

COMUNE DI LOIANO

PROVINCIA DI BOLOGNA

DELIBERAZIONE

N. 91

COPIA

VERBALE DI DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE

OGGETTO: INTERVENTI URGENTI PER IL RIPRISTINO DELLA VIABILITA' COMUNALE
INTERROTTA PRIVA DI ALTERNATIVE - LOC MOLINELLI - VIA DELLA VALLE -
APPROVAZIONE PROGETTO

L'anno **2013**, addì **VENTIDUE** del mese di **OTTOBRE** alle ore **13:15** nella Casa Comunale.

Previa l'osservanza di tutte le formalità prescritte dalle vigenti disposizioni di legge e regolamentari, vennero oggi convocati a seduta i componenti della Giunta Comunale.

All'appello risultano presenti:

1) MAESTRAMI GIOVANNI	SINDACO	SI
2) GAMBERINI PAOLO	VICE SINDACO	SI
3) PUCCI LUCIA	ASSESSORE	SI
4) BALDASSARRI LUCA	ASSESSORE	NO
5) CARPANI PATRIZIA	ASSESSORE	SI

Partecipa il Segretario Comunale DOTT.SSA GIUSEPPINA CRISCI il quale provvede alla redazione del presente verbale.

Essendo legale il numero degli intervenuti, **GIOVANNI MAESTRAMI SINDACO** assume la presidenza e dichiara aperta la seduta per la trattazione dell'oggetto sopra indicato.

COMUNE DI LOIANO

PROVINCIA DI BOLOGNA

PARERI ESPRESSI SULLA PROPOSTA DI DELIBERAZIONE AI SENSI DELL'ART. 49 DEL
D.Lgs. 18.8.2000, N° 267

OGGETTO: INTERVENTI URGENTI PER IL RIPRISTINO DELLA VIABILITA' COMUNALE
INTERROTTA PRIVA DI ALTERNATIVE - LOC MOLINELLI - VIA DELLA VALLE -
APPROVAZIONE PROGETTO

PARERE IN ORDINE ALLA REGOLARITA' TECNICA DEL RESPONSABILE DI AREA

☒ Si esprime parere favorevole.

☐

Loiano, 22/10/2013

IL RESPONSABILE DI AREA
(f.to GAMBERINI EVA)

PARERE IN ORDINE ALLA REGOLARITA' CONTABILE DEL RESPONSABILE DEL SERVIZIO
FINANZIARIO

☒ Si esprime parere favorevole.

☐

Loiano, 22/10/2013

IL RESPONSABILE DEL SERVIZIO FINANZIARIO
(f.to ROSSETTI CINZIA)

OGGETTO:

**INTERVENTI URGENTI PER IL RIPRISTINO DELLA VIABILITA' COMUNALE
INTERROTTA PRIVA DI ALTERNATIVE - LOC MOLINELLI - VIA DELLA VALLE
- APPROVAZIONE PROGETTO**

LA GIUNTA COMUNALE

VISTO il Bilancio di Previsione esercizio finanziario 2013 approvato con delibera di Consiglio Comunale n. 26 del 21/05/2013 e s.m.i.;

VISTO il PEG 2013-2015 approvato con delibera di Giunta Comunale n. 44 del 21/05/2013 e s.m.i.;

RICHIAMATO il Regolamento Comunale di Contabilità;

PREMESSO CHE:

- a seguito delle avverse condizioni atmosferiche eccezionali verificatesi nel periodo tra marzo e maggio 2013 è emersa la necessità di eseguire interventi di messa in sicurezza della viabilità comunale;
- il Comune di Loiano ha inoltrato le schede degli interventi eseguiti, e da eseguire alla protezione civile;
- con deliberazione del Consiglio dei Ministri del 9/05/2013 è stato dichiarato lo stato di emergenza per gli eventi di cui sopra nei comuni del territorio della regione Emilia-Romagna;
- gli interventi da eseguire sono stati inseriti nel Piano dei primi interventi urgenti di Protezione Civile in conseguenza delle eccezionali avversità atmosferiche verificatesi nei mesi di marzo, aprile e maggio 2013 nei Comuni del territorio della Regione Emilia-Romagna
- gli interventi sono finanziati dalla Protezione Civile con ordinanza Capo Dipartimento di Protezione Civile n. 83 del 27 maggio 2013;
- ai sensi del comma 7 dell'art. 31 della L. n. 183/2011, le risorse provenienti dallo Stato e le relative spese di parte corrente ed in conto capitale sostenute per l'attuazione delle ordinanze emanate dal Presidente del consiglio dei Ministri a seguito di dichiarazione dello stato di emergenza sono escluse dai vincoli del Patto di Stabilità interno;

DATO ATTO che

- nell'elenco di cui al punto 7.1 dell' OCDPC 83/2013 sono inseriti al n. prog. 9 gli interventi urgenti per ripristino della viabilità comunale parzialmente interrotta, priva di alternativa - loc. Molinelli;
- con deliberazione di Giunta Comunale n 82 del 01.10.2013 è stata incaricata della progettazione l'Unione Montana Valli Savena Idice;

- in data 19.10.2013 al prot. 6809 è stato presentato il progetto esecutivo per gli "interventi urgenti per il ripristino della viabilità di via della Valle in loc. Molinelli", da parte dell'Unione Montana Valli Savena Idice;

VISTO il progetto "interventi urgenti per il ripristino della viabilità di via della Valle in loc. Molinelli" il cui quadro economico è così composto:

lavori soggetti a ribasso d'asta	€ 22.256,80
oneri per la sicurezza	€ 577,10
penetrometrie statiche	€ 603,60
totale soggetto a IVA 22%	€ 23.437,50
IVA	€ 5.156,25
Spese tecniche	€ 1.406,25
Totale generale	€ 30.000,00

DATO ATTO che la spesa di cui al presente atto trova copertura all'intervento 2080101 del bilancio di previsione, capitolo 28101/703 del PEG 2013;

RISCONTRATA la propria competenza, ai sensi del combinato disposto di cui agli artt. 42, comma 2, lett. f), 48, comma 2 e 175 del D. Lgs. n. 267/2000;

ACQUISITI sulla proposta di deliberazione i pareri favorevoli di regolarità tecnica e contabile, ai sensi dell'art. 49, comma 1 del D. Lgs. n. 267/2000;

CON VOTI favorevoli ed unanimi, resi in forma palese;

DELIBERA

1. di approvare il progetto esecutivo degli "interventi urgenti per il ripristino della viabilità di via della Valle in loc. "Molinelli" come sopra descritto;
2. di dare atto che le aree da occupare per l'esecuzione dell'opera evidenziate nell'allegato progetto sono:
 - F 15 mapp.li 290-350-352e che per dette aree non è prevista alcuna indennità di occupazione in accordo con le proprietà;
3. Di demandare gli adempimenti gestionali conseguenti all'Area Territorio e Ambiente.

Con separata ed unanime votazione, resa in forma palese, si dichiara la presente deliberazione urgente e pertanto immediatamente eseguibile, ai sensi dell'art. 134, comma quarto, del D.Lgs. 267/2000.



Comuni di:

Loiano

Monghidoro

Monterenzio

Pianoro

Unione Montana Valli Savena-Idice

PROVINCIA DI BOLOGNA
Nucleo Difesa del Suolo

Piano dei primi interventi urgenti di Protezione Civile in conseguenza delle eccezionali avversità atmosferiche verificatesi nei mesi di marzo, aprile e maggio 2013 nei Comuni del territorio della Regione Emilia-Romagna - Ordinanza del Capo Dipartimento di Protezione Civile n. 83 del 27 maggio 2013

INTERVENTI URGENTI PER IL RIPRISTINO DELLA VIABILITÀ DELLA VIA DELLA VALLE IN LOC. MOLINELLI DEL COMUNE DI LOIANO



PROGETTO ESECUTIVO IMPORTO € 30.000,00 RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

Pianoro, 18 ottobre 2013

Il Progettista:
Dott. Ing. Daniele Manfredini

INDICE

- 1. PREMESSA**
- 2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**
- 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**
- 4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO**
- 5. VERIFICA DI STABILITA' DELLA PALIFICATA**
- 6. QUADRO ECONOMICO**
- 7. CONCLUSIONI**

ALLEGATI

PIANO PARTICELLARE

1. PREMESSA

La presente Relazione Tecnico-illustrativa è parte del Progetto Esecutivo *“Interventi urgenti per il ripristino della viabilità della Via della Valle in loc. Molinelli del Comune di Loiano”* dell'importo complessivo di € 30.000,00 come disposto dal Piano dei primi Interventi urgenti di Protezione Civile del territorio regionale di cui all'OCDPC 83/2013 (Codice Intervento 09551).

Esso è redatto dal Nucleo Difesa del Suolo dell'Unione Montana Valli Savena-Idice su incarico del Comune di Loiano, beneficiario delle risorse, come disposto da sua Deliberazione di Giunta 82/2013, che richiama sua Deliberazione di Consiglio 35/2013 di delega a questa Unione del Servizio di Progettazione Specialistica.

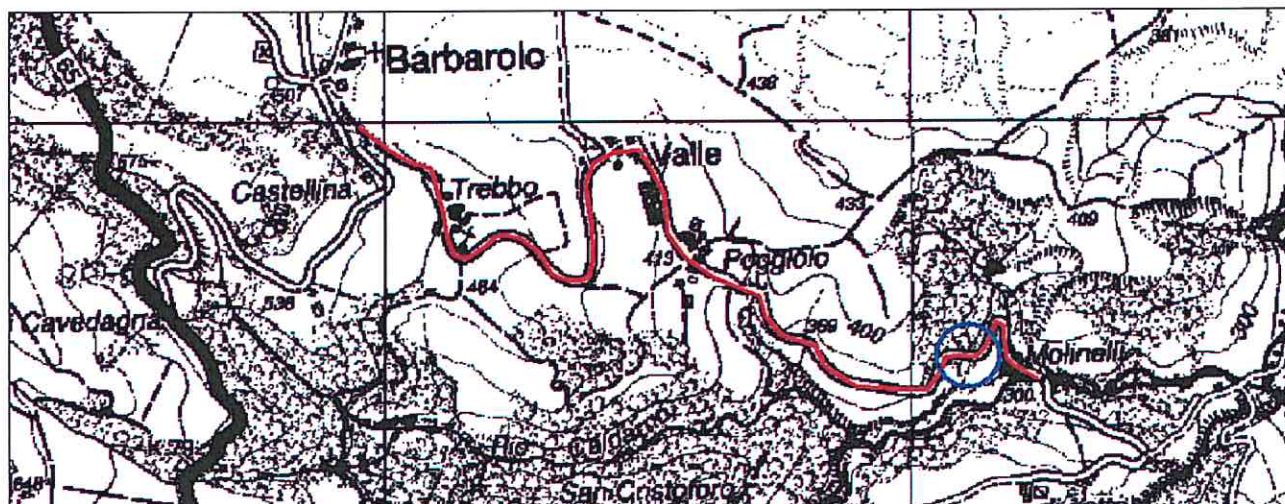


Figura 1 – Estratto C.T.R. 1: 25.000 foglio 237NO con localizzazione della strada comunale Via della Valle e del tratto oggetto di dissesto



Figura 2 – Stato del tratto di Via della Valle al 21/03/2013

La Via della Valle (evidenziata in rosso in *figura 1*) si diparte dall'abitato di Barbarolo per proseguire in direzione della località Molinelli, dove termina, costituendo l'unica via di collegamento a detto abitato.

Già in occasione del sopralluogo congiunto tenutosi in data 21/03/2013 alla presenza del Geom. Alessandro Degli Esposti per il Comune di Loiano, dell'Ing. Daniele Manfredini e del Geom. Cristiano Paganelli per questo Ente e volto a documentare ed inquadrare i dissesti della rete viaria comunale a seguito delle precipitazioni eccezionali, il tratto di Via della Valle in esame (si veda circoletto blu in *figura 1*) presentava, per una lunghezza di 10,5 m, un movimento gravitativo complesso, con la presenza contemporanea di scivolamento e colamento (si veda *figura 2*).

Più specificatamente sull'acclive versante a monte della sede stradale si sono attivati colamenti sommitali che hanno a loro volta caricato la porzione più prossima alla sede stradale, provocandone lo scorrimento.



Figura 3 – Stato del tratto della strada comunale Via San Vincenzo in esame al 05/04/2013

Giacchè a valle di detto tratto abita un anziano residente a cui si è ritenuto opportuno evitare lo sgombero forzato, la situazione ha attivato l'attenzione dell'Amministrazione comunale.

La Società Patrimoniale del Comune di Loiano, Ge.S.Co. Loiano S.r.l., ha subito provveduto ad asportare il terreno franato riportandolo in parte a valle della carreggiata e a ripristinare la cunetta stradale. La situazione risultò però molto precaria, tale da portare il Tavolo Tecnico della Provincia di Bologna ad inserire il consolidamento del presente dissesto tra gli interventi urgenti per il ripristino della viabilità comunale interrotta e priva di alternativa.

La presente Relazione Tecnico-illustrativa illustra le soluzioni tecniche ritenute più idonee a fornire una situazione stabile del tratto di strada in esame anche tenendo conto delle risorse a disposizione e della natura della viabilità in epigrafe.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14 gennaio 2008, "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" e codici normativi in esso richiamati (Eurocodici 7 e 8 e Istruzioni CNR 206/2007).
- Istruzioni per l'«Applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 617, 2 Febbraio 2009.

- EUROCODICE 7 – Geotechnical design – Part 1: *General rules* UNI EN 1997-1 (Novembre 2004);
- EUROCODICE 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: *General rules, seismic actions and rules for buildings* UNI EN 1998-1 (Dicembre 2004); Part 5: *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects* UNI EN 1998-5 (Novembre 2004)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Nell'ambito in esame la Carta Geologica e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna evidenzia il passaggio tra le Areniti della Formazione di Pantano e le Marne siltoso-sabbiose della Formazione di Cigarello. Nello specifico nell'area del dissesto in esame (si veda *figura 4*) sono già cartografati depositi di frana attiva per scivolamento e, procedendo verso la località Molinelli, depositi di frana attiva per colamento di fango che raggiungono gli stessi fabbricati.

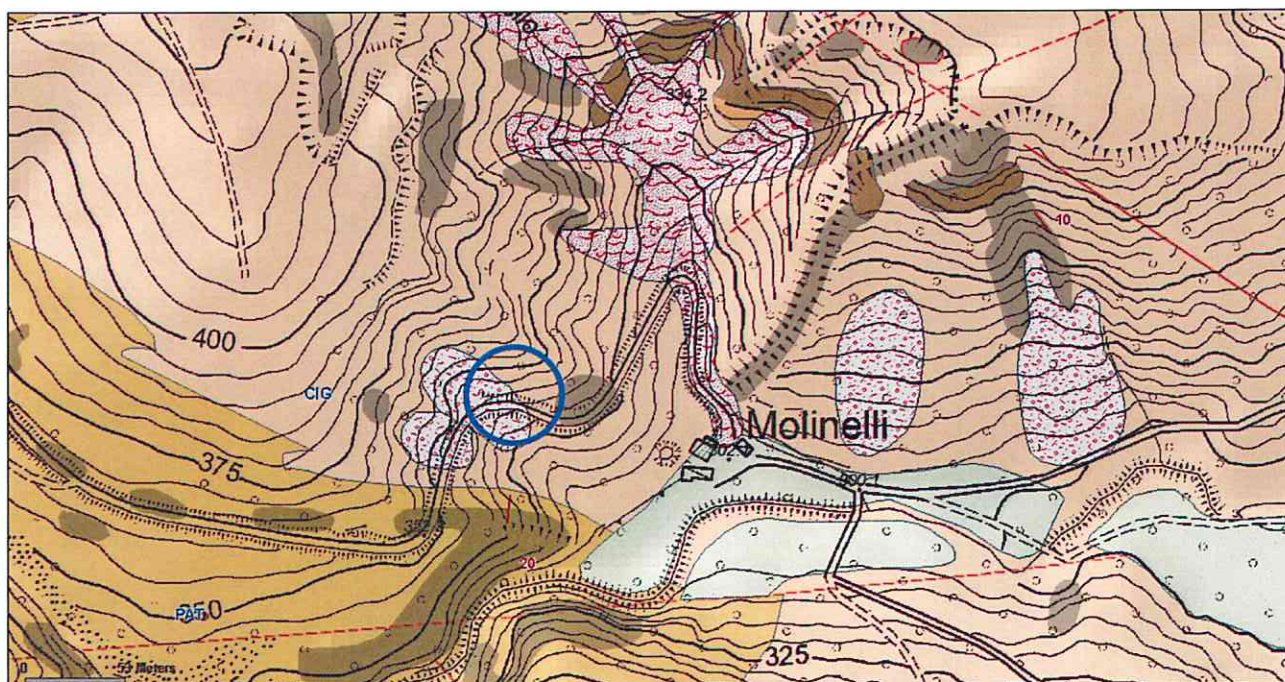


Figura 4 – Estratto Cartografia geologica e dei suoli della Regione Emilia-Romagna con localizzazione del dissesto

Questi colamenti (si veda *figura 5*) hanno determinato l'emissione da parte dello scrivente in data 20/10/2011, a seguito della specifica richiesta del Sindaco del Comune di Loiano, di un Verbale di Somma Urgenza per riprofilare (si veda *figura 6*) mediante escavatore i depositi di terreno franato.



Figura 5 – Deposito per colamento di fango su Via della Valle in loc. Molinelli



Figura 6 – Riprofilatura del deposito per colamento di fango su Via della Valle in loc. Molinelli

L'assenza nelle adiacenze di ambiti su cui stendere il materiale depositatosi ha indotto ad intervenire eliminando la presenza di avvallamenti nell'accumulo, che avrebbero costituito punti di ristagno delle acque meteoriche, e creando fossi di guardia atti a regimare le acque meteoriche.

La medesima problematica di assenza di spazi su cui stendere il materiale depositatosi, oltre all'acclività della pendice, ha caratterizzato anche in questo caso l'intervento di somma urgenza della Società Patrimoniale del Comune di Loiano, Ge.S.Co. Loiano S.r.l., che ha riportato il terreno prevalentemente a valle della sede stradale senza poter operare una riprofilatura del corpo di frana.

Sull'unghia della superficie di rottura (Varnes, 1978) si è così mantenuto un falsopiano (si veda *figura 7*) con accumulo di argille di media compattezza, che costituisce punto di ristagno e che presenta diverse nicchie secondarie.

Il processo che ci si può attendere al riattivarsi delle precipitazioni meteoriche è che le infiltrazioni nelle suddette nicchie secondarie determinino una nuova superficie di scorrimento della profondità di 1,5÷2,0 m nelle argille della zona di accumulo, con conseguente scorrimento del detrito sulla sede stradale.



Figura 7 – tratto in esame visto da valle

4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Osservando la stratigrafia di *figura 9* che si riferisce al punto di cunetta stradale a monte strada in cui è stata operata la CPT, si può supporre che dalla zona di abbassamento posta alla sommità della pendice (si veda *figura 8*) si sia attivato il colamento delle argille superficiali di media compattezza sulle argille sabbiose sottostanti. Questo fenomeno ha "caricato" la coltre della porzione sottostante che è scorsa sulle argille sabbiose sottostanti accumulandosi sulla sede stradale.



Figura 8 – escavatore tipo “ragno” e particolare della zona di distacco da riprofilare

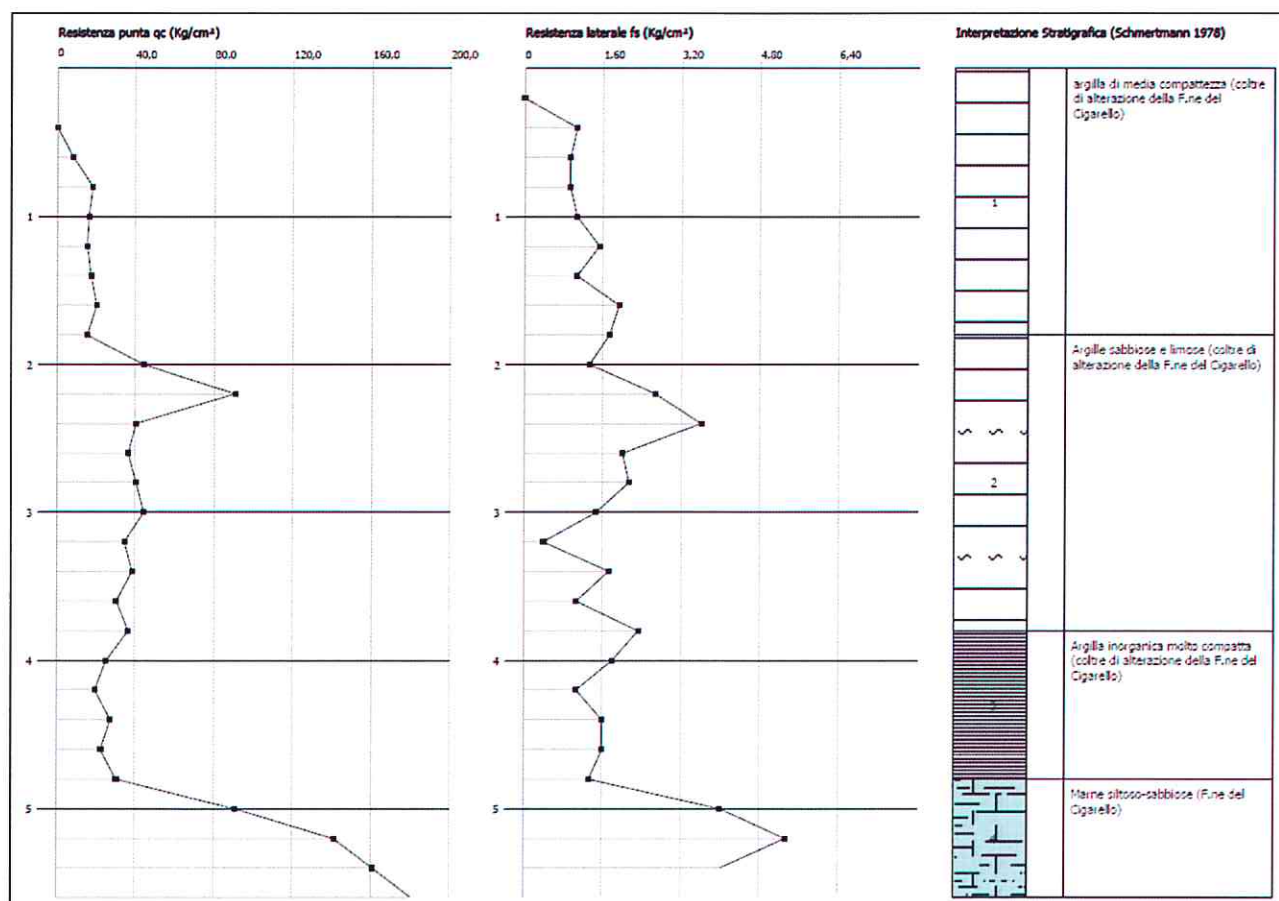


Figura 9 – stratigrafia da CPT al piede della zona di accumulo (cunetta stradale)

Allo stato attuale risulta necessario “scaricare” la zona di accumulo, eliminando il falsopiano lì generatosi, per evitare che il materiale argilloso lì depositatosi scivoli per scorrimento sulla sede stradale.

Analogamente risulta necessario riprofilare la zona di abbassamento, chiudendo le nicchie secondarie anche lì presenti e che potrebbero ingenerare nuove e più profonde superfici di scorrimento.

L’acclività della pendice e la necessità di non intervenire con piste d’accesso nell’intorno dell’area già denudata dal dissesto, rende necessario intervenire con un escavatore tipo “ragno” (si veda figura 8) che possa risalire sulla linea di massima pendenza ed operare in sicurezza.

A seguito di questa riprofilatura la pendice si presenterà completamente denudata dalla copertura vegetale e potrà essere pertanto soggetta a fenomeni di erosione con ulteriori colamenti superficiali.

Per contenere l'erosione sulla pendice riprofilata si realizzeranno fascinate, composte ognuna di 5 verghe di uguale larghezza, poste ad una distanza media di 50 cm una dall'altra, fissate al terreno con picchetti di legno Ø 5 cm, lunghezza 1,0 m passo 80 cm, con reinterro a tergo per mezzo del materiale di risulta della fascinata superiore, concimazione organica, messa a dimora a monte di piantine, in ragione di una per metro lineare.

Per contenere il materiale in colata al piede della pendice e per rafforzarlo si ritiene necessaria la realizzazione di un'opera di sostegno che sia anche "vallo" a protezione della sede stradale dall'erosione per ruscellamento.

La soluzione più economica, costituita da una scogliera in massi ciclopici, si scontra con la limitatezza di spazi di manovra e dalla scarsa larghezza della sede stradale già dall'abitato più a monte.

Si ritiene pertanto più opportuna la realizzazione di una palificata a parete doppia in tondame di castagno, riempita con il terreno in posto.

Per dimensionare detta struttura si sono effettuate (verbali di prova disponibili agli atti):

- un'indagine geofisica con tomografo digitale volta a definire la categoria di sottosuolo mediante misura a stazione singola con tecnica HVSR eseguita in corrispondenza di una CPT arrestatasi a rifiuto a circa 5,0 m di profondità dal p.c. (si veda figura 9);
- una prova di taglio diretto di un campione limoso argilloso della coltre superficiale;

Ne è scaturito un valore di Vs30 di 379 m/s, ovvero una categoria di sottosuolo B ed i seguenti parametri geotecnici efficaci:

- $c' = 10,12 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 24,65^\circ$;
- γ : peso specifico del materiale di riempimento, $19,0 \text{ kN/m}^3$;

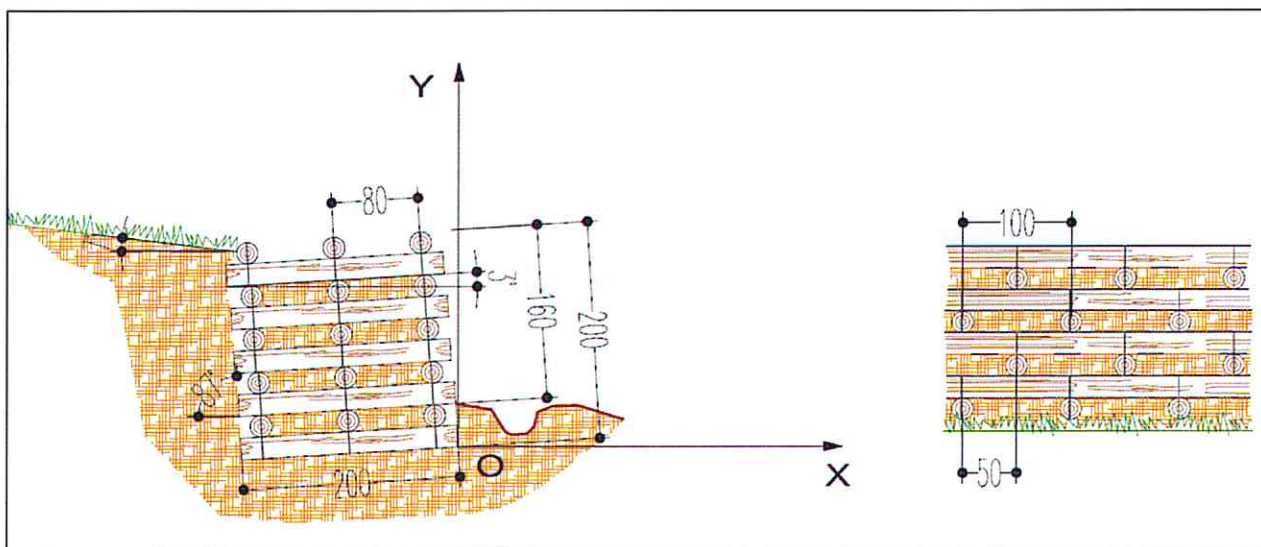


Figura 10 – Palificata a parete doppia

5. VERIFICA DI STABILITA' DELLA PALIFICATA

Per le verifiche dell'opera di sostegno a gravità si adottano i seguenti parametri geotecnici:

- $\varphi'_k = 24,65^\circ$ angolo di resistenza al taglio del terreno spingente;
- $c' = 0 \text{ (kPa)}$ coesione del terreno spingente assunta nulla a favore di sicurezza;
- γ : peso specifico del materiale di riempimento, $19,0 \text{ kN/m}^3$;
- $H = 2,0 \text{ m}$ altezza della palificata (fuori terra $1,6 \text{ m}$);

L'angolo di attrito terreno-palificata (δ) è assunto pari alla metà dell'angolo d'attrito del terreno φ'_k , pertanto $\delta_k = 12,33^\circ$.

A questi dati si aggiungono quelli derivanti dalla letteratura tecnica relativa alla Tecnica delle Costruzioni applicata alle opere di sostegno in ingegneria naturalistica (si veda "Le opere in legno nella

sistemazione dei terreni montani", edito da Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto, a cura di Antonio Andrich e Vincenzo D'Agostino):

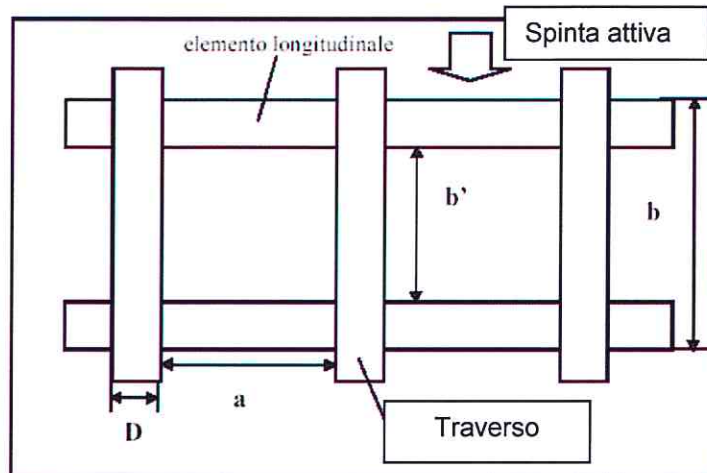


Figura 11: Schema della struttura scatolare in legname di castagno

Il peso specifico di una palificata γ_p si può ricavare a partire dal peso specifico del terreno di riempimento e dal rapporto tra il volume del legno costituente la struttura scatolare e quello del terreno di riempimento della struttura avente sezione tipologica nella figura 10.

Considerando:

γ : peso specifico del materiale di riempimento, valutato in 19,0 kN/m³;

γ_c : peso specifico del legno di castagno, valutabile in 6,5 kN/m³;

D: diametro medio dei tronchi da castagno 0,20 m;

b: larghezza della palificata, 2,0 m

b': interasse tra i 3 elementi longitudinali 0,8 m;

a: interasse tra i traversi, 1,0 m;

può essere adottata la relazione empirica:

$$\gamma_p = \frac{\gamma_c + 4\gamma_t}{5} = 16,5 \text{ kN/m}^3$$

La forza d'attrito è data dal carico verticale totale moltiplicato per il coefficiente d'attrito f che è dato dalla tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno ($\varphi' = 24,65^\circ$).

Per la progettazione delle opere di sostegno è ammesso l'uso dei metodi pseudostatici come specificato nei punti §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1 del D.M. 14/01/2008.

In più, come da punto § 6.5.3.1.1 del succitato Decreto, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni ed i parametri geotecnici.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2);

Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si sceglie di effettuare le verifiche con l'Approccio 2.

In presenza di azioni sismiche, la costruzione in esame è di Classe II, pertanto essa verrà valutata su un periodo di riferimento V_R dato dal prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u .

La V_N per opere ordinarie si adotta pari a 50 anni e la Classe II è tale da determinare un C_u pari a 1,0.

Da ciò consegue che la l'opera di sostegno verrà valutata su un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni. Ci si riferisce ad un $T_R = 475$ anni e si considerano pertanto i valori SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita). L'analisi della stabilità della palificata in condizioni sismiche può essere eseguita mediante

metodi pseudostatici in cui la forza sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico, $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$.

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \text{ (la componente verticale può agire verso l'alto o verso il basso)}$$

dove:

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa in un luogo di data longitudine e latitudine,

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

g = accelerazione di gravità;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, tabellato;

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T ;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido;

Si localizza l'intervento alle coordinate (ED50): Lon= 11°35'7934 Lat=44°29'6048

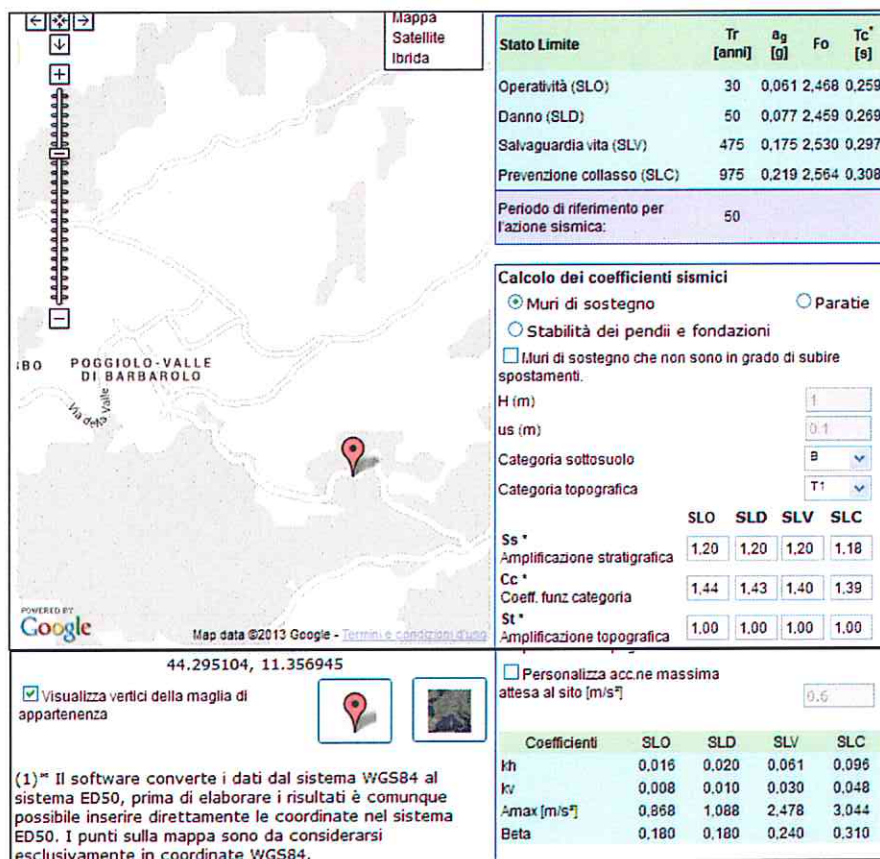


Fig. 12 – Parametri sismici del sito in esame dal sito www.geostru.com

Come strumento di verifica dei dati, tenendo conto che il sito in esame presenta una categoria di sottosuolo B ed applicando la formula di tabella 3.2.V si ottiene:

$$S_s = 1,4 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1,4 - 0,40 \cdot 2,530 \cdot \frac{0,175 \cdot g}{g} = 1,22 \text{ e quindi essendo } > 1,20 \text{ si adotta il valore}$$

1,2.

Con riferimento alla tabella 3.2.IV il sito in esame risulta lungo un versante con pendenza maggiore di 15° (si veda figura 10), pertanto la classificazione della categoria topografica risulta T2 e da tabella 3.2.VI, non essendo il punto posto alla sommità della pendice, il coefficiente di amplificazione sismica S_T mantiene valore 1,0.

$$\text{Da questi dati si determina } a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,175 \cdot g = 2,058 = 0,21 \cdot g$$

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Da tabella 7.11.II si ottiene il valore di $\beta_m=0,24$

Pertanto nel caso in esame:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,24 \cdot \frac{0,21 \cdot g}{g} = 0,05$$

$$k_v = 0,5 \cdot 0,076 = 0,025$$

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

5.1 Approccio 2 (A1+M1+R3), condizioni statiche (calcolo della spinta attiva con la formula di Muller-Breslau, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni ed i parametri geotecnici):

VERIFICA AL RIBALTAMENTO - Lo stato limite di ribaltamento, come da punto § 6.5.3.1.1, non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I e adoperando quelli del gruppo (M2) di tabella 6.2.II per il calcolo delle spinte.

- Spinta attiva:

Si adottano i valori dei parametri geotecnici del terreno spingente ottenuti applicando ai parametri geotecnici reali φ'_k e δ_k il coefficiente parziale 1,25 come da tabella 6.2.II (M2):

$$\varphi'_d = \arctg \left[\frac{\lg(\varphi'_k) \cdot 100}{125} \right] = 20,16^\circ \text{ e conseguentemente } \delta_d = 10,08^\circ$$

Per la determinazione di K_A si adotta la formula di Muller-Breslau con l'angolo d'attrito interno $\varphi'_d = 20,16^\circ$, il valore dell'angolo d'attrito terreno/palificata di progetto $\delta_d = 10,08^\circ$, $\Psi = 87,00^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete della palificata (si veda figura 10), $\beta = 6,9^\circ$ l'angolo di inclinazione del pendio di monte.

$$K_A = \frac{\sin^2(\varphi'_d + \Psi)}{\sin^2 \Psi \cdot \sin(\Psi - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta)}{\sin(\Psi - \delta_d) \cdot \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2} = 0,52$$

La spinta dovuta al terreno a tergo (Rankine) risulta $S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_A \cdot H^2 = 2,21 \text{ kN/m}$ applicata ad

$H/3$;

e le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di $(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 13,08^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{AH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 2,15 \text{ kN/m};$$

$$S_{AV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,50 \text{ kN/m};$$

Si determinano i momenti ribaltante e stabilizzante utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I.

- $\gamma_{E,sfav}: 1,1$ per carichi permanenti sfavorevoli;

- $\gamma_{E,fav}: 0,9$ per carichi permanenti favorevoli;

Il momento ribaltante rispetto ad O (fig. 10) è dato da:

$$E_d = 1,1 \cdot S_{AH} \cdot \left(\frac{H}{3} \right) = 1,58 \text{ kNm/m}.$$

Il momento stabilizzante si compone di due contributi: quello dovuto al peso proprio e quello prodotto dalla componente verticale della spinta attiva:

Il peso complessivo della palificata $W = 66,0 \text{ kN/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto al peso della palificata (fig. 10) risulta quindi pari a $R1 = W \cdot 1 = 66,0 \text{ kNm/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto alla componente verticale della spinta attiva è pari a $R2 = S_{AV} \cdot 0,67 = 0,34 \text{ kNm/m}$.

Il momento stabilizzante totale è quindi dato da

$$R_d = \gamma_{E,fav} (R1 + R2) = 0,9 \cdot (R1 + R2) = 59,7 \text{ kNm/m}$$

Pertanto $R_d \gg E_d$ e la verifica al ribaltamento risulta soddisfatta.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO – In questa verifica il coefficiente parziale che moltiplica i parametri geotecnici del terreno risulta 1,00 come da tabella 6.2.II (M1) e quindi $\varphi = \varphi'_d = \varphi'_k = 24,65^\circ$, $\delta = \delta_d = \delta_k = 12,33^\circ$, $\Psi = 87^\circ$, $\beta = 6,9^\circ$ (si veda figura 10).

- Spinta attiva:

Per la determinazione di K_A si adotta la formula di Muller-Breslau con l'angolo d'attrito interno $\varphi = 24,65^\circ$, il valore dell'angolo d'attrito terreno/gabbionate reale $\delta = 12,33^\circ$, l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete della gabbionata $\Psi = 87^\circ$, $\beta = 0^\circ$ l'angolo di inclinazione del pendio di monte (il pendio al di sopra della gabbionata è considerato come sovraccarico permanente).

$$K_A = \frac{\sin^2(\varphi + \psi)}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} = 0,44$$

La spinta dovuta al terreno a tergo (Rankine) risulta $S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_A \cdot H^2 = 1,88 \text{ kN/m}$ applicata ad $H/3$;

e le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di $(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 15,33^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{AH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 1,81 \text{ kN/m};$$

$$S_{AV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,50 \text{ kN/m};$$

La forza di scorrimento è pari alla componente orizzontale della spinta attiva moltiplicata per il suo coefficiente parziale. Da tabella tabella 6.2.I. in colonna A1 si ha:

- $\gamma_{E,sfav}: 1,3$ per carichi permanenti sfavorevoli;

La forza stabilizzante che si oppone allo scorrimento è la forza d'attrito F_s della superficie di contatto palificata – terreno, per la quale si assume l'angolo d'attrito del terreno del piano di posa pari a $\varphi' = 24,65^\circ$.

La forza d'attrito è data dal carico verticale totale moltiplicato per il coefficiente d'attrito f che è dato dalla tangente del suddetto angolo d'attrito. Il carico verticale totale è dato dalla somma del peso proprio della palificata W e dalla componente verticale della spinta attiva: $F_s = f \cdot (W_{tot} + S_{AV})$.

I coefficienti parziali dei carichi non strutturali sono considerati compiutamente definiti ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2}$) pertanto nel calcolo di S_{AV} si considerano S_{1AV} e S_{2AV} .

Nella verifica allo scorrimento per la quantificazione di $\gamma_{E,fav}$ ci si riferisce alla tabella 6.5.I (R3) adottando γ_R pertanto:

$$E_d = 1,3 \cdot (S_{AH}) = 2,35 \text{ kN/m};$$

$$R_d = \frac{(W + S_{AV}) \cdot f}{\gamma_R} = \frac{(1,0 \cdot W + 1,0 \cdot S_{AV}) \cdot 0,46}{1,1} = 27,80 \text{ kNm/m}$$

Pertanto $R_d \gg E_d$ e la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE – Anche in questa verifica il coefficiente parziale che moltiplica i parametri geotecnici del terreno risulta 1,00 come da tabella 6.2.II (M1) e quindi $\varphi = \varphi'_d = \varphi'_k = 24,65^\circ$, $\delta = \delta_d = \delta_k = 12,33^\circ$, $\Psi = 87^\circ$, $\beta = 6,9^\circ$ (si veda figura 10).

Pertanto le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di

$(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 15,33^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{AH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 1,81 \text{ kN/m};$$

$$S_{AV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,50 \text{ kN/m};$$

Vista la natura della base d'appoggio si considera la pressoflessione su una superficie di contatto B palificata – piano di posa lunga 2,0 m.

Per calcolare le pressioni di contatto su tale superficie è necessario innanzitutto calcolare il momento prodotto dal peso proprio della palificata e dalla spinta attiva intorno al baricentro G della palificata stessa.

Nei calcoli che seguono si considerano positivi i momenti destrogiri e si considerano i coefficienti di cui alla tabella 6.2.I (A1) nel caso di carichi sfavorevoli sia permanenti (1,3) che carichi permanenti favorevoli (1,0).

Il momento prodotto dal peso proprio della palificata $W = 66,0 \text{ kN/m}$ è nullo agendo direttamente sul baricentro, quindi $M_1 = 0 \text{ kNm/m}$.

Il momento prodotto dalla componente verticale della spinta attiva è dato invece da:

$$M_2 = 1,3 \cdot S_{AV} \cdot 1 = -0,65 \text{ kNm/m}$$

Il momento prodotto dalla componente orizzontale della spinta attiva è dato invece da:

$$M_3 = 1,3 \cdot S_{AH} \cdot 0,33 = -0,77 \text{ kNm/m}$$

Il momento totale M_{tot} intorno a G vale pertanto: -1,42 kNm/m

$$N_{tot} = 1,0 \cdot W_{tot} + 1,3 \cdot S_{AV} = 66,5 \text{ kN/m}$$

L'eccentricità del carico verticale è quindi:

$$e = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = -0,02 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

Pertanto il piano di posa è interamente compresso ed il segno negativo dell'eccentricità indica che l'eccentricità risulta dalla parte di monte e che pertanto la pressione massima si registra nello spigolo della palificata a contatto con il terreno da sostenere.

La capacità portante del piano di posa risulta data da: $q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma$ con B' base efficace:

$$B' = B - 2 \cdot e = 1,96 \text{ m.}$$

$$N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} = 10,3 \text{ e } N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \varphi = 10,4 \text{ mentre}$$

$$\text{essendo } H = 1,3 \cdot S_{AH} = 2,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{e } V = 1,3 \cdot W + 1,3 \cdot S_{AV} = 86,45 \text{ kN/m}$$

$$\zeta_\gamma = \zeta_{ci} = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1} = 0,92 \quad m = \frac{2 + \frac{B'}{L}}{1 + \frac{B'}{L}} = 1,91 \quad L = 20 \text{ m}$$

$$\text{da cui } q_{lim} = 176,3 \text{ kPa}$$

Nel calcolo di S_{AV} , in quanto carico sfavorevole, si considerano S_{1AV} e S_{2AV} che da tabella 6.2.I (A1) hanno un coefficiente 1,3.

$$E_d = \gamma_{E,sfav} \cdot (W_{tot} + S_{AV}) = 1,3 \cdot W + 1,3 \cdot S_{AV} = 86,45 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot B'}{\gamma_{R,sfav}} = \frac{q_{lim} \cdot B'}{1,4} = 246,82 \text{ kN/m}$$

Pertanto $R_d \gg E_d$ e la verifica alla presso flessione risulta soddisfatta.

5.2 Approccio 2 (A1+M1+R3), condizioni sismiche: nel calcolo della spinta attiva con la formula di Mononobe-Okabe, così come prescritto al § 7.11.1 le verifiche agli stati limite ultimi sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II. Ciò comporta analogia nei parametri geotecnici tra verifiche in condizioni statiche e condizioni sismiche sulla palificata di figura 10:

VERIFICA AL RIBALTAMENTO - Lo stato limite di ribaltamento, come da punto § 6.5.3.1.1, non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Il coefficiente parziale per il calcolo delle spinte risulta 1,25 come da tabella 6.2.II (M2) e quindi $\varphi'_d = 20,16^\circ$ e $\delta_d = 10,08^\circ$.

Solo nella verifica al ribaltamento si applica lo SLU di equilibrio ma essendo un meccanismo di collasso fragile $\beta_m = 1$, quindi i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v diventano:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,21 \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,105$$

Per determinare la spinta attiva in condizioni sismiche, è necessario ottenere il coefficiente di spinta K_{EA} adottando la formula di Mononobe-Okabe.

Il calcolo della spinta attiva con la formulazione di Mononobe-Okabe è un metodo pseudo-statico basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema muro e cuneo di spinta in una configurazione fittizia di calcolo in cui l'angolo di inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede vengono aumentati di una

quantità θ tale che $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ con k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale individuati ad inizio

verifica.

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} = 0,19 \text{ da cui } \theta_A = 10,76^\circ$$

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0,234 \text{ da cui } \theta_B = 13,20^\circ, \text{ si adotta per questa fase di calcolo } \theta = 10,76^\circ.$$

$$K_{EA} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} = 0,826$$

essendo:

$\varphi'_d = 20,16^\circ$ il valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno;

$\delta_d = 10,08^\circ$ il valore dell'angolo d'attrito terreno/gabbionata di progetto;

$\psi = 87^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete della gabbionata (si veda figura 10);

$\beta = 6,9^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (si veda figura 10);

La spinta dovuta al terreno a tergo (Rankine) risulta $S_{EA} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_{EA} \cdot H^2 = 3,52 \text{ kN/m}$ applicata ad

$H/3$;

e le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di

$(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 13,08^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{EAH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 3,43 \text{ kN/m};$$

$$S_{EAV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,80 \text{ kN/m};$$

il momento ribaltante rispetto ad O (fig. 10) è dato da:

$$E_d = \gamma_{E, fav} \cdot S_{EAH} \cdot \left(\frac{H}{3} \right) = 1,0 \cdot S_{EAH} \cdot \left(\frac{H}{3} \right) = 2,3 \text{ kNm/m}$$

il momento stabilizzante si compone di due contributi: quello dovuto al peso proprio della palificata e quello prodotto dalla componente verticale della spinta attiva:

Il peso complessivo della palificata $W = 66,0 \text{ kN/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto al peso della palificata (fig. 10) risulta quindi pari a $R1 = 66,0 \text{ kNm/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto alla componente verticale della spinta attiva è pari a $R2 = S_{EAV} \cdot 0,67 = 0,54 \text{ kNm/m}$.

Il momento destabilizzante dovuto allo spostamento orizzontale del peso della palificata risulta $R3 = 66,0 \text{ kNm/m}$.

$$R_d = \gamma_{R, fav} \cdot [R1 \cdot (1 - k_v) + R2 - R3 \cdot k_h] = 1 \cdot [R1 \cdot (1 - k_v) + R2 - R3 \cdot k_h] = 45,75 \text{ kNm/m}.$$

Si ripetono ora le computazioni con $\theta = 13,20^\circ$.

$$K_{EA} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} = 1,089$$

essendo:

$\varphi'_d = 20,16^\circ$ il valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno;

$\delta_d = 10,08^\circ$ il valore dell'angolo d'attrito terreno/gabbionata di progetto;

$\psi = 87^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete della gabbionata (si veda figura 10);

$\beta = 6,9^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (si veda figura 10);

La spinta dovuta al terreno a tergo (Rankine) risulta $S_{EA} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_{EA} \cdot H^2 = 4,64 \text{ kN/m}$ applicata ad $H/3$;

e le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di $(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 13,08^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{EAH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 4,52 \text{ kN/m};$$

$$S_{EAV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 1,05 \text{ kN/m};$$

il momento ribaltante rispetto ad O (fig. 10) è dato da:

$$E_d = \gamma_{E, fav} \cdot S_{EAH} \cdot \left(\frac{H}{3}\right) = 1,0 \cdot S_{EAH} \cdot \left(\frac{H}{3}\right) = 3,03 \text{ kNm/m}$$

il momento stabilizzante si compone di due contributi: quello dovuto al peso proprio della palificata e quello prodotto dalla componente verticale della spinta attiva:

Il peso complessivo della palificata $W=66,0 \text{ kN/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto al peso della palificata (fig. 10) risulta quindi pari a $R1=66,0 \text{ kNm/m}$.

Il momento stabilizzante dovuto alla componente verticale della spinta attiva è pari a $R2 = S_{EAV} \cdot 0,67 = 0,70 \text{ kNm/m}$.

Il momento destabilizzante dovuto allo spostamento orizzontale del peso della palificata risulta $R3=66,0 \text{ kNm/m}$.

$$R_d = \gamma_{R, fav} \cdot [R1 \cdot (1 - k_v) + R2 - R3 \cdot k_h] = 1 \cdot [R1 \cdot (1 - k_v) + R2 - R3 \cdot k_h] = 45,91 \text{ kNm/m}.$$

Pertanto in entrambe le computazioni considerate $R_d \gg E_d$ e la verifica al ribaltamento risulta soddisfatta.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO - In questa verifica il coefficiente parziale che moltiplica i parametri geotecnici del terreno risulta 1,00 come da tabella 6.2.II (M1) e quindi $\varphi=\varphi'_d=\varphi'_k=24,65^\circ$, $\delta=\delta_d=\delta_k=12,33^\circ$, $\Psi=87^\circ$, $\beta=6,9^\circ$ (si veda figura 10). Nella verifica allo scorrimento si torna ad adottare la tabella 7.11.II da cui si ottiene il valore di $\beta_m=0,24$

Pertanto nel caso in esame:

$$k_h = 0,24 \cdot \frac{0,21 \cdot g}{g} = 0,05$$

$$k_v = 0,5 \cdot 0,05 = 0,025$$

Per determinare la spinta attiva in condizioni sismiche, è necessario ottenere il coefficiente di spinta K_{EA} adottando la formula di Mononobe-Okabe.

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} = 0,073 \text{ da cui } \theta_A = 2,8^\circ$$

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0,079 \text{ da cui } \theta_B = 2,9^\circ \text{ e si adotta per questa fase di calcolo } \theta = 2,8^\circ.$$

$$K_{EA} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} = 0,48$$

essendo:

$\varphi'_k = 24,65^\circ$ il valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno;

$\delta_k = 12,33^\circ$ il valore dell'angolo d'attrito terreno/gabbionata di progetto;

$\psi = 87^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete della palificata (si veda figura 10);

$\beta = 6,9^\circ$ l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (si veda figura 10);

La spinta dovuta al terreno a tergo (Rankine) risulta $S_{1EA} = \frac{1}{2} \cdot K_{EA} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = 2,0 \text{ kN/m}$ applicata ad $H/3$;

e le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di

$(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 15,33^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{EAH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 1,93 \text{ kN/m};$$

$$S_{EAV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,53 \text{ kN/m};$$

La forza di scorrimento è pari alla componente orizzontale della spinta attiva.

La forza stabilizzante che si oppone allo scorrimento è la forza d'attrito F_s della superficie di contatto palificata – piano di posa, per la quale si assume l'angolo d'attrito del terreno del piano di posa pari a $\varphi' = 24,65^\circ$.

La forza d'attrito è data dal carico verticale totale moltiplicato per il coefficiente d'attrito f che è dato dalla tangente del suddetto angolo d'attrito. Il carico verticale totale è dato dalla somma del peso proprio della palificata W e dalla componente verticale della spinta attiva: $F_s = f \cdot (W_{tot} + S_{EAV})$.

Nella verifica allo scorrimento ci si riferisce alla tabella 6.5.I (R3) per la quantificazione di $\gamma_{R,fav}$ pertanto:

$$E_d = \gamma_{E,fav} \cdot (S_{EAH} + k_h \cdot W_{tot}) = 1,0 \cdot (S_{EAH} + k_h \cdot (W_{tot})) = 5,23 \text{ kN/m};$$

$$R_d = \frac{(W_{tot} \cdot (1 - k_v) + S_{EAV}) \cdot f}{\gamma_{R,fav}} = \frac{((W_{tot}) \cdot (1 - k_v) + S_{EAV}) \cdot f}{1,1} = 27,07 \text{ kNm/m}$$

Si ripetono ora le computazioni per $\theta = 2,9^\circ$.

$$K_{EA} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} = 0,48$$

Il coefficiente di spinta attiva non varia significativamente rispetto al caso precedente, pertanto in entrambe le computazioni considerate $R_d \gg E_d$ e la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - I parametri reali e quelli di progetto risultano identici, in quanto il coefficiente parziale risulta 1,00 come da tabella 6.2.II (M1) e quindi $\varphi = \varphi'_d = \varphi'_k = 24,65^\circ$, $\delta = \delta_d = \delta_k = 12,33^\circ$, $\Psi = 87^\circ$, $\beta = 6,9^\circ$ (si veda figura 10).

Richiamandosi alla verifica precedente si adotta per questa fase di calcolo $\theta = 2,8^\circ$ e quindi $K_{EA} = 0,48$.

Le componenti di spinta attiva risultano inclinate rispetto all'orizzontale di

$(90^\circ - \Psi) + \delta_d = 15,33^\circ$, pertanto le componenti orizzontale e verticali valgono:

$$S_{EAH} = S_A \cdot \cos((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 1,93 \text{ kN/m};$$

$$S_{EAV} = S_A \cdot \sin((90^\circ - \Psi) + \delta_d) = 0,53 \text{ kN/m};$$

Vista la natura della base d'appoggio per la verifica alla pressoflessione si considera una superficie di contatto palificata – piano di posa lunga 2,0 m.

Il momento prodotto dal peso proprio della palificata $W = 66,0 \text{ kN/m}$ è nullo agendo direttamente sul baricentro, quindi $M_i = 0 \text{ kNm/m}$.

Il momento prodotto dalla componente verticale della spinta attiva è dato invece da:

$$M_2 = 1,3 \cdot S_{EAV} \cdot 1 = -0,69 \text{ kNm/m}$$

Il momento prodotto dalla componente orizzontale della spinta attiva è dato invece da:

$$M_3 = 1,3 \cdot S_{EAH} \cdot 0,33 = -0,83 \text{ kNm/m}$$

Il momento totale M_{tot} intorno a G vale pertanto: -1,52 kNm/m

$$N_{tot} = 1,0 \cdot W_{tot} + 1,3 \cdot S_{EAV} = 66,7 \text{ kN/m}$$

L'eccentricità del carico verticale è quindi:

$$e = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = -0,023 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

Pertanto il piano di posa sottostante è interamente compresso ed il segno negativo dell'eccentricità indica che l'eccentricità risulta dalla parte di monte e che pertanto la pressione massima si registra nello spigolo della palificata a contatto con il terreno da sostenere.

La capacità portante del piano di posa risulta data da: $q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot z_\gamma$ con B' base efficace:

$$B' = B - 2 \cdot e = 1,96 \text{ m.}$$

Ricordando che per il piano di posa si è assunto il valore dell'angolo d'attrito pari a $\varphi=24,65^\circ$

$$N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} = 10,3 \text{ e } N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \varphi = 10,4 \text{ mentre}$$

$$\text{essendo } H = S_{EAH} = 1,93 \text{ kN/m e } V = W_{tot} + S_{EAV} = 66,53 \text{ kN/m}$$

$$\zeta_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1} = 0,92 \quad m = \frac{2 + \frac{B'}{L}}{1 + \frac{B'}{L}} = 1,91 \quad L = 20 \text{ m}$$

$$\text{L'effetto d'inerzia nel terreno è dato da } z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{tg(\delta)} \right)^{0,35} = 0,91$$

da cui $q_{lim} = 162,1 \text{ kPa}$

$$E_d = \gamma_{E,sfav} \cdot (W_{tot} \cdot (1 - k_v) + S_{EAV}) = 1,0 \cdot (W_{tot} \cdot (1 - k_v) + S_{EAV}) = 64,9 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot B'}{\gamma_{R,sfav}} = \frac{q_{lim} \cdot B'}{1,4} = 226,9 \text{ kN/m}$$

Non si ripete la computazione per $\theta=2,9^\circ$ in quanto il coefficiente di spinta attiva non varia significativamente rispetto al caso precedente e conseguentemente le componenti di spinta.

Pertanto in entrambe le computazioni considerate $R_d \gg E_d$ e quindi la verifica alla pressoflessione risulta soddisfatta.

Per la verifica alla stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno richiesta al § 6.5.3.1.1 si ritiene che essa non risulti significativa né necessaria, in quanto, come indicato al paragrafo 4, la scelta progettuale è stata indotta prevalentemente dalla necessità di contenere il materiale in colata al piede della pendice con funzione "vallo" a protezione della sede stradale (di qui la sua significativa larghezza che risulta sovradimensionata nelle verifiche locali) e per rafforzarlo dall'erosione per ruscellamento.

6. QUADRO ECONOMICO

Rimandando per maggior dettaglio al Computo Metrico facente parte del presente Progetto Esecutivo, le opere illustrate in questa Relazione comportano il seguente Quadro Economico Complessivo:

Totale Lavori soggetti a ribasso	Euro	22.256,80
Oneri per la Sicurezza	Euro	577,10
Penetrometrie Statiche	Euro	603,60
Totale soggetto ad IVA	Euro	23.437,50
IVA 22%	Euro	5.156,25
Spese tecniche 6%	Euro	1.406,25
Totale Generale Progetto	Euro	30.000,00

Il Quadro Economico sopra riportato non considera gli oneri necessari per l'acquisizione dei terreni che saranno interessati dai lavori, in quanto gli stessi otterranno un indubbio miglioramento e non verrà compromessa in modo alcuno la loro lavorabilità. Portano questo Ente a ritenere facilmente raggiungibile un Accordo Bonario con le Proprietà senza dover attivare una procedura di esproprio o di permuta con conguaglio economico.

7. CONCLUSIONI

Il Progetto Esecutivo *"Interventi urgenti per il ripristino della viabilità della Via della Valle in loc. Molinelli del Comune di Loiano"* dell'importo complessivo di € 30.000,00 (così come disposto dal Piano dei primi Interventi urgenti di Protezione Civile del territorio regionale di cui all' OCDPC 83/2013 - Codice Intervento 09551) è stato redatto in nome e per conto del Comune di Loiano che risulta beneficiario del finanziamento (incarico a seguito di Deliberazione di Giunta del Comune di Loiano 82/2013).

La Via della Valle si diparte dall'abitato di Barbarolo per proseguire in direzione della località Molinelli, dove termina, costituendo l'unica via di collegamento a detto insediamento, dove abita un anziano residente a cui si è ritenuto opportuno evitare lo sgombero forzato.

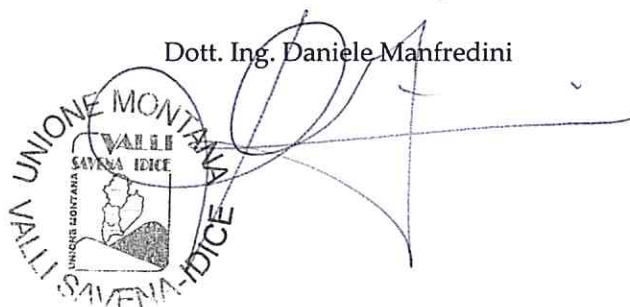
La Carta Geologica e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna individua per il tratto in esame di Via della Valle diverse e significative problematiche che già in data 20/10/2011 hanno determinato l'emissione da parte dello scrivente, a seguito della specifica richiesta del Sindaco del Comune di Loiano, di un Verbale di Somma Urgenza per riprofilare mediante escavatore significativi depositi di frana.

La presente Relazione Tecnico-illustrativa illustra le soluzioni tecniche ritenute più idonee e compatibili con le risorse a disposizione, per favorire il rinverdimento della pendice oggetto del movimento gravitativo complesso (con la presenza contemporanea di scivolamento e colamento). La sede stradale verrà comunque mantenuta sotto attento monitoraggio da parte dell'Ufficio Tecnico comunale, vista la fragilità del contesto.

Pianoro, lì 18 ottobre 2013

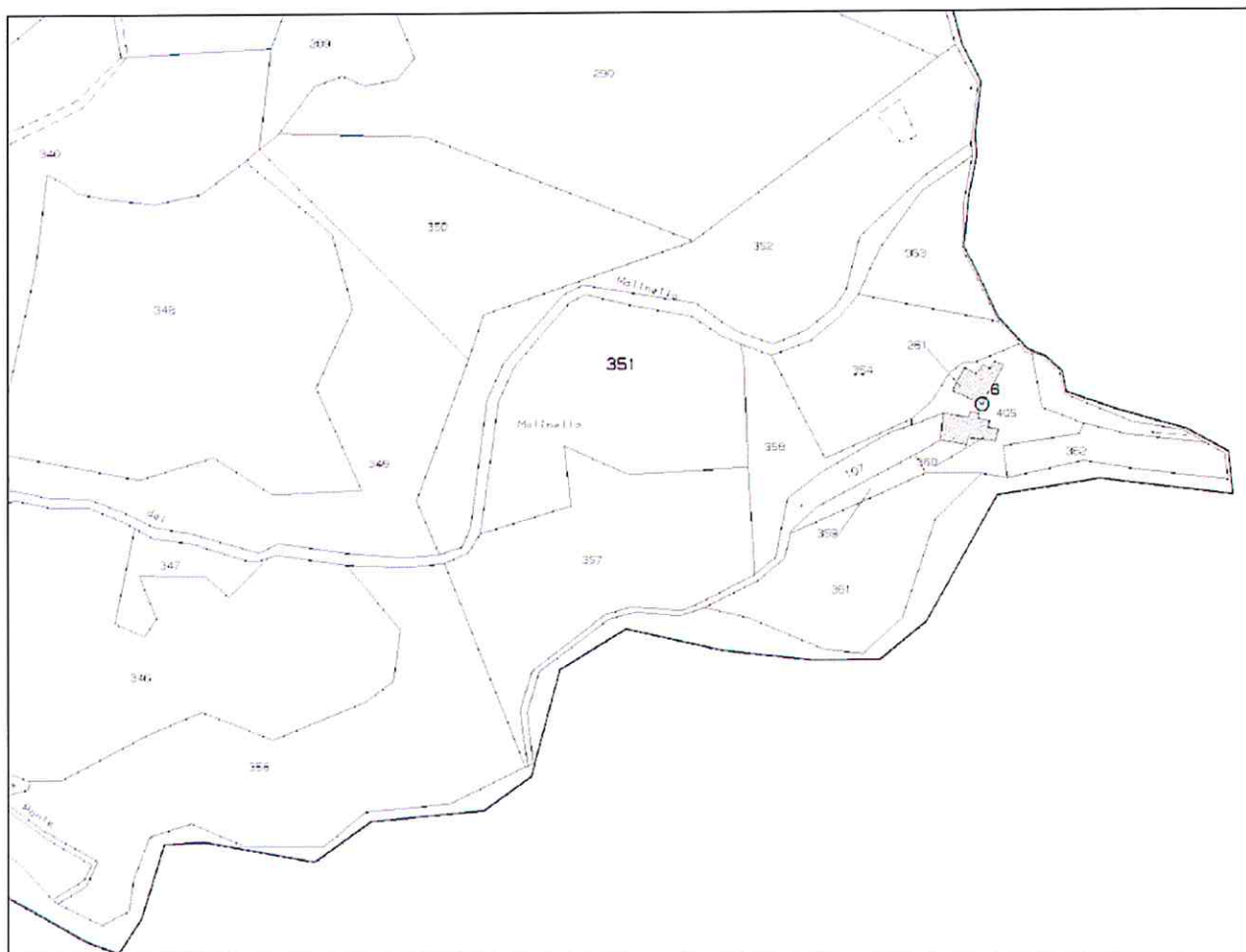
Il Tecnico Progettista

Dott. Ing. Daniele Manfredini

A circular official stamp of the "UNIONE MONTANA VALLI SAVENA-IDICE" is visible, featuring a central emblem. Overlaid on the stamp is a large, fluid handwritten signature in blue ink.

PIANO PARTICELLARE

UNIONE MONTANA VALLI SAVENA - IDICE
Nucleo Difesa del Suolo



L'estratto catastale (Foglio 15 del Comune di Loiano) dell'area oggetto degli interventi del presente Progetto ha consentito di verificare le proprietà dei terreni su cui si svolgeranno gli stessi, riportate nella seguente tabella:

Foglio	Mappale	Proprietari	Sup.Totale (m²)	Sup. occupata (m²)	Titolo
15	290	MENETTI Marco nato a MODENA il 24/05/1982	8.412	100	Bosco ceduo
15	350	MENETTI Marco nato a MODENA il 24/05/1982	3.448	100	Incolto produttivo
15	352	MENETTI Marcella nata a LOIANO il 25/11/1949	4.168	100	Bosco ceduo
15		MENETTI Salvatore nato a LOIANO il 07/02/1929			

Letto, approvato e sottoscritto.

IL SINDACO
(f.to Maestrami Giovanni)

IL SEGRETARIO COMUNALE
(f.to Dott.Ssa Crisci Giuseppina)

Il sottoscritto dipendente autorizzato, visti gli atti d'ufficio,

ATTESTA CHE:

☒ la presente deliberazione viene pubblicata all'albo online in data odierna;
☒ l'oggetto della presente deliberazione viene trasmesso in data odierna ai capigruppo consiliari,
ai sensi dell'art. 125 del D. Lgs. n. 267/2000.

Lì, 28 ottobre 2013

IL SEGRETARIO COMUNALE
F.to Dott.Ssa Crisci Giuseppina

Il presente documento costituisce copia conforme dell'originale.

Loiano, _____

L'ISTRUTTORE AMMINISTRATIVO
Rag. Forlani Barbara

- La presente deliberazione è stata affissa all'Albo online per n. 15 giorni consecutivi dal 28 ottobre 2013 al 12 novembre 2013, ai sensi dell'art. 124 del D.Lgs. n° 267/2000.
 - La presente deliberazione è divenuta esecutiva in data 07/11/2013
- ☒ essendo stata dichiarata immediatamente eseguibile (art. 134, c. 4, D.Lgs. n. 267/2000)
- ☐ essendo decorsi dieci giorni dalla data di pubblicazione all'Albo Pretorio (art. 134, c. 3, D.Lgs. n. 267/2000).

Loiano, lì 07/11/2013

IL SEGRETARIO COMUNALE
F.to Dott.Ssa Crisci Giuseppina
