimento attorno ai $5 \div 6$ mm per Kg/cm^2 di carico.

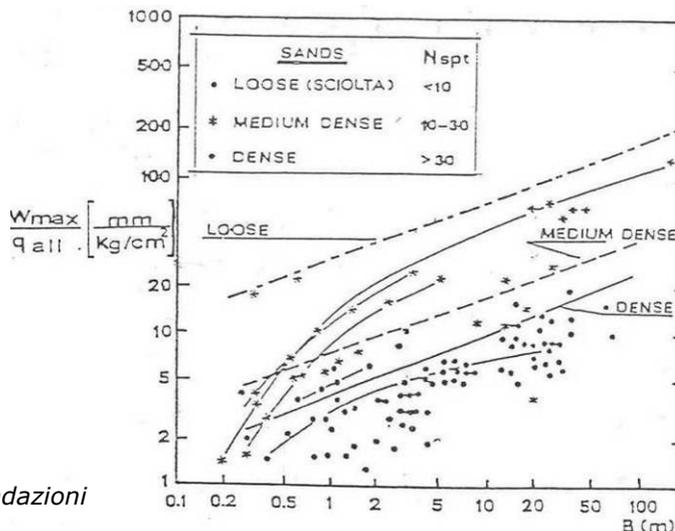


Figura 15
Stima dei cedimenti in funzione di N_{spt} per fondazioni dirette di larghezza B (Burland et alii, 1977).

Più in generale, tenuto conto dell'elasticità tipica di strutture quali la scogliera in pietrame in progetto e della natura prevalentemente non coesiva ipotizzata per i terreni interessati dalle fondazioni, è ipotizzabile che eventuali cedimenti, ancorchè minimi, saranno per lo più di natura istantanea e si manifesteranno conseguentemente in corso d'opera, con un contestuale assestamento dei blocchi posati.

Tuttavia, è noto che, a parità di pressioni di esercizio, i cedimenti sono più elevati nel caso di fondazioni larghe, in quanto risulta maggiore lo spessore di terreno assoggettato alle pressioni indotte dall'opera; sarà quindi opportuno, contenere i carichi ammissibili per le fondazioni di maggior larghezza, nell'eventualità di fondazioni di diversa impronta connesse tra loro, su terreni incoerenti, per evitare cedimenti differenziali, ancorchè minimi.

9.3. SPINTA DELLE TERRE

Sempre in termini di stabilità della nuova struttura, il manufatto di sostegno dovrà in ogni caso essere adeguatamente dimensionato in relazione ai carichi in gioco, riconducibili, in sostanza, alle spinte dei terreni che verranno riportati a tergo dello stesso, per la ricostituzione del piano stradale, e ai sovraccarichi rappresentati dal transito e/o sosta veicolare.



A riguardo, di seguito si è proceduto con una valutazione circa le spinte esercitate su di un muro di contenimento di altezza fuori terra pari a 2,00 metri, all'incirca equivalente all'altezza massima in elevazione prevista per la scogliera nel settore più verso monte (nord est), nell'ipotesi di terreni a tergo ben drenati, con peso di volume pari a 1.80 t/m³, angolo di attrito uguale a 35° (assumendo che per il ritombamento a tergo del nuovo muro vengano impiegati terreni con buone caratteristiche geotecniche, adeguatamente compattati).

Operando sempre secondo le procedure previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018, con riferimento, quindi, all'approccio 2 (A1+M1+R3), la spinta attiva può essere calcolata attraverso la seguente formula di Rankine:

$$Pa = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot Ka + q \cdot H \cdot Ka$$

con:

γ = peso di volume del terreno

H = altezza dell'opera di sostegno

$K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$

dove β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (qui pari a 0,38)

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S_s \cdot S_T \cdot a_g$

q = sovraccarico (transito/sosta veicolare, assunto pari a 0,5 t/m²)

Ka = coefficiente di spinta attiva (Mononobe-Okabe) =

$$\frac{\sin^2(\alpha + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \theta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

con:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte

α = angolo del paramento di monte

δ = angolo di attrito terreno-opera di sostegno assunto pari a 2/3 ϕ

$\theta = \arctan(k_h / (1 \pm K_v))$ dove $K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$

L'elaborazione sviluppata, come sopra accennato, secondo i criteri di cui all'approccio 2, in condizioni sismiche, porta ai seguenti risultati:

H (m)	α (°)	ϕ (°)	δ (°)	γ (t/m ³)	k_h (-)	k_v (-)	θ (°)	β (°)	q (t/m ²)	K_a (-)	S_h (t/m)	S_v (t/m)	P_a (t/m)
2,00	90	35	23	1,80	0,032	0,016	1,8040	0,0	0,5	0,262	1,122	0,484	1,222

Tabella n.7

Valori di spinta attiva Pa in condizioni sismiche per un muro di altezza H mediante l'approccio 2 di cui alle NTC'18.

Sulla base dei carichi di progetto e di tali indicazioni il progettista potrà procedere al definitivo dimensionamento ed alle necessarie verifiche strutturali della nuova opera di sostegno.



9.4. DRENAGGI

La messa in posto, come precedentemente accennato, a tergo della nuova scogliera, di terreno misto con granulometria ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbiosa per la ricostituzione del rilevato stradale, verrà a costituire un cuneo avente funzione drenante e di filtro rispetto alle frazioni più fini dei terreni retrostanti, andando ad intercettare eventuali acque interstiziali percolanti nel sottosuolo durante lunghi periodi piovosi; sarà opportuno, inoltre, realizzare anche fori drenanti nei paramenti in elevazione, sempre per garantire la dispersione delle eventuali sovrappressioni idrauliche indotte dalle acque di infiltrazione da tergo.

Tali prescrizioni siano vincolanti e dovrà essere sempre garantita la funzionalità dei drenaggi, pena la modifica sostanziale della stabilità a causa della formazione di pressioni idrostatiche a monte della nuova opera di sostegno (tale eventualità potrà essere considerata attraverso un dimensionamento della medesima struttura in cui si tenga conto del peso del terreno saturo).

Al contempo, un adeguato sottofondo in corrispondenza del tratto di carreggiata oggetto di futura riasfaltatura, garantirà il drenaggio delle acque interstiziali ed impedirà il verificarsi di risalite capillari che, con il gelo/disgelo in periodo invernale, potrebbero provocare rotture del manto bituminoso.

Infine, in relazione alle acque di scorrimento superficiale andrà, per quanto possibile, assegnato una minima contropendenza verso monte (nord) per tutto il tratto di previsto rifacimento del sedime stradale, così da favorire il deflusso delle stesse verso la cunetta esistente, ancorché qui appena accennata; in ogni caso, andrà evitato qualunque modellamento del terreno e della banchina stradale che possa determinare deflussi incontrollati lungo il pendio di valle e che potrebbero innescare fenomeni di erosione concentrata o anche scivolamenti superficiali quali il dissesto qui avvenuto.



10. GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO

I materiali di risulta derivanti dagli scavi che verranno eseguiti per la realizzazione dei previsti interventi dovranno essere gestiti nel rispetto dei disposti di cui al D.Lgs. 152/06 e s.m.i., ed in particolare secondo i disposti del D.P.R. n.120/2017, in vigore dal 22/08/2017.

Al proposito, in base al quadro normativo ad oggi vigente, si potranno trattare i volumi di terreno che si genereranno con gli sbancamenti secondo i seguenti scenari:

1. smaltimento in qualità di rifiuti;
2. reimpiego per rinterro diretto nel medesimo sito di escavazione ai sensi dell'art. 185 del D.Lgs. 152/06;
3. reimpiego come sottoprodotti ai sensi dell'art. 184bis del D. Lgs. 152/2006;

in tutti i casi nel rispetto dei disposti di cui al D.P.R. n.120 del 13.06.2017, a garanzia della tutela ambientale e della tracciabilità dei materiali movimentati.

Nello specifico, poiché è al momento previsto, per i materiali scavati, un loro reimpiego in sito per il ritombamento del nuovo muro di sostegno della strada comunale, dovrà esserne comunque accertata la relativa qualità ambientale, secondo le procedure di cui all'allegato 4 dello stesso D.P.R. n.120/2017, anche attraverso analisi chimiche.



11. CONCLUSIONI

A seguito delle valutazioni sopra riassunte, appare possibile ritenere che l'intervento per la realizzazione, così come da progetto, di un nuovo tratto di muro di sostegno della strada comunale ubicata in Frazione Coimo, coinvolto in uno scivolamento superficiale verificatosi nell'ambito dell'adiacente pendio di sottoscarpa, risulterà compatibile rispetto all'assetto idrogeomorfologico locale ed, anzi, se adeguatamente realizzato, necessario per la ricostituzione della piattaforma stradale al fine di permettere nuovamente un transito regolare in condizioni di sicurezza.

Tutte le operazioni connesse con la realizzazione di quanto in progetto dovranno in ogni caso essere eseguite a regola d'arte, nel rispetto delle norme di sicurezza, tenendo in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la generale stabilità dell'insieme opera-terreno, ivi compreso la viabilità esistente nonché lo stesso pendio a valle.

Verbania, aprile 2019

Roberto Michetti

Geologo