

**LAVORI RELATIVI ORDINANZA N. 10/2024 (05 SETTEMBRE 2024)
DEL SINDACO DEL COMUNE DI POMARETTO PER INTERVENTI DI
SOMMA URGENZA A SEGUITO DI EVENTI METEOROLOGICI DEL
4 E 5 SETTEMBRE 2024 RELATIVA ALLA ROGGIA BOUT**

- LOTTO 1 - LOCALITÀ BOUT-

RELAZIONE TECNICO STRUTTURALE



1.PREMESSA

La presente relazione tecnico-strutturale riguarda la realizzazione dei **“LAVORI RELATIVI ORDINANZA N. 10/2024 (05 SETTEMBRE 2024) DEL SINDACO DEL COMUNE DI POMARETTO PER INTERVENTI DI SOMMA URGENZA A SEGUITO DI EVENTI METEOROLOGICI DEL 4 E 5 SETTEMBRE 2024 RELATIVA ALLA ROGGIA BOUT – LOTTO 1 – LOCALITÀ BOUT-”**, localizzati nel territorio del Comune di Pomaretto (vedasi cartografia allegata).

Le opere previste in questa sede, contemplando la sistemazione di alcuni dissesti localizzati e la realizzazione di opere di regimazione delle acque superficiali, garantiranno maggiore sicurezza alla viabilità comunale e del canale sottostante, ma non possono essere considerati risolutive, soprattutto in mancanza di costanti operazioni di manutenzione dei manufatti realizzati e più in generale dei soprassuoli boscati caratterizzanti il territorio circostante i siti oggetto di sistemazione.

Preme quindi sottolineare che il presente intervento, di sola somma urgenza, prevede solo lavori puntuali di contenimento a valle della strada (versante in precario stato di manutenzione) ed in corrispondenza dell'attuale attraversamento (tubazione il cls da 50 cm) di alcuni dissesti, generati dalle precipitazioni intense del 5 settembre 2024, ma non comporta la stabilizzazione definitiva del versante in oggetto vista l'assoluta mancanza di fondi necessari per effettuare tali interventi.

Inoltre, le misure potranno variare, in sede esecutiva, in funzione delle condizioni del suolo rilevabili durante gli scavi: Tutti i lavori saranno valutati e rendicontati a misura.

Ulteriori dissesti, con un elevato grado di complessità, si sono verificati immediatamente a monte, lungo tutta la roggi sino a Borgata Bout, in seguito alle precipitazioni 24-27 ottobre 2024, ma non rientrato nel presente intervento in quanto necessitano di un ulteriore, e consistente, stanziamento di fondi non prevedibile nella scheda relativa alla presente ordinanza.

Per quanto riguarda la Deliberazione della Giunta Regionale 26 novembre 2021, n. 10-4161 (D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico) si ritiene che gli interventi possano rientrare nell'Elenco A2 - Elenco degli interventi “PRIVI DI RILEVANZA” nei riguardi della pubblica incolumità, con riferimento alla lettera c), del comma 1 dell'art 94-bis del D.P.R.380/2001 e alle linee guida di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 30 aprile 2020 e modalità semplificate di deposito

della denuncia dei lavori ai sensi dell'art. 93 del D.P.R. 380/2001 ed in particolare al punto <<2. Muri o altre opere di contenimento, con qualsivoglia tipologia costruttiva e materiale strutturale, di altezza massima non superiore a 2,00 m (anche se sormontati da recinzioni leggere di altezza massima 1,00 m) in considerazione della modesta entità della spinta delle terre a cui sono soggette (con inclinazione del terrapieno sull'orizzontale <math><15^\circ</math>); 12. Opere idrauliche minori, quali briglie, pennelli, opere di difesa spondale, etc, di altezza ≤ 3 m dall'estradosso della fondazione; 13. Piccoli attraversamenti, tombinamenti realizzati con manufatti scatolari aventi dimensioni nette interne (larghezza e altezza o diametro in caso di sezioni circolari) $\leq 2,50$ m.>>.

Inoltre, poiché l'intervento ricade in fascia di rispetto dei 150 metri dal Torrente Chisone, si rileva che per la richiesta di autorizzazione ai sensi del D. Lgs 42/2004, si dovrà far riferimento al Decreto del Presidente della Repubblica 13 febbraio 2017, n. 31 (Regolamento recante individuazione degli interventi esclusi dall'autorizzazione paesaggistica o sottoposti a procedura autorizzatoria semplificata).

Concludendo le premesse, vale la pena di sottolineare che i lavori di somma urgenza in oggetto saranno quindi finalizzate a ripristinare solo una minima parte il fondo e le scarpate dell'attuale viabilità in precarie condizioni di manutenzione e a proteggere le medesime dall'erosione. Esse sono giudicate sufficienti a migliorare la situazione attuale e ad impedire ulteriori peggioramenti dei fenomeni di disequilibrio in atto solamente su un tratto limitato di viabilità (preventivamente concordato con l'Amministrazione Comunale), ma non sono certamente considerate del tutto definitive soprattutto in mancanza di un complessivo ripristino e riprofilatura delle scarpate e della corretta regimazione idraulica dell'intera viabilità

2.DESCRIZIONE INTERVENTI

I lavori in esame sono localizzati nel punto di formazione della colta detritica che ha generato, durante l'evento alluvionale del 5 settembre 2024, l'intasamento dell'attraversamento della Roggia del Bout nei pressi di Borgata Pons, e la susseguente esondazione che è stata la causa degli allagamenti (acqua e detriti) lungo tutta la via Riccardo Balmas, fino in corrispondenza dell'incrocio con viabilità provinciale.

L'opera di somma urgenza, alla quota di 640,00 m s.l.m. (WGS84: Lat 44.960257 - Lng 7.182710; ED50: Lat 44.961223 - Lng 7.183805), Comune di Pomaretto, rif. Catastale Foglio 6 mappali 173, 176 e 177), quale punto di ostruzione del debris flow, e **consiste sommariamente in:**

- diradamento della vegetazione arborea ed arbustiva in corrispondenza delle scarpate della viabilità per 50,00 mq;
- scavo di fondazione per la realizzazione dell'attraversamento in progetto, della briglia selettiva di imbocco e della scogliera di contenimento (178 mc così ripartiti: 40 mc per attraversamento, 88 mc per opera di contenimento; 20 mc per la briglia selettiva e 30 mc per la muratura d'imbocco.);
- briglia selettiva di imbocco dell'attraversamento realizzata in pietrame e malta cementizia della larghezza di 4,00 m spessore 1,50 m altezza muri d'ala 2,00 metri, con fondazione della larghezza di 2,0 m e spessore di 50 cm, e struttura filtrante realizzata con n. 3 travi HEM;
- a contenimento della scarpata di valle scogliera con blocchi cava cementati della lunghezza di 16,00 m, larghezza apicale 1,50 m, basale 2,00 m, altezza possibilmente contenuta entro i 2,00 m, poggiante su una fondazione dello spessore di 50 cm e della larghezza di 2,20 metri (73,60 mc);
- costruzione di un attraversamento, atto a sopportare carichi per strade di 1^a categoria, mediante fornitura e posa in opera di elementi scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato, turbovibrocompressi, a sezione interna quadrata delle dimensioni di 1,50 m x 1,50 m, e della lunghezza di 4,40 metri, atti a smaltire la portata di progetto pari a 2,60m³/s (contributo di piena del bacino Pom 09 per T.R. 200 anni ricavate dallo studio del P.R.G.I. " Indagini idrauliche e geomorfologiche") o, in alternativa in caso di difficoltà di reperimento degli elementi testé descritti e considerata l'urgenza, realizzazione di un canale coperto con spalle e platea di scorrimento in blocchi di cava

cementati e soletta in c.a prefabbricata, poggiante su n. 2 cordoli in c.a. posti in sommità delle spallette, debitamente certificata ;

- in sommità alle opere di contenimento (scogliera cementata e muratura d'imbocco) , al fine di proteggere il transito lungo la strada, verrà posizionata una barriera di sicurezza stradale (lunghezza indicativa 24,00 m) in acciaio passivato tipo Cortain con valore ASI secondo EN 1317 inferiore ad 1.
- Il manufatto tipo classe H1, di altezza 70 cm fuori terra, avrà piantoni con interasse 2,00 m e dovrà essere conforme al D.M. LL. PP. 18/02/1992 e s.m.i.;
- sistemazione canale di scolo di valle (intervento di valle localizzato in cartografia) mediante la sopraelevazione di 50 cm della cunetta esistente per una lunghezza di 12,60 m, dello spessore di 30 cm e la realizzazione di una paratoia a griglia di filtrazione (Volume calcestruzzo 2,00 mc; Area Casserature :12,90 mc; peso acciai compresi quelli di ancoraggio 260 kg; peso paratoia di filtrazione 80 kg).

3. DESCRIZIONE E VERIFICA DELLE OPERE CONTENIMENTO

Le opere strutturali in oggetto consistono essenzialmente nella realizzazione di due tipologie di opere e precisamente:

- 1. Tipologia “A” : scogliera cementata per la realizzazione dell’attraversamento in sostituzione della tubazione in cls diametro interno 50 cm .**
- 2. Tipologia “B” : scogliera cementata a contenimento della scarpata stradale;**

3.1. SCOGLIERA CEMENTATA PER LA REALIZZAZIONE DELL’ATTRAVERSAMENTO IN SOSTITUZIONE DELLA TUBAZIONE IN CLS DIAMETRO INTERNO 50 CM.

Viene prevista la sostituzione dell’ attuale tubazione in conglomerato cementizio mediante la costruzione di un attraversamento, atto a sopportare carichi per strade di 1^a categoria, mediante fornitura e posa in opera di elementi scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato, turbovibrocompressi, a sezione interna quadrata delle dimensioni di 1,50 m x 1,50 m, e della lunghezza di 4,40 metri, atti a smaltire la portata di progetto pari a 2,60m³/s (contributo di piena del bacino Pom 09 per T.R. 200 anni ricavate dallo studio del P.R.G.I. " Indagini idrauliche e geomorfologiche").

In alternativa, in caso di difficoltà di reperimento degli elementi testé descritti e considerata l'urgenza, si provvederà alla realizzazione di un canale coperto con spalle e platea di scorrimento in blocchi di cava cementati e soletta in c.a. prefabbricata, poggiante su n. 2 cordoli in c.a. posti in sommità delle spallette, debitamente certificata per strade di 1^ categoria. Viene di seguito prodotta la verifica relativa a questa seconda soluzione progettuale.

Vita nominale (NTC 2018)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. $V_N = 50$ anni

Classe d'uso (NTC 2018)

Classe d'uso in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso: **Classe II**

Periodo di riferimento (NTC 2018)

Le azioni sismiche su una costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

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

Materiali (NTC 2018)

Per il paramento murario in blocchi da scogliera cementati si utilizzerà:

Le caratteristiche e le proprietà dei materiali (calcestruzzo, acciaio, prefabbricati, dispositivi antisismici, muratura portante, legno, ecc) ai sensi del par. 11 delle NT saranno le seguenti:

- cemento tipo (UNI 9858) 425;
- calcestruzzo cementazione scogliera (fondazione e alcune parti in elevazione) con classe di resistenza C16/20 $R_{ck} = 200 \text{ daN/cm}^2$ $f_{ck} = 166 \text{ daN/cm}^2$ ovvero le seguenti caratteristiche :

- R_{ck} = Valore caratteristico della resistenza cubica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ = Valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = Valore medio della resistenza cilindrica
- $E_c = 220000[f_{cm}/10]^{0.3}$ = Modulo Elastico secante tra la tensione nulla e $0.40 f_{cm}$
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ = Resistenza di calcolo a compressione, con γ_c pari a 1.50
- $\alpha f_{cd} = 0.85 f_{cd}$ = Resistenza di calcolo a compressione ridotta, per i carichi di lunga durata
- $f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3}$ = Resistenza media a trazione
- $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ = Resistenza caratteristica a trazione
- $f_{ctk} = 1.2 f_{ctk}$ = Resistenza caratteristica a trazione per flessione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = Resistenza di calcolo a trazione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = Resistenza di calcolo a trazione per flessione

I valori così calcolati vengono riportati nella seguente tabella:

Classe Cls	Rck	fck	fcm	Ec	fcd	αf_{cd}	fctm	fctk	fck	fctd	fcd
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
C16/20	200	166	245	288206	110	94	19.5	13.7	16.4	9.1	10.9

;

- tutti massi, ad eccezione di quelli impiegati per l'intasamento dei vani (tolleranza del 15% di peso e/o volume inferiore), dovranno avere peso superiore a 8,00 kN (tutti i massi di pietra, ad eccezione di quelli impiegati per l'intasamento dei vani dovranno essere in roccia viva e resistente, provenienti da cave di pietra di Luserna (*gneiss lamellare*) o reperiti in loco, non alterabili all'erosione delle acque e senza piani di sfaldamento o incrinature da gelo ed avere le seguenti caratteristiche:

Peso volumetrico :	2615	daN/m ³
Resistenza a compressione :	1662	da/cm ²
Resistenza a flessione :	218	daN/cm ²
Resistenza ad abrasione :	0,88	Mm
Imbibizione :	3,02	%o per peso
Coeff. Di dilatazione termica :	0,0037	mm./m. oC

- il peso specifico muratura in scogliera cementata ponderando il peso di 0,30 m³/m³ di calcestruzzo e di 0,70 m³/m³ di pietra sarà di circa 2,5 q.li /m³

Carichi accidentali (NTC 2018)

Considerato che la scogliera cementata ha funzione di sostegno della strada comunale (anche se di secondaria importanza), si considera un sovraccarico uniformemente distribuito dovuto al traffico stradale valutato pari a 2.000 daN/mq (raccomandazioni ANAS per opere di sostegno portanti strade extra-urbane).

Applicando il punto C5.1.3.3.7.1 carichi verticali da traffico su rilevati e terrapieni adiacenti al ponte, è necessario applicare lo schema di carico 1 dei ponti distribuendo uniformemente il carico dei due assi tandem verticalmente a 45° verso la base del muro.

Considerando un ponte di 2^a categoria con carico totale pari a $Q = 2 \cdot Q_{1k} = 48000$ daN applicato su una area totale in superficie di 1,6x2,4 m, diffondendo il carico fino alla base del paramento alto $h = 1,7$ m risulterà:

$$A = (a + 2 \cdot h) \cdot (b + 2 \cdot h) = (1,6 + 3,2) \cdot (2,4 + 3,2) = 26,88 \text{ m}^2$$

Da cui il carico stradale distribuito: $q = 48000/26,88 = 17,86$ daN/m² inferiore alle raccomandazioni ANAS.

Il sovraccarico dovuto alla neve (sezioni a monte della carreggiata) è stato valutato in accordo con la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,711 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

Dove alla quota di 640,00 m s.l.m. (Zona I – Alpina) risulta:

- altitudine: 640,00 m s.l.m. (Sezione 3-3 e Sezione 4-4);
- carico neve al suolo: 244.42 daN/m²;
- valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (q_{sk}): 200.95 daN/m²;
- coefficiente di forma : 1.6
- carico neve sulla struttura : 391.07 daN/m².

Azione sismica (NTC 2018)

La determinazione delle azioni sismiche viene effettuata secondo le N.T.C. 2018, assumendo i seguenti dati di base:

- Zona sismica: 3S

- Localizzazione dell'opera **(WGS 84): longitudine: 7.182710° latitudine= 44.960257 °**

- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: E;
- Categoria topografica: T2
- Periodo di riferimento: 50 anni
- Coefficiente cu: 1

Parametri dipendenti dal sito dell'opera (NTC 2018):

Salvaguardia della vita (SLV):

- Probabilità di superamento: 10 %
- Tr: 475 [anni]
- ag: 0,135 g
- Fo: 2,469
- Tc*: 0,264 [s]

Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018 (per SLV):

- Ss: 1,600
- Cc: 1,960
- St: 1,200
- Kh: 0,098
- Kv: 0,049
- Amax: 2,535
- Beta: 0,380

Relazione Geologica-geotecnica (NTC 2018 §6)

I parametri geotecnici del terreno (vedasi relazione geologico-geotecnica allegata), sono stati assunti pari a:

-peso efficace terreno: $\gamma_t = 1.900 \text{ daN/m}^3$

-angolo di attrito interno: $\phi = 25^\circ$ (terrapieno spingente)

-coesione: $c = 0 \text{ daN/cm}^2$ negli strati spingenti

$c = 0,20 \text{ daN/cm}^2 \div 0,30 \text{ daN/cm}^2$ negli strati collocati al di sotto del piano di fondazione;

Combinazione di carico per la verifica dei muri di sostegno (NTC 2018, § 6.5, § 7.11.6.2)

I muri di sostegno, e quindi le scogliere, vengono verificati in base alle indicazioni delle N.T.C. 2018 § 6.5, in particolare si eseguono le verifiche secondo i seguenti approcci:

Verifiche statiche:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Verifica sismica:

Approccio 2: Sisma Su (M1 + R3)

Per le calcolazioni viene impiegato il programma *MB Muro* con cui sono effettuate le verifiche di stabilità, sia locale che globale, in accordo alle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018) nel modo seguente:

- il calcolo delle spinte del terreno viene effettuato mediante i coefficienti di spinta attiva, calcolati tramite le formulazioni di *Mononobe-Okabe*;
- le verifiche di capacità portante della fondazione sono eseguite mediante le formulazioni di *Brinch-Hansen* generalmente utilizzate nel caso di terreni a comportamento prevalentemente non coesivo o poco coesivo.

Il programma effettua tutte le verifiche di stabilità del muro, per tutte le combinazioni di carico previste dalla norma, nelle condizioni SLU (Statiche) e SLV (Sismiche). Le verifiche di resistenza strutturale degli elementi dipendono dalla verifica dei massi in relazione all'azione della corrente riportata più avanti.

Tali verifiche vengono riportate nelle pagine seguenti.

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
SPALLA ATTRAVERSAMENTO DI LUCE 1,50 m X 1,50 m

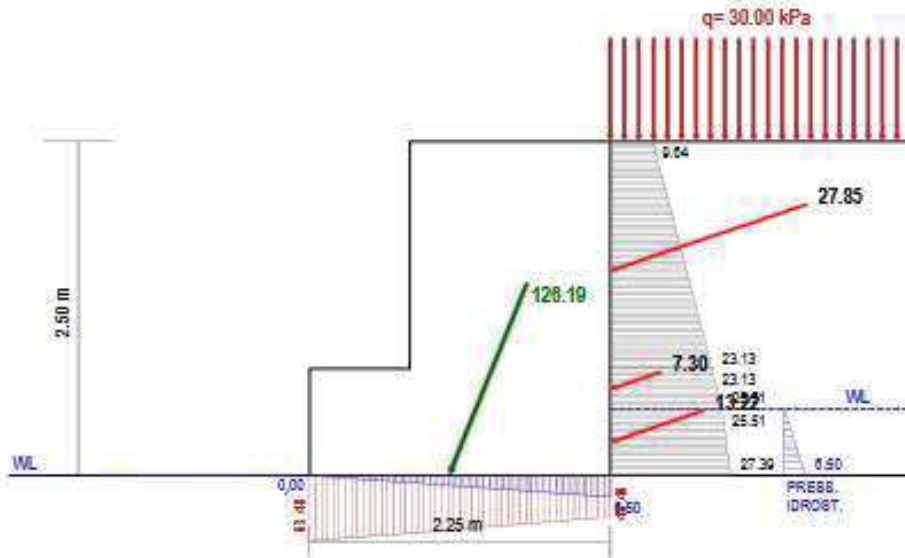
COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:
Statica (A1+M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO 1/1
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma = 28.00 \text{ }^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO 1/1
 $G = 0.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma = 0.00 \text{ }^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE

$G = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma = 28.00 \text{ }^\circ$
 $c = 30.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	47.43 kN
Carico verticale:	Ned	116.93 kN
Resistenza attrito:	$Sa = Ned \cdot \tan(\alpha)$	39.52 kN
Base Fondazione:	B	2.25 m
Resistenza coesione:	$S_c = c_a \cdot B$	45.02 kN
Resistenza Totale:	$S_{tot} = Sa + S_c$	84.55 kN
Coeffic. parziale:	α_B	1.10
Resistenza di Calcolo:	$S_{rd} = S_{tot} / \alpha_B$	76.86 kN
Verifica:	S_{rd} / Hed	1.62 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Aziome verticale	Ned	116.93 kN
Aziome orizzontale	Hed	47.43 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Escentricita'	$e = B/2 \cdot (N_{stab} - N_{rib}) / Ned$	0.08 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.08 m
Fattore cap. port.	$\alpha_{qcap} = (1 + \tan(\alpha) \cdot \tan(\beta) \cdot (H_1/4 + e/2))$	14.72
Fattore cap. port.	$\alpha_w = (1 - \alpha) \cdot \alpha_{qcap}$	25.80
Fattore cap. port.	$\alpha_g = 2 \cdot N_{rib} \cdot \tan(\alpha)$	16.72
coeff inclin. carico	$i_g = [1 - Hed / (Ned + Hed \cdot \alpha_{qcap})]^{0.5}$	0.51
coeff inclin. carico	$i_w = [1 - Hed / (Ned + Hed \cdot \alpha_w)]^{0.5}$	0.64
coeff inclin. carico	$i_{og} = [1 - i_g] / (N_{rib} \cdot \tan(\alpha))$	0.61
Inclin. F.C. (>=0)		
coeff inclin. p.c.	gg	1.00
coeff inclin. p.c.	gw	1.00
coeff inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$k_{hd} = S_t \cdot \alpha_g / q$	0.00
coeff. sismico	$s_{c1} = 1 - 0.32 \cdot k_{hd}$	1.00
coeff. sismico	$\alpha_g = (1 - k_{hd} / \tan(\alpha))^{0.35}$	1.00
coeff. sismico	$\alpha_g \cdot \alpha_w$	1.00
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 \cdot \alpha_g \cdot Hed \cdot \alpha_w \cdot i_g \cdot \alpha_g \cdot \alpha_w$	79.56 kN/m ²
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c \cdot N_{rib} \cdot \alpha_g \cdot \alpha_w$	472.00 kN/m ²
pressione limite (3)	$q_{lim3} = \alpha_w \cdot \alpha_g \cdot i_g \cdot \alpha_g \cdot \alpha_w$	0.00 kN/m ²
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	551.56 kN/m ²
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$	1149.40 kN
Coeffic. parziale	α_B	1.40
Resistenza Calcolo	$S_{rd} = Q_{lim} / \alpha_B$	821.00 kN
Verifica	S_{rd} / Ned	7.02 ---> ok!

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
SPALLA ATTRAVERSAMENTO DI LUCE 1,50 m X 1,50 m

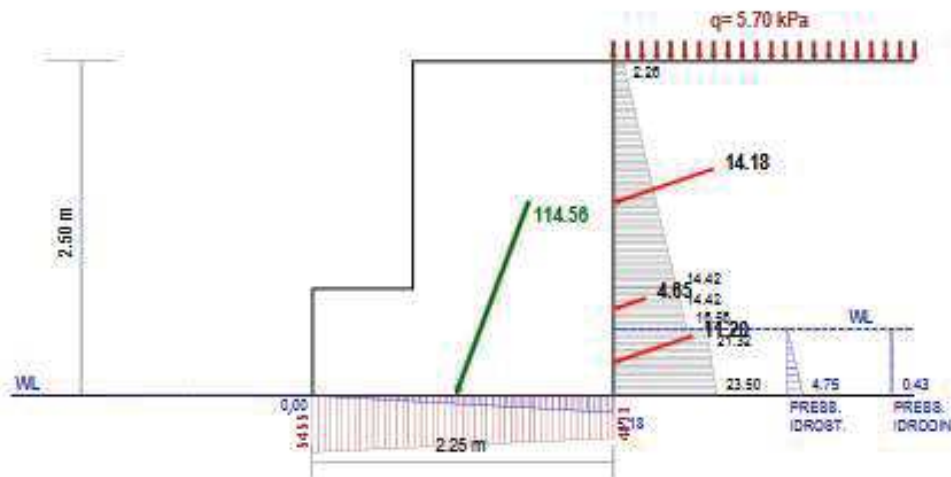
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO.M.1
 G = 19.00 kNm³
 e' = 20.00 %
 c = 0.00 kNm²

STRATI DI VALLE

STRATO.V.1
 G = 0.00 kNm³
 e' = 0.00 %
 c = 0.00 kNm²



STRATO FONDAZIONE
 G = 19.00 kNm³
 e' = 20.00 %
 c = 0.00 kNm²

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	40.45 kN
Carico verticale:	Hed	107.18 kN
Resistenza attrito:	Ra = Hed*tg[alpha]	36.23 kN
Base Fondazione:	B	2.25 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	45.02 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	81.25 kN
Coeffic. parziale:	G_F	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rcd = Rtot/G_F	81.25 kN
Verifica:	Rcd/Hed	2.01 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale:	Hed	107.18 kN
Azione orizzontale:	Hed	40.45 kN
Sovraccarico laterale q		0.00 kPa
Escentricita'	e = E/2 (2*stab - Nrib)/Hed	0.25 m
Base efficace:	Beff = B-2*e	2.14 m
Fattore cap. port.:	Ngexp*(Pi*tgalpha)*tg2*(F1/4+e/2)	14.72
Fattore cap. port.:	Sc=(Ng-1)*cotg	25.80
Fattore cap. port.:	Ng=2*(Ng1)*tgalpha	16.72
coeff.inclin.carico:	ig=[1-Hed/(Hed+Beff*alpha*cotg)]^3	0.56
coeff.inclin.carico:	iq=[1-Hed/(Hed+Beff*alpha*cotg)]^2	0.68
coeff.inclin.carico:	ic=ig*(1-ig)/(Ng*tgalpha)	0.65
Inclin. S.C. (>=0)		
coeff.inclin.p.c.	gg	1.00
coeff.inclin.p.c.	qq	1.00
coeff.inclin.p.c.	gc	1.00
coeff. sismico:	kh=2*St*gg/g	0.26
coeff. sismico:	sc=1-0.32*kh	0.92
coeff. sismico:	sq=(1-kh/tgalpha)^0.15	0.79
coeff. sismico:	sg=qc	0.79
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G*(Beff*Ng1*gg*sq)	70.95 kPa/m ²
pressione limite (2)	qlim2=c*Nri1*gc*zc	461.60 kPa/m ²
pressione limite (3)	qlim3=q*Ng1*gg*sq	0.00 kPa/m ²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	534.55 kPa/m ²
Resistenza totale:	Qlim = qlim * Beff	1144.57 kN
Coeffic. parziale:	G_F	1.20
Resistenza Calcolo:	Rcd = Qlim / G_F	953.81 kN
Verifica:	Rcd/Hed	8.90 ---> ok!

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
SPALLA ATTRAVERSAMENTO DI LUCE 1,50 m X 1,50 m

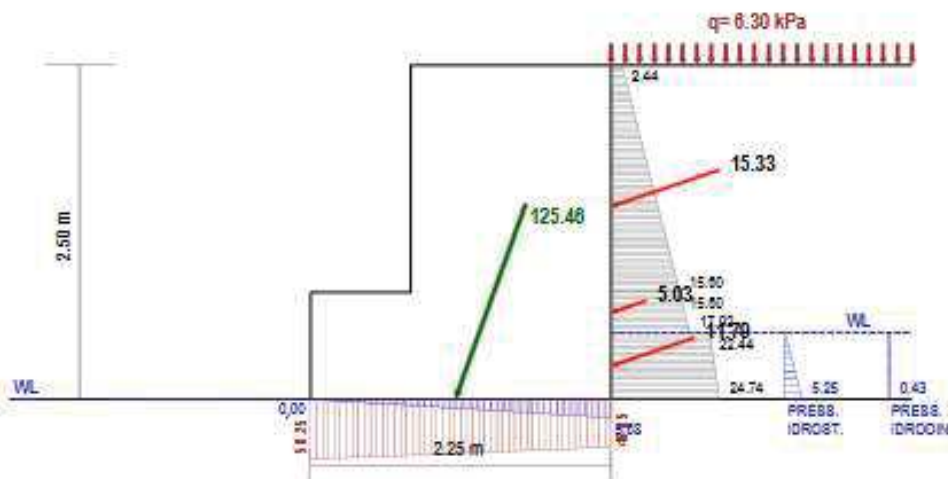
COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO1,1
 $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 28.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO1,1
 $\gamma = 0.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 0.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FORGAZIONE

$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 28.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	42.59 kN
Carico verticale:	Ned	118.01 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned \cdot tg(\phi_a)$	39.83 kN
Base Fondazione:	B	2.25 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca \cdot B$	45.02 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	84.91 kN
Coeff. parziale:	ϕ_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Rcd = Rtot / \phi_R$	84.91 kN
Verifica:	Rcd / Hed	1.99 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale:	Ned	118.01 kN
Azione orizzontale:	Hed	42.59 kN
Sovraccarico laterale q		0.00 kPa
Scenocentricita'	$e = B/2 \cdot (2 \cdot \text{stab} - \text{ncib}) / \text{Ned}$	0.24 m
Base efficace:	$B_{eff} = B - 2 e $	2.17 m
Fattore cap. port.:	$\lambda q = exp(\pi \cdot tg(\phi) \cdot tg^2(\pi/4 + \phi/2))$	14.72
Fattore cap. port.:	$\lambda c = (q - 1) \cdot c \cdot tg \phi$	25.80
Fattore cap. port.:	$\lambda q = 2 \cdot Nq \cdot tg \phi$	16.72
coeff.inclin.carico	$i_q = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot \sigma'_{o,med})]^3$	0.56
coeff.inclin.carico	$i_c = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot \sigma'_{o,med})]^2$	0.68
coeff.inclin.carico	$i_{\phi} = [1 - i_q] / [Rc \cdot tg \phi]$	0.65
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin.p.c.	i_{ϕ}	1.00
coeff.inclin.p.c.	i_q	1.00
coeff.inclin.p.c.	i_c	1.00
coeff. sismico	$k_h = 8e^{-0.167 \cdot \lambda \cdot q} / g$	0.26
coeff. sismico	$\alpha = 1 - 0.167 \cdot k_h$	0.92
coeff. sismico	$\lambda q = (1 - k_h / tg \phi) \cdot 0.35$	0.19
coeff. sismico	$\lambda q = \alpha \cdot \lambda q$	0.19
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 \cdot c \cdot B_{eff} \cdot \lambda q \cdot i_q \cdot i_c$	71.85 kN/m ²
pressione limite (2)	$q_{lim2} = \sigma'_{o,med} \cdot Nq \cdot i_q \cdot i_c$	463.81 kN/m ²
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q \cdot \lambda q \cdot i_q \cdot i_c$	0.00 kN/m ²
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	535.66 kN/m ²
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$	1169.82 kN
Coeff. parziale	ϕ_R	1.20
Resistenza Calcolo	$R_{cd} = Q_{lim} / \phi_R$	974.85 kN
Verifica:	R_{cd} / Ned	8.20 ---> ok!

3.2. SCOGLIERA CEMENTATA A CONTENIMENTO DELLA SCARPATA STRADALE.

L'opera di contenimento a valle della strada sarà realizzata con la tipologia descritta al paragrafo precedente ed avrà i seguenti parametri dimensionali:

- base fondazione : 2,00 m;
- altezza fondazione: 0,80 m;
- base scogliera in elevazione: 1,50 m;
- altezza scogliera 2,20 m;
- spessore scogliera in sommità 1,20 m .

Per le verifiche di stabilità si fa riferimento a quanto descritto nel paragrafo precedente e si ottiene quanto segue:

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
OPERA DI CONTENIMENTO DI VALLE DELL'ATTRAVERSAMENTO

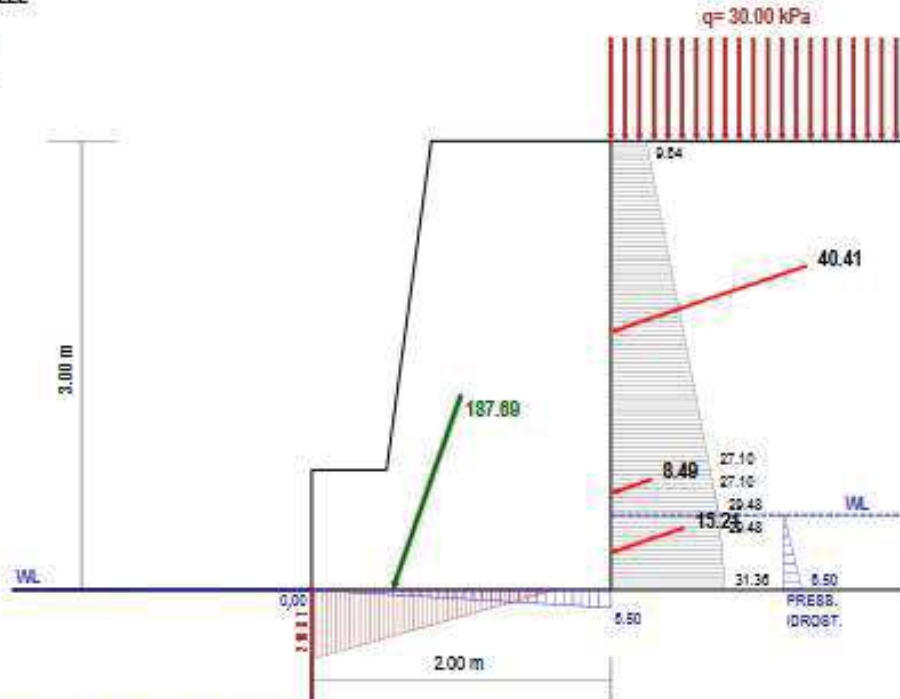
COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:
Statica (A1+M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO L1
 $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 28.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO L1
 $\gamma = 0.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 0.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 28.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	62.35 kN
Carico verticale:	Ned	177.03 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned \cdot \tan(\phi_{eff})$	59.84 kN
Base Fondazione:	B	2.00 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca \cdot B$	40.02 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	99.86 kN
Coeffic. parziale:	γ_3	1.10
Resistenza di Calcolo:	$Rcd = Rtot / \gamma_3$	90.78 kN
Verifica:	Rcd / Hed	1.46 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Metab	138.18 kNm
Coeffic. parziale:	γ_3	1.15
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Metab / \gamma_3$	120.15 kNm
Momento Ribaltante:	Med	42.72 kNm
Verifica:	Mrd / Med	2.81 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale:	Ned	177.03 kN
Azione orizzontale:	Hed	62.35 kN
Sovraccarico laterale q	q	0.00 kPa
Escentricita'	$e = B/2 \cdot (Metab - Ncrib) / Ned$	0.46 m
Base efficace	$B_{eff} = B \cdot [1 - e /B]$	1.38 m
Fattore cap. port.	$N_{qcap} = (1 + \tan(\phi_{eff}) \cdot \tan(\alpha)) \cdot N_q$	14.72
Fattore cap. port.	$N_c = (1 + \tan(\phi_{eff}) \cdot \cot(\alpha)) \cdot c$	25.80
Fattore cap. port.	$N_{q2} = N_q \cdot (1 + \tan(\phi_{eff}) \cdot \tan(\alpha))$	16.72
coeff. inclin. carico	$i_q = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot \gamma \cdot \cot(\alpha))]^3$	1.40
coeff. inclin. carico	$i_c = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot \gamma \cdot \cot(\alpha))]^2$	0.54
coeff. inclin. carico	$i_{c2} = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot \gamma \cdot \cot(\alpha))]^2$	0.51
Inclin. F.O. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	i_{q1}	1.00
coeff. inclin. p.c.	i_{q2}	1.00
coeff. inclin. p.c.	i_{c1}	1.00
coeff. inclin. p.c.	i_{c2}	1.00
coeff. sismico	$\eta = 0.5 + 0.5 \cdot \tan(\phi_{eff}) \cdot \tan(\alpha)$	1.00
coeff. sismico	$\eta_1 = 1 - 0.32 \cdot \eta$	1.00
coeff. sismico	$\eta_2 = (1 - \eta) / \tan(\alpha)$	1.00
coeff. sismico	$\eta_3 = \eta$	1.00
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B_{eff} \cdot \eta_1 \cdot i_{q1} \cdot i_{c1}$	32.59 kN/m2
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c \cdot \eta_2 \cdot i_{c2}$	391.76 kN/m2
pressione limite (3)	$q_{lim3} = \gamma \cdot \eta_3 \cdot i_{q3} \cdot i_{c3}$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	424.35 kN/m2
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$	461.94 kN
Coeffic. parziale	γ_3	1.40
Resistenza Calcolo	$R_{cd} = Q_{lim} / \gamma_3$	329.96 kN
Verifica	R_{cd} / Ned	1.86 ---> ok!

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
OPERA DI CONTENIMENTO DI VALLE DELL'ATTRAVERSAMENTO

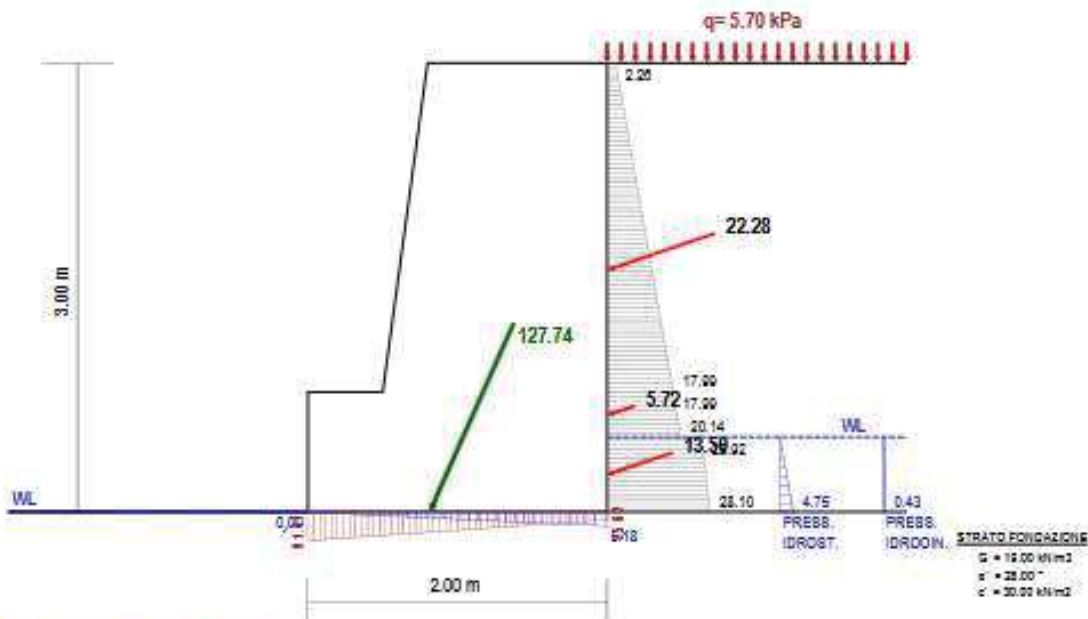
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO 1.1
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$
 $c' = 25.00 \text{ kN/m}^2$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO 1.1
 $G = 0.00 \text{ kN/m}^3$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	51.67 kN
Carico verticale:	Ned	116.73 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg[phi]	39.46 kN
Base Fondazione:	B	2.00 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	40.02 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	79.48 kN
Coeffic. parziale:	GR	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rcd = Rtot/GR	79.48 kN
Verifica:	Rcd/Hed	1.53 ----> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica) la verifica a ribaltamento non è significativa riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIS' per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.T.11.6.2.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	116.73 kN
Azione orizzontale	Hed	51.67 kN
Sovraccarico laterale q	q	0.00 kPa
Eccentricita'	e = B/2 - (Ned*Hr1)/Ned	0.19 m
Base efficace	Beff = B-2 e	1.63 m
Fattore cap. port.	Rqexp=(Pi*tgalpha)*tg2 (Pi/4+alpha/2)	14.72
Fattore cap. port.	Rc=(Cq-1)*cota	25.80
Fattore cap. port.	Rg=2*(Hq+1)*tg2	16.72
coeff.inclin.carico	iq=(1-Ned)/(Ned+Beff*alpha*cota)**3	0.42
coeff.inclin.carico	iq2=(1-Ned)/(Ned+Beff*alpha*cota)**2	0.56
coeff.inclin.carico	ic=iq/(1-ic)/(Rq*tgalpha)	0.53
Inclin. F.C. (alpha=0)		
coeff.inclin. p.c.	qq	1.00
coeff.inclin. p.c.	qq	1.00
coeff.inclin. p.c.	qc	1.00
coeff. sismico	kh=8e*St*ag/g	0.26
coeff. sismico	ec=1-0.32*kh	0.92
coeff. sismico	qs=(1-kh/tgalpha)**0.35	0.19
coeff. sismico	qs*ec	0.19
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G**Beff*(Rq*ig*qq*qs)	41.04 kN/m2
pressione limite (2)	qlim2=c*Nvic*qc*qs	378.06 kN/m2
pressione limite (3)	qlim3=q*(Rq*ig*qq*qs)	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	419.10 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	581.44 kN
Coeffic. parziale	GR	1.00
Resistenza Calcolo	Rcd = Qlim / GR	581.44 kN
Verifica	Rcd/Ned	4.98 ----> ok!

COMUNE DI POMARETTO (TO)
EVENTO ALLUVIONALE 5 SETTEMBRE 2024-INTERVENTI DI SOMMA URGENZA
ROGGIA BOUT I
OPERA DI CONTENIMENTO DI VALLE DELL'ATTRAVERSAMENTO

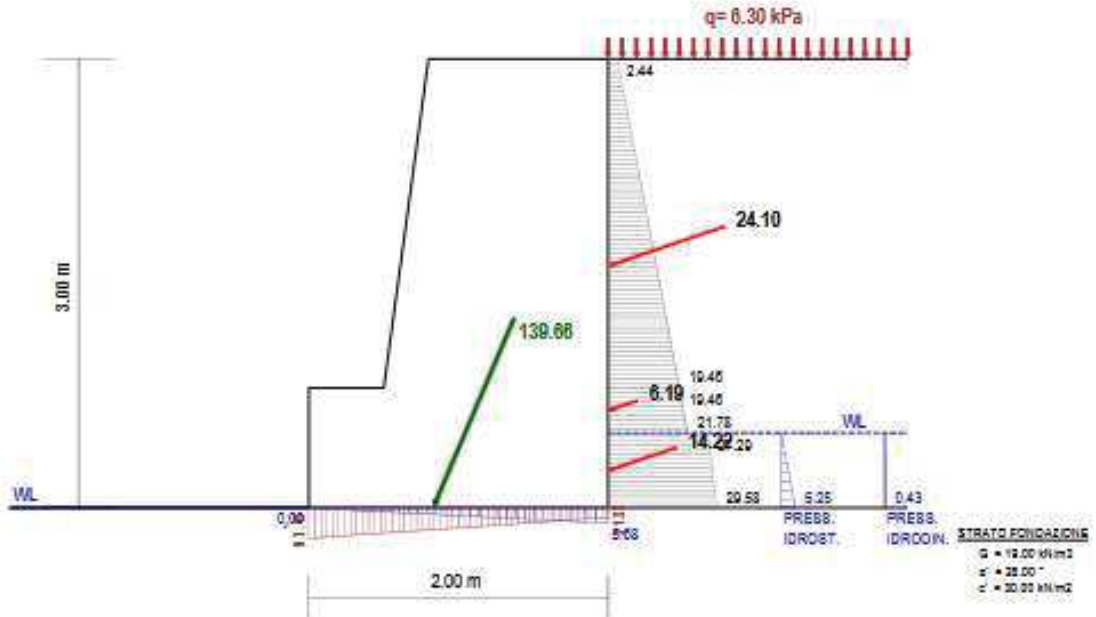
COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO.1
 $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $c' = 28.00 \text{ kPa}$
 $\phi' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO.1
 $\gamma = 0.00 \text{ kN/m}^3$
 $c' = 0.00 \text{ kPa}$
 $\phi' = 0.00 \text{ kN/m}^2$



RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Bed	54.83 kN
Carico verticale:	Hed	128.44 kN
Resistenza attrito:	Rs = Hed*tg(phi)	43.42 kN
Base Fondazione:	B	2.00 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	49.02 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	83.44 kN
Coeff. parziale:	Q_s	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rcd = Rtot/Q_s	83.44 kN
Verifica:	Rcd/Bed	1.52 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI:

Azione verticale:	Yed	128.44 kN
Azione orizzontale:	Bed	54.83 kN
Sovraccarico laterale q	q	0.00 kPa
Eccentricita'	e = B/2 - (Hed*Hrib)/Bed	0.17 m
Base efficace:	Beff = B-2 e	1.66 m
Fattore cap. port.:	Ng=exp(Pi*tg(phi)*tg²(Pi/4+phi/2))	14.72
Fattore cap. port.:	Sc=(1+q/cu)*Ng	25.80
Fattore cap. port.:	Sg=2*(1+tg(phi))	16.72
coeff. inclin. carico:	ig=[1-Bed/(Bed+Beff*phi*cot(phi))]³	0.43
coeff. inclin. carico:	iq=[1-Bed/(Bed+Beff*phi*cot(phi))]²	0.57
coeff. inclin. carico:	ic=ig*(1-ig)/(1+tg(phi))	0.58
Inclin. P.C. (>=0)	gc	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	ks=8*St*ag/g	0.26
coeff. sismico	sc=1-0.12*kh	0.92
coeff. sismico	sg=(1-kh/tg(phi))²*0.35	0.79
coeff. sismico	sg*sc	0.79
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G*Bed*Ng*ig*gg*sg	42.16 kN/m²
pressione limite (2)	qlim2=cc*Hrib*gc*sc	380.15 kN/m²
pressione limite (3)	qlim3=qs*Ng*ig*gg*sg	0.00 kN/m²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	422.31 kN/m²
Resistenza totale:	Qlim = qlim * Beff	709.37 kN
Coeff. parziale:	Q_R	1.20
Resistenza Calcolo:	Rcd = Qlim / Q_R	583.64 kN
Verifica:	Rcd/Hed	4.54 ---> ok!

4. SOLETTA IN C.A. PER L'ATTRAVERSAMENTO COPERTO.

In caso di difficoltà di reperimento degli elementi scatolari in c.a. descritti in precedenza e considerata l'urgenza, si provvederà alla realizzazione di un canale coperto con spalle e platea di scorrimento in blocchi di cava cementati e soletta in c.a. prefabbricata, poggiante su n. 2 cordoli in c.a. posti in sommità delle spallette (dimensioni 20÷35 cm x 50÷55 cm), debitamente certificata per strade di 1^a categoria.

5. VERIFICA IDRAULICA CANALE COPERTO SOSTITUZIONE TUBAZIONE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO DA 50 cm.

Nell'ambito dei lavori in oggetto vi è la previsione della sostituzione della tubazione in cls esistente, completamente intasata, del diametro interno assolutamente inadeguato di 50 cm e riportata nell'immagine seguente:



Il nuovo attraversamento dovrà essere in grado di smaltire la portata di progetto, pari a 2,60 m³/s (contributo di piena del bacino Pom 09 per T.R. 200 anni ricavate dallo studio del P.R.G.I. "Indagini idrauliche e geomorfologiche"), tenendo conto delle seguenti considerazioni:

- il grado di riempimento (altezza idrometrica all'interno della condotta), come si evince dalla tabella riportata nella pagina seguente, per la portata di progetto è pari ad 1/3 della luce verticale dell'attraversamento e consente di mantenere il franco di sicurezza di 1,00 metri;
- La velocità massima riferita alla portata di progetto è inferiore al valore di 5 m/s (4,50 m/s);
- La pendenza del canale dovrà pertanto essere del 2,5%.

Altezza idrometrica	Quota base canale	Larghezza base canale	Quota pelo libero	Pendenza media canale	Contorno bagnato	Sezione idraulica
h (m)	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	i (m/m)	C(m)	A (m ²)
0,1	640,00	1,50	640,10	0,0250	1,70	0,15
0,2	640,00	1,50	640,20	0,0250	1,90	0,30
0,3	640,00	1,50	640,30	0,0250	2,10	0,45
0,4	640,00	1,50	640,40	0,0250	2,30	0,60
0,5	640,00	1,50	640,50	0,0250	2,50	0,75
0,6	640,00	1,50	640,60	0,0250	2,70	0,90
0,7	640,00	1,50	640,70	0,0250	2,90	1,05
0,8	640,00	1,50	640,80	0,0250	3,10	1,20
0,9	640,00	1,50	640,90	0,0250	3,30	1,35
1	640,00	1,50	641,00	0,0250	3,50	1,50
1,1	640,00	1,50	641,10	0,0250	3,70	1,65
1,2	640,00	1,50	641,20	0,0250	3,90	1,80
1,3	640,00	1,50	641,30	0,0250	4,10	1,95
1,4	640,00	1,50	641,40	0,0250	4,30	2,10
1,5	640,00	1,50	641,50	0,0250	4,50	2,25

Altezza idrometrica	Coefficiente di Bazin	Raggio idraulico	X Chezy	Velocità massima corrente	Portata	Note
	m(m ^{-1/2} s)	R(m)	(m)	V (m/s)	Q (l/s)	
0,1	0,36	0,09	39,33	1,85	0,28	
0,2	0,36	0,16	45,65	2,87	0,86	
0,3	0,36	0,21	48,94	3,58	1,61	
0,4	0,36	0,26	51,03	4,12	2,47	
0,5	0,36	0,30	52,50	4,55	3,41	Portata di progetto 2,60 mc/s
0,6	0,36	0,33	53,59	4,89	4,40	
0,7	0,36	0,36	54,43	5,18	5,44	
0,8	0,36	0,39	55,11	5,42	6,51	
0,9	0,36	0,41	55,67	5,63	7,60	
1	0,36	0,43	56,13	5,81	8,72	
1,1	0,36	0,45	56,53	5,97	9,85	
1,2	0,36	0,46	56,87	6,11	11,00	
1,3	0,36	0,48	57,16	6,23	12,15	
1,4	0,36	0,49	57,42	6,34	13,32	
1,5	0,36	0,50	57,65	6,45	14,50	

5. INSTALLAZIONE DI BARRIERE DI PROTEZIONE.

Per migliorare la sicurezza del transito dei veicoli da cantiere è prevista la realizzazione di un tratto tratti di barriera in acciaio *tipo corten* S355 di guard rail H1 in acciaio *tipo corten* ovvero BARRIERA METALLICA DI SICUREZZA CLASSE N2 sulla muratura in progetto (INTERASSE MONTANTI/PIANTONI: 2,00 metri) in acciaio *tipo corten*; è necessaria la messa in opera di due gruppi terminali all'estremità;

A riguardo del fatto che occorre procedere con le verifiche di sicurezza del manufatto in relazione alle azioni derivanti da un eventuale urto di un veicolo sulle barriere di protezione, come si può evincere dalla documentazione planimetrica l'eventuale urto di un veicolo sulla barriera di protezione può solo avvenire quasi parallelamente all'opera o con un angolo di incidenza massimo di 15°-20°.

In queste condizioni l'urto trasferisce azioni praticamente solo longitudinalmente al manufatto quindi senza rischi di ribaltamento o scorrimento (prudenzialmente, nei calcoli riportate nelle pagine precedenti, è stata comunque considerata l'azione destabilizzante ortogonale alla muratura di 4,16 kN/m ovvero 100 kN riferiti a tutto il tratto di muratura di 24,00 m, per quanto concerne l'azione ribaltante a carico della medesima).

Comunque estendendo le prescrizioni della normativa tecnica, si applica una forza orizzontale trasversale di 100 kN applicata ad 0,75 (altezza del guard-rail) sopra il livello del piano di marcia.

Caratteristiche barriera stradale in acciaio corten

- Montanti in acciaio: profili ad U120/80 mm sp 5 mm acciaio S355
- Interasse tra i montanti: 2,0÷4,00 m

Il modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 64 \text{ cm}^3$

Momento di plasticizzazione = $M_{pl} = 17,7 \text{ kNm}$

Numero di paletti plasticizzati: $Q \cdot H / M_{pl} = 100 \cdot 0,75 / 17,7 = 4,23 \rightarrow 5$ paletti

Lunghezza interessata dall'urto: 8 m

Carico medio trasferito agli ancoraggi della barriera :12,5 kN/m quindi considerando un interasse di 2,00 m si avrà 25 kN/montante (il doppio per un interasse di 4,00 metri).

Pertanto si dovranno impiegare 4 ancoraggi/montante in barre filettate M16 (classe 8.8 EN ISO 898-1, A5 > 8% Duttile acciaio galvanizzato $\geq 5\mu\text{m}$ EN ISO 4042) i quali (su calcestruzzo non fessurato classe di resistenza superiore a C 20/25 e utilizzando resina bicomponente ibrida) avranno le seguenti caratteristiche:

- | | | |
|---|-------|-----|
| • Barre Filettate : | [mm]: | M16 |
| • Diametro punta trapano | [mm]: | 18 |
| • Profondità di ancoraggio | [mm]: | 220 |
| • Spessore minimo del materiale base | [mm]: | 270 |
| • Interasse barre minimo consigliato | [mm]: | 80 |
| • Distanza minimo consigliato dal bordo cls | [mm]: | 80 |

- Coppia serraggio bullone [Nm]: 80
- Resistenza a trazione singolo ancoraggio [kN]: 12