



**COMUNE DI POMARETTO**  
**CITTA' METROPOLITANA DI TORINO**  
✉ Piazza della Libertà n. 1 – 10063 Pomaretto (TO)  
☎ n. 0121-81241 - fax 0121-803719 e-mail pomaretto@ruparpiemonte.it

## **ORDINANZA N. 17/2024**

**OGGETTO: ORDINANZA PER INTERVENTI DI SOMMA URGENZA A SEGUITO DI  
EVENTI METERELOGICI DEL 4 E 5 SETTEMBRE 2024.**

**LAVORI RELATIVI ORDINANZA N. 17/2024 (09 SETTEMBRE 2024)  
DEL SINDACO DEL COMUNE DI POMARETTO PER INTERVENTI DI  
SOMMA URGENZA A SEGUITO DI EVENTI METERELOGICI DEL  
4 E 5 SETTEMBRE 2024 RELATIVA ALLA ROGGIA BOUT**

**– LOTTO 2 – LOCALITÀ BOUT-**

## **RELAZIONE TECNICO STRUTTURALE**



## **1.PREMESSA**

La presente relazione tecnico-strutturale riguarda la realizzazione dei **“LAVORI RELATIVI ORDINANZA N. 17/2024 (09 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 2 – 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 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÷60 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 valle ed a ridosso di 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 <15°);12. Opere idrauliche minori, quali briglie, pennelli, opere di difesa spondale, etc, di altezza  $\leq 3$  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 ZONA BOSCATI, 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 è localizzata alla quota di 725,00 m s.l.m. (WGS84: Lat 44.959730 - Lng 7.180157; ED50: Lat 44.960696 - Lng 7.181251, Comune di Pomaretto, rif. Catastale Foglio 6; mappali 104, 105, 106, e 206), quale punto di innesto del debris flow, e consiste sommariamente in:

- Diradamento della vegetazione arborea ed arbustiva in corrispondenza delle scarpate della viabilità per 400 mq;
- Scavo di fondazione per la realizzazione dell'attraversamento in progetto, della briglia selettiva di imbocco e della muratura di contenimento (116,60 mc così ripartiti: 33,60 mc per attraversamento, 33 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. 4 travi HEM 200 (Volume pietrame: 12,00 mc; volume cls di fondazione 5,00 mc; peso acciai di fondazione 400 kg; casseraure di fondazione: 6,50 mq; peso 3 travi HEM: 412 kg);
- Muratura di imbocco dell'attraversamento realizzata in pietrame e malta cementizia della lunghezza di 8,00 m (n. 2 muri d'ala di 4,00 m) spessore 0,90 m altezza muri d'ala 2,00 metri, con fondazione della larghezza di 1,50 m e spessore di 50 cm, e barriera di protezione in acciaio corten -barriera N2 (Volume pietrame: 14,40 mc; volume cls di fondazione 6,00 mc; peso acciai di fondazione 320 kg; casseraure di fondazione 9,50 mq);
- Fornitura e posa in opera di tubi autoportanti in calcestruzzo vibrocompresso ad alta resistenza, del diametro interno di cm 100 (spessore minimo di cm 11) e della lunghezza di 14,00-16,00 metri, per la sostituzione di quelli esistenti, completamente intasati, del diametro interno di 50÷60 cm;

- Lungo l'alveo inciso, in sponda sinistra (a valle della scarpata stradale erosa), realizzazione di una doppia palificata di sostegno (lunghezza 14,00, altezza di 1,50-2,00 m e larghezza di 1,50 m) ancorate al piano di base con mediante tiranti/micropali (lunghezza: 5,00 m), in barre tipo Dywidag (diametro minimo: 32 mm) o aste cave per terreni sciolti (diametro minimo: 38 mm);
- A contenimento della scarpata di valle della strada (caratterizzata da un'ampia fessurazione sul ciglio sommitale) muratura in pietrame e malta cementizia della lunghezza di 20,00 m, larghezza apicale 0,8 m, basale 0,0,8 m, altezza 0,9 m (11,52 mc di muratura in pietrame emalta cementizia) poggiante su una fondazione in c.a. dello spessore di 30 cm e della larghezza di 1,10 metri (6,60 mc di cls; acciaio: 330 kg)); 6. La nuova muratura sarà vincolata con realizzazione di n. 17 ancoraggi, della lunghezza di 5,00 metri cadauno (posti, su due file, ad interasse di 1,35 m sulla fila), mediante barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura  $f_0,1k/f_{pk}$  950/1.050 [N/mm<sup>2</sup>]; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 804; Carico snervamento  $F_{p0,1k}$  [kN] 760; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 845, oppure, in caso di perforazione ancoraggi in terreno sciolto, barre auto perforanti acciaio 355 J0H Diametro nominale 38 mm spessore 9,25 mm; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 745; Carico snervamento [kN] 450; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 540 (Volume pietrame: 11,52 mc; volume cls di fondazione 6,60 mc; peso acciai di fondazione 330 kg; casseraure di fondazione 12,66 mq);
- In sommità alle opere di contenimento (muratura in petrame e malta cementizia e muratura d'imbocco), al fine di proteggere il transito lungo la strada, verrà posizionata una barriera di sicurezza stradale (lunghezza complessiva 20,00 m) in acciaio passivato tipo Cortain con valore ASI secondo EN 1317 inferiore ad 1. Il manufatto tipo classe N2, di altezza 70 cm fuori terra, avrà piantoni con interasse 2,00-4,00 m staffati sulla murature e dovrà essere conforme al D.M. LL. PP. 18/02/1992 e s.m.i...
- Idrosemina, in corrispondenza delle superfici erose, su un'area di 310 mq.

### **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” : palificate in legname .**
- 2. Tipologia “B” : murature in pietrame e malta cementizia ;**

#### **3.1. PALIFICATA IN LEGNAME A DOPPIA PARETE**

L'opera sarà realizzata lungo la scarpata delimitante l'incisione del rio del Bout dalla carreggiata stradale.

La palificata avrà le seguenti caratteristiche:

- lunghezza complessiva di 25,00 m, altezza di 1,50÷2,00 m e larghezza di 1,50 m;
- ancoraggio al piano di base mediante armatura in n. 1 ogni 1,00 -2,00 metri di palificata (in funzione del substrato roccioso rinvenibile) disposte in modo alternato della lunghezza di infissione di 5,00 m e realizzate in barre tipo Dywidag (diametro minimo: 32 mm) o aste cave per terreni sciolti (diametro minimo: 38 mm).

In quanto opere di sostegno, oltre che di consolidamento, le palificate in legname a doppia parete devono assolvere a funzioni statiche, fintanto che non si afferma in maniera adeguata lo sviluppo degli apparati radicali del materiale vivo messo a dimora all'atto della costruzione della struttura (5÷20 anni in considerazione del fatto che il riempimento sarà effettuato con poco materiale fine e molto pietrame al fine di consentire il drenaggio del versante).

Perciò la progettazione di questo tipo di intervento di ingegneria naturalistica non può prescindere da una adeguata verifica del comportamento statico dell'opera, riferito alla spinta del terreno retrostante a cui essa è sottoposta.

Le verifiche statiche necessarie sono:

- a ribaltamento;
- a scorrimento;
- a schiacciamento.

Si ritiene necessaria anche la verifica allo schiacciamento anche se i materiali impiegati nella realizzazione sono prevalentemente naturali e il più delle volte non dissimili da quelli costituenti il terreno su cui la palificata viene costruita.

Per semplificazione dei calcoli, ai fini della verifica si ammette che:

1. Il paramento posteriore della struttura sia verticale. In realtà le modalità realizzative conducono ad una inclinazione superiore, da cui l'ipotesi risulta essere a favore di stabilità e quindi cautelativa per quanto riguarda il comportamento statico a ribaltamento;
2. La struttura viene considerata come un corpo rigido (ipotesi cautelativa), anche se in realtà è in grado di deformarsi parzialmente, assorbendo cedimenti differenziali del terreno retrostante;
3. Nella verifica a ribaltamento non si tiene conto dell'inclinazione del piano di appoggio ove razionalmente possibile in contropendenza, con angolo di circa  $10^{\circ}$ - $15^{\circ}$ ), ipotesi anch'essa cautelativa;

Le palificate vengono verificate in base alle indicazioni delle N.T.C. 2018 § 6.5.3.1.1, in particolare si eseguono le verifiche statiche secondo gli approcci delle opere di contenimento. In cui i coefficienti parziali  $A_1$ ,  $M_1$ , ... sono i medesimi dei muri in pietrame.

### **Verifica a ribaltamento**

Le forze che intervengono in detta verifica sono quelle orizzontali, che agiscono sulla struttura originando un momento ribaltante e quelle verticali che producono un momento stabilizzante, di segno opposto, che si contrappone al precedente. Le prime sono riconducibili essenzialmente alla componente orizzontale della spinta del terreno, convenzionalmente considerata applicata ad una altezza pari ad un terzo dell'altezza della palificata, le seconde attribuibili al peso proprio della struttura, con braccio dell'asse di applicazione pari a metà della dimensione di base della palificata.

Si ha equilibrio al ribaltamento quando il rapporto tra il momento stabilizzante e quello ribaltante è soddisfatta la seguente relazione  $M_s / M_r \geq 1,1$  (NTC 2018)

## Verifica a scorrimento

La stabilità a scorrimento è determinata dal rapporto tra le forze che tendono a produrre una traslazione orizzontale della struttura e quelle che si oppongono a tale movimento. Le prime sono riconducibili all'azione della componente orizzontale della spinta del terreno (tenuto conto dell'angolo di inclinazione del piano d'appoggio della palificata), che tende a traslare la struttura nel verso della componente orizzontale della spinta del terreno, e all'azione del peso della palificata che tende a produrre, nel verso opposto, una traslazione della struttura lungo il piano d'appoggio. Le seconde coincidono con le azioni di attrito che si sviluppano lungo il piano di appoggio.

Si ha equilibrio a scorrimento quando il rapporto tra le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti ( $R_2$  o  $R_3$ ).

A favore di sicurezza si vincola il piano di appoggio della palificata con elementi verticali in acciaio ( barre).

### Verifiche correnti interni in legno

I materiali utilizzati sono I seguenti:

- Tipo Legno larice scortecciati;
- Peso specifico  $8,00 \text{ kN}^3$  ;
- Resistenza assimilabile al C24;
- Sezione pali longitudinali circolare, diametro 22 cm;
- Sezione pali trasversali circolare, diametro 22 cm;
- Chiodature ferro B450C diam  $12 \div 14$  mm lunghezza 40 cm.

Si è scelto allora di ipotizzare per la presente opera legname di larice (assimilabile per caratteristiche di resistenza a larice C24 strutturale; per quanto riguarda le altre caratteristiche dei topi impiegati quali nodosità, assenza di cipollatura/non comune nel larice, forme geometriche non ci si dovrà riferire alla predetta categoria C24) di cui ci si limita qui a ricordare i valori caratteristici di resistenza da impiegare nelle verifiche.

Caratteristiche meccaniche :

- Flessione  $f_{m,k}$  [MPa]: 24;
- Trazione //  $f_{t,0k}$  [MPa]:14;

- Compressione //  $f_{c, 0k}$  [MPa]:21;
- Compressione  $\pm f_{c, 90 k}$  [MPa]: 2,5;
- Taglio  $f_{v,k}$  [MPa]: 2,5;
- Modulo di elasticità E // [MPa] 11500;
- Modulo di elasticità E  $\pm$  [MPa] 740 ;
- Modulo di taglio G [MPa] 690 ;
- Densità caratteristica [kN/mc] 3,50;

In alternativa a quanto sopra esposto:

- Tipo Legno castagno o quercia scortecciati;
- Peso specifico 8,00 kN<sup>3</sup>
- Resistenza assimilabile al D24
- Sezione pali longitudinali circolare, diametro 22 cm;
- Sezione pali trasversali circolare, diametro 22 cm;
- Chiodature ferro B450C diam 12÷14 mm lunghezza 40 cm.

Si è scelto allora di ipotizzare per la presente opera legname di tipo castagno (assimilabile per caratteristiche di resistenza a castagno D24 strutturale; per quanto riguarda le altre caratteristiche dei topi impiegati quali nodosità, assenza di cipollatura, forme geometriche non ci si dovrà riferire alla predetta categoria D24) di cui ci si limita qui a ricordare i valori caratteristici di resistenza da impiegare nelle verifiche.

Caratteristiche meccaniche:

- Flessione  $f_{m,k}$  [MPa]: 28;
- Trazione //  $f_{t,0k}$  [MPa]:17;
- Compressione //  $f_{c, 0k}$  [MPa]:22;
- Compressione  $\pm f_{c, 90 k}$  [MPa]: 7,3;
- Taglio  $f_{v,k}$  [MPa]: 4;
- Modulo di elasticità E // [MPa] 12500;
- Modulo di elasticità E  $\pm$  [MPa] 830 ;
- Modulo di taglio G [MPa] 780 ;
- Densità caratteristica [kN/mc] 4,85;

Le verifiche interne che si ritengono indispensabili al fine di garantire una adeguata funzionalità dell'opera, anche nel periodo immediatamente successivo alla realizzazione, sono le seguenti:

1. La verifica a flessione dei correnti interni
2. La verifica al taglio dei correnti in prossimità delle chiodature
3. La verifica a trazione dei traversi;

La prima permette di dimensionare il diametro dei correnti interni e l'interasse tra i traversi in maniera che gli elementi longitudinali non cedano a causa delle sollecitazioni di flessione prodotte dalla spinta del terreno retrostante, la seconda riguarda il corretto dimensionamento della sezione dei correnti in modo che resistano opportunamente alle sollecitazioni di taglio in prossimità dei vincoli, ovvero delle chiodature corrente-traverso.

Le grandezze che intervengono in queste verifiche sono:

- Gli sforzi ammissibili di flessione e taglio caratteristici dell'essenza impiegata
- La spinta del terreno, che genera il momento flettente e la sollecitazione di taglio
- Il diametro del corrente (per cui si assume sezione circolare) che caratterizza il modulo resistente e la resistenza al taglio
- L'interasse tra i traversi, che interviene nella determinazione del momento flettente.

#### Verifica a flessione dei correnti interni

La sollecitazione a flessione che il terreno esercita sul corrente interno dipende dalla spinta del terreno.

Il dimensionamento avviene considerando la spinta massima della terra, considerata quale carico distribuito sull'intera lunghezza del corrente (tra due traversi successivi).

A tale spinta devono essere aggiunti i sovraccarichi dovuti al carico nivale, e tutti gli altri sovraccarichi che possono interessare la struttura durante la sua vita. E' da sottolineare che, un sovraccarico è comunque da considerarsi nei calcoli, per tenere conto degli interventi di

manutenzione ordinaria e straordinaria sull'opera stessa, ed è supposto pari a 2,5KN/m<sup>2</sup>. (inferiore a quello nivale, di 12,30 KN/m<sup>2</sup>, usato per i calcoli)

La spinta totale così ottenuta genera un momento flettente il cui valore massimo dipende dal tipo di chiodatura che vincola correnti e traversi. Infatti per chiodature di tipo "passante" il corrente potrà essere assimilato ad una trave incastrata agli estremi, mentre per chiodature di tipo "tangenziale" sarà assimilato ad una trave appoggiata agli estremi. In assenza di indicazioni specifiche si considerano nel calcolo chiodature di tipo tangenziale, che risultano essere maggiormente cautelative, anche per tenere conto delle condizioni di vincolo di estremità.

Il momento flettente è contrastato dal modulo resistente della sezione del corrente, assunta circolare, in funzione del diametro della medesima.

Il rapporto tra momento flettente e modulo resistente è la sollecitazione di flessione corrispondente a quella spinta e per quel diametro, che deve essere confrontata con la sollecitazione massima ammissibile per l'essenza considerata.

La spinta del terreno sul corrente più basso della palificata risulta pari a:

$$p_a = K_a * \gamma * z$$

Dove  $p_a$  è la spinta attiva dovuta al terreno alla profondità generica  $z$

$\gamma$  è il peso specifico del terreno di riempimento (1,9 kN/m<sup>3</sup>)

$K_a$  è il coefficiente di spinta attiva calcolato nel modo seguente

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$P_{max} = p_{max} * (D \times I)$$

dove  $P_{max}$  è il valore di  $p_a$  calcolato alla profondità  $z$  pari alla massima (nel caso specifico, per la palificata di 1,5 m x 1,5 m pari a 25,20 kN) e cui si è sommata la combinazione dei sovraccarichi più gravosa (34,67 kN per la combinazione *Sisma-*)  $D$  è il diametro dei pali impiegati (nel caso specifico pari al diametro medio di ~ 22 cm)  $I$  è l'interasse tra i topi traversi (pari ad 1,00 metri) Si ottiene allora:

$$P_{max} = 11,97 \text{ kN/m}$$

Da cui si ottiene il massimo momento sollecitante sul corrente

$$M_{max} = \frac{P_{max} * L^2}{8}$$

$$M_{max} = 1,50 \text{ kNm}$$

Dove L rappresenta l'interasse tra gli appoggi del corrente, perciò la larghezza del modulo elementare costituente la palificata doppia. La verifica a flessione è allora soddisfatta se

$$\sigma_{max.Sd} = \frac{1,3 M_{max}}{W} = \frac{1,3 M_{max}}{\frac{\pi * D^3}{32}} \leq f_{md} = \frac{k_{mod} * f_{mk}}{\gamma_M}$$

$$1,87 \text{ N/mm}^2 < 16,8 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a flessione risulta quindi soddisfatta.

#### Verifica al taglio dei correnti interni

La sollecitazione a taglio che il terreno esercita sul corrente interno in corrispondenza dei vincoli dipende dalla spinta del terreno. Il dimensionamento avviene considerando la spinta massima della terra. La reazione di taglio dipende dalla sezione del corrente e quindi dal tipo di chiodatura che vincola correnti e traversi. Infatti, a parità di diametro, per chiodature di tipo “passante” la sezione resistente sarà pari alla metà di quella relativa a chiodature di tipo “tangenziale”. Si considera perciò il caso più cautelativo. La sollecitazione di taglio agente agli appoggi del corrente è pari a:

$$V_{ed} = \frac{P_{max} * L}{2}$$

$$V_{ed} = 5,98 \text{ kN}$$

La verifica a taglio è allora soddisfatta se:

$$\tau_d = \frac{1,3 V_{ed}}{A_v} \leq f_{vd} = \frac{k_{mod} * f_{vk}}{\gamma_M}$$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta poiché  $0,20 \text{ N/mm}^2 < 2,48 \text{ N/mm}^2$

#### Verifica a trazione dei traversi

La sollecitazione a taglio negli appoggi dei correnti, si traduce in una sollecitazione di trazione in senso parallelo alle fibre nei traversi. Perciò

$$N_{ed} = V_{ed} * 2$$

Anche in questo caso conviene considerare come sezione resistente quella ridotta per effetto delle chiodature passanti. La verifica a trazione è allora soddisfatta se

$$\sigma_{t0d} = \frac{1,3 N_{ed}}{A_{res}} \leq f_{t0d} = \frac{k_{mod} * f_{t0k}}{\gamma_M}$$

La verifica a trazione nei traversi risulta quindi soddisfatta poiché  $0,40 \text{ N/mm}^2 < 10,2 \text{ N/mm}^2$

#### **Normativa di riferimento**

I calcoli sono condotti nel rispetto della normativa vigente costituita dal **Decreto ministeriale** (infrastrutture e trasporti) 17 gennaio 2018 “*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”(Suppl.Ordinario n.8 Gazzetta Ufficiale 20 febbraio 2018, n.42), nonché dalla **Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7** del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018” (Suppl. Ordinario n. 5- Gazzetta Ufficiale 11 febbraio 2019, n. 35).

#### **Vita nominale (NTC 2018 § 2.4.1)**

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un’opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

$V_N = 50$  **anni** (riferita all’intera opera palificata e rivegetazione del versante; nei calcoli è stata prudenzialmente indicata la vita nominale di 50 anni mentre il progetto si riferisce ad una vita utile di 30 anni).

#### **Classe d’uso (NTC 2018 § 2.4.2)**

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 § 2.4.3)**

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  $C_U$ :

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

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0.7	<b>1.0</b>	1.5	2.0

Materiali (NTC 2018 § 11 – NTC 2018 § 4.1.2.1)

Per il paramento e per la fondazione si utilizzerà:

Legname tondo di *Larix decidua* del diametro minimo di 20 cm debitamente scortecciati per evitare l'attacco repentino di insetti e funghi xilofagi.

**Carichi accidentali (NTC 2018)**

Considerato che le palificate, anche se hanno solo la funzione solo antiersiva per prevenire l'innesto di colate detritiche (come è avvenuto il 5 settembre 2024), viene considerato anche il carico indotto della viabilità sovrastante (peraltro completamente assorbito dalla muratura in pietrame descritta più avanti) che risulta essere pari a 20,00 kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene inoltre prudenzialmente incrementato del 50% per via del peso del rilevato e della muratura sovrastante.

**Carichi permanenti (NTC 2018)**

Si deve innanzitutto calcolare il peso delle singole palificate:

Palificata di 1,50 m x 1,50 m o di 1,50 m x 1,50 m (interasse correnti ~ 1,28 m ; interasse trasversi ~ 0,78 m):

- Peso il legname: per ogni ml di palificata occorrono 8 topi longitudinali del diametro medio di 21,4 cm e della lunghezza di 1,00 m oltre 3 topi trasversali del diametro medio di 21,4 cm e della lunghezza di 1,50 m; occorrono quindi 12,50 ml di legname, del diametro medio di 21,4 cm ogni 2,25 m<sup>3</sup> di palificata ovvero 5,56 ml di legname, del diametro medio di 21,4 cm, ogni m<sup>3</sup> di palificata; risulta pertanto : 0,214 m x 0,214 m x 0,25 x 3,14 x 5,56 m/m<sup>3</sup> = 0,20 m<sup>3</sup> legname/m<sup>3</sup> palificata che corrispondono a 1,6 kN di legname ogni m<sup>3</sup> di palificata (8,00 kN/m<sup>3</sup> x 0,20 m<sup>3</sup> = 1,60 kN/ m<sup>3</sup>);
- Peso riempimento in terra: (1,00 m<sup>3</sup> - 0,20 m<sup>3</sup> ) x 19 kN/ m<sup>3</sup> = 15,2 kN/ m<sup>3</sup>
- Percentuale di riempimento per terreno sfuso ed ingombro talee: 85÷86%
- Peso specifico palificata il legname di 1,5 m x 1,5 m: (1,6 kN/ m<sup>3</sup>+ 15,2 kN/ m<sup>3</sup>)\*86% =14,44 kN/m<sup>3</sup>.

### Azione sismica (NTC 2018)

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

- Localizzazione dell'opera riferita:

- **(WGS 84): longitudine: 7.180157 ° latitudine= 44.959730 °;**

- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

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

Probabilità di superamento: 10 %

- Tr: 475 [anni]
- ag: 0,135 g
- Fo: 2,469
- Tc\*: 0,264 [s]

Parametri dipendenti dal sottosuolo:

- Categoria del suolo: E
- Categoria topografica: T2;
- Ss: 1,600;
- Cc: 1,960;
- St: 1,2

- Kh: 0.259;
- Kv: 0.129;
- Amax: 2,535;
- Beta: **1,00** Regime spinte nel terreno “k<sub>o</sub>” (Spinte “a riposo” il muro non può scivolare).

### **Dimensionamento degli ancoraggi/micropali (UTILIZZATI SIA PER LA MURATURA CHE PER LA PALIFICATA)**

Le tipologie di ancoraggio/micropalo impiegate sono le seguenti:

- in roccia: Barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura  $f_{0,1k}/f_{pk}$  950/1.050 [N/mm<sup>2</sup>] oppure 900/1.100 [N/mm<sup>2</sup>] ; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 804; Carico snervamento  $F_{p0,1k}$  [kN] 760; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 845;
- in terreno sciolto: Barre auto perforanti acciaio 355 J0H (oppure S 460NH) Diametro nominale 38÷40 mm spessore 9,50÷10 mm; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 730÷745; Carico snervamento [kN] 425÷450; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 540;
- Entrambe le tipologie saranno posizionati ad interasse di un metro, con geometria alterna, su due file (quindi ad interasse di due metri sulla rispettiva fila);
- Ogni ancoraggio sarà fissato al traverso basale della palificata mediante un doppio dado (per poter lavorare sia a trazione che a compressione);
- Per quanto concerne le palificate di 1,50 m x 1,50-2,00 m la fila di valle sarà posizionata a ~30 cm dal filo esterno della struttura mentre quella di monte a ~128 cm;
- Dovranno essere realizzati N. 1 ancoraggi preliminari di prova sulla base del par. 6.6.4.1 NTC2018 (poiché dello stesso tipo ed numero complessivo risulta inferiore a 30); Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto), sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l’impiego successivo, devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali; bisogna portare a rottura il complesso ancoraggio-terreno fino allo sfilamento (par.6.6.2 NTC 2018);
- Qualora non fosse possibile collegare direttamente i traversi della palificata con le barre di ancoraggio (come rappresentato nella tavola grafica), poiché la perforazione deve essere effettuata nei punti in cui vi sia la presenza di substrato roccioso, la connessione barra-palificata potrà avvenire con funi di acciaio ad anima metallica (Resistenza 1770 N/mm<sup>2</sup>;114 fili; diametro minimo fune 12 mm; carico di rottura minimo 94 kN) in ragione di 1 fune/metro di palificata.

Le caratteristiche di capacità portante dei pali di fondazione, richieste per soddisfare le verifiche di stabilità riportate più avanti (poiché sia le barre della fila di monte che quella della fila di valle sono poste ad interasse di 2,00 m), sono di seguito riassunte :

- Tipologia Pali: trivellati;
- Coeff. di Correlazione:  $\xi = 1.70$  (NTC18 - Tab.6.4.IV);
- Portata di Base:  $R_{b,cal} = 208,00$  kN;
- Portata Laterale  $R_{l,cal} = 208,00$  kN;
- Resistenza Trasversale:  $R_{tr,cal} = 150,00$  kN;

e quindi risulta:

- Portata caratteristica alla Base:  $R_{b,k} = 122,35$  kN (valore cautelativo nel caso in cui non si raggiunga il substrato roccioso alla profondità di 5,00 m);
- Portata caratteristica Laterale  $R_{l,k} = 122,35$  kN;
- Resistenza caratteristica Trasversale:  $R_{tr,k} = 88,24$  kN;

Nei lavori in zone di difficile accessibilità normalmente si impiegano barre metalliche connesse per tutta la loro lunghezza all'ammasso terroso per mezzo di miscele di cemento e pertanto non possono essere pre-tesate, e neanche l'eventuale bloccaggio della piastra contro la palificata può modificare la risultante delle forze del sistema. I chiodi negli ammassi terrosi lavorano in un dominio di taglio e trazione/compressione. Nelle condizioni di lavoro ottimali sviluppano l'azione stabilizzante sfruttando la dilatazione del giunto, cioè dopo che l'ammasso ha subito deformazioni. Nelle condizioni più sfavorevoli collaborano con la semplice resistenza a taglio puro della sezione dell'acciaio, sempre dopo che il giunto ha manifestato spostamenti (elementi passivi).

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite. Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo, viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

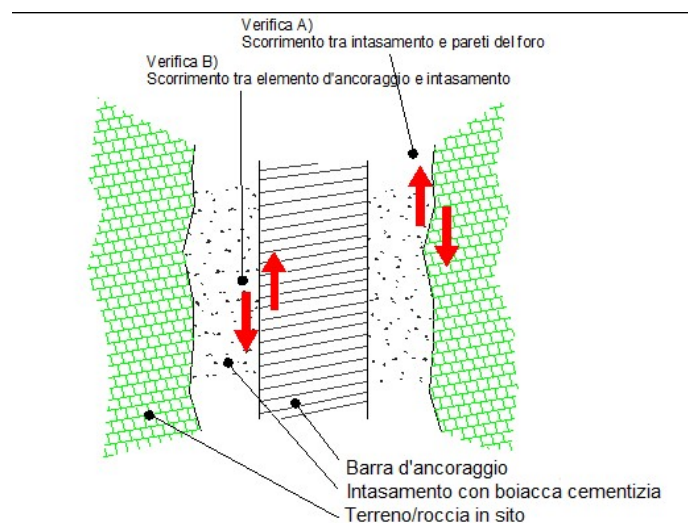
Il carico massimo che si può trasferire all'ancoraggio corrisponde all'azione  $T_D$  che viene indicata dal software di calcolo utilizzato. Per le verifiche sulle lunghezze degli ancoraggi si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3) riportato nelle NTC 2018, indicato nel cap. 6.4.3 fondazioni sui pali. Si considerano quindi pari ad 1 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici; per fare ciò si ricalcola il valore di  $T_D$  dal software facendo una simulazione impostando gli stessi valori di interasse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta però ponendo pari a 1,0 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici.

Il valore di  $T_D$  che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a  $T_d = R_{1,k}' = 122,35 \text{ kN}$

e risulta pari a:

$$F_{D \text{ Progetto}} = 208,00 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 1): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta substrato.



**Figura 1. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

### Dati di progetto

- Azione di progetto

$$F_D = 208,00 \text{ kN}$$

- Angolo di inclinazione del versante  $\alpha \sim 0^\circ$
- Spessore dello strato incoerente  $t = 0,50 \text{ m}$
- Lunghezza efficace ancoraggio  $L = 4,50 \text{ m};$
- Angolo di attrito del terreno  $\Phi_k = 30^\circ$
- Peso di volume  $\gamma_k = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Diametro di perforazione  $D_{\text{perf}} = 76 \div 115 \text{ mm}$

A riguardo del diametro di perforazione si avrà (come per il rafforzamento corticale) quanto segue:

- $D_{\text{perf}} = 76 \div 90 \text{ mm}$  (perforatrice “fondo foro” per l’impiego di Barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm);
- $D_{\text{perf}} = 76 \div 115 \text{ mm}$  (perforatrice rotopercolazione esterna” per l’impiego di Barre auto perforanti del diametro nominale di 40/20 mm (oppure 38/18 mm);

#### Verifica della sezione d’acciaio dell’ancoraggio

Si vedano le tipologie delle barre impiegate:

- Caratteristiche ancoraggi in roccia: Barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura  $f_{0,1k}/f_{pk}$  950/1.050 [N/mm<sup>2</sup>] oppure 900/1.100 [N/mm<sup>2</sup>]; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 804; Carico snervamento  $F_{p0,1k}$  [kN] 760; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 845;
- Caratteristiche ancoraggi in terreno sciolto Barre auto perforanti acciaio 355 J0H (oppure S 460NH) Diametro nominale 38÷40 mm spessore 9,50÷10 mm; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 730÷745; Carico snervamento [kN] 425÷450; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 540.

Per la resistenza trasversale a taglio, è stata prevista una resistenza minima di:

$$450 \text{ kN} * 3^{.5}/3 = 259,81 \text{ kN}$$

Per cui risulta verificata.

#### Lunghezza ancoraggio - Verifica a sfilamento malta – substrato

Il modello concettuale di riferimento è quello di Bustamante – Doix (1985), in cui gli elementi di ancoraggio vengono dimensionati in base alla capacità delle interfacce di trasmettere le azioni cui l'ancoraggio è sottoposto.

La disequazione che definisce la capacità dell'elemento di fondazione è la seguente:

$$L_A \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_{a3} \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{s-m}}$$

Dove:

- $\gamma_R=1,25$
- $F_d$  è l'azione di progetto (208 kN ridotto del coefficiente di correlazione pari a 1,7 già incrementato in precedenza);
- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, ottenuto moltiplicando il diametro di perforazione( $D_{perf}$ ) per un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ ), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- $\tau_{s-m}$  è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- $R_{a,p}$  e  $\zeta_{a3}$  sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.
- $D_{perf} = 76$  mm (si assume cautelativamente il diametro minimo di perforazione);
- $\alpha_s = 2$ ; per il substrato in sito (considerando le tabelle A.I.C.A.P 2012, nel caso di iniezione in un'unica soluzione);
- $D_s = 76 \cdot 2 = 152$  mm (*diametro del corpo di iniezione*);
- $\tau_{s-m} = 0,445$  N/mm<sup>2</sup>; desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 e dai valori di *Tensione di aderenza unitaria malta-terreno* riportati in “G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, “Rock anchors – Design and quality control “ (ove per sabbie e le ghiaie risultano valori di  $0,29 \div 0,60$  Mpa) viste le condizioni di sito.

Il parametro di aderenza malta-substrato dipende dal tipo di terreno in posto e dal tipo di malta utilizzata, ed è determinabile in modo univoco solo con prove di estrazione di

ancoraggi appositamente realizzati. In mancanza di ciò si utilizzano valori desunti dalla letteratura, applicando poi i coefficienti riduttivi previsti dalle norme tecniche.

Le resistenze vengono approcciate secondo quanto previsto dal paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC, tab. 6.4.II, per pali trivellati.

$$R_{a,p} = 1,25$$

Mentre la resistenza caratteristica dell'ancoraggio viene valutata tenendo in considerazione il fatto che non si hanno prove di estrazione e che i dati di aderenza malta-substrato sono determinati tramite riferimenti bibliografici (A.I.C.A.P. "Ancoraggi nelle terre e nelle rocce 2012"). Per cui il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica considerato è il seguente:

$$\xi_{a,3} = 1,70$$

Tale valore è il massimo possibile in quanto non sono disponibili indagini specifiche.

In questo caso si hanno tutti gli elementi per procedere alla risoluzione dell'equazione rispetto alla lunghezza, che risulta pari a:

Sostituendo, risulta:

$$L_A = 1238,00 \text{ mm} < 4,50 \text{ m (} = \text{ lunghezza utile per la barra da 5 metri)}$$

Per cui è verificata.

#### Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$F_D = \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_{a-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L_B$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto;
- $\gamma_{a-m}$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio;

- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio;
- $S_{Lat}$  è lo sviluppo effettivo di contatto malta – acciaio;
- $L_B$  è la lunghezza dell'ancoraggio.

Si considera un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5.

Mentre la superficie di contatto minima (prudenziale) per le barre in progetto è pari a:

- $S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 16,00 \text{ mm} = 100,68 \text{ mm}$  di barra, per le barre Dywidag

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione. Considerando un  $f_{ck}$  pari a 20 N/mm<sup>2</sup>, si ottiene:

$$\tau_{a-m} \text{ è } = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_B = 1335 \text{ mm} < 4,50 \text{ m} (= \text{lunghezza utile per la barra da 5 metri})$$

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
Barre auto perforanti acciaio 355 J0H (oppure S 460NH) diametro nominale 38÷40 mm spessore 9,50÷10 mm ; oppure (con roccia sub-affiorante)  Dywidag 32 mm	5.00

**Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi/micropali.**

### Relazione Geologica-geotecnica (NTC 2018 §6)

I parametri geotecnici del terreno sono stati assunti pari a:

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

-angolo di attrito interno cautelativo:  $\phi = 30^\circ$

-coesione a tergo della palificata:  $c = 0 \text{ daN/cm}^2$

Per poter caratterizzare il terreno (NTC 2018 § 3.2.2) è risultato appartenere alla categoria E.

### **Combinazione di carico per la verifica dei muri di sostegno (NTC 2018, § 6.5, § 7.11.6.)**

Le palificate in legname a doppia parete sono assimilabili a muri di sostegno vengono verificate 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:  $Sisma\ Su\ (M1 + R3) / Sisma\ Giu\ (M1 + R3)$

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;

**VERIFICA PALIFICATE A DOPPIA PARETE IN LEGNAME DI 1,50 m x 2.00 m**  
**BORGATA BOUT COMUNE DI POMARETTO**

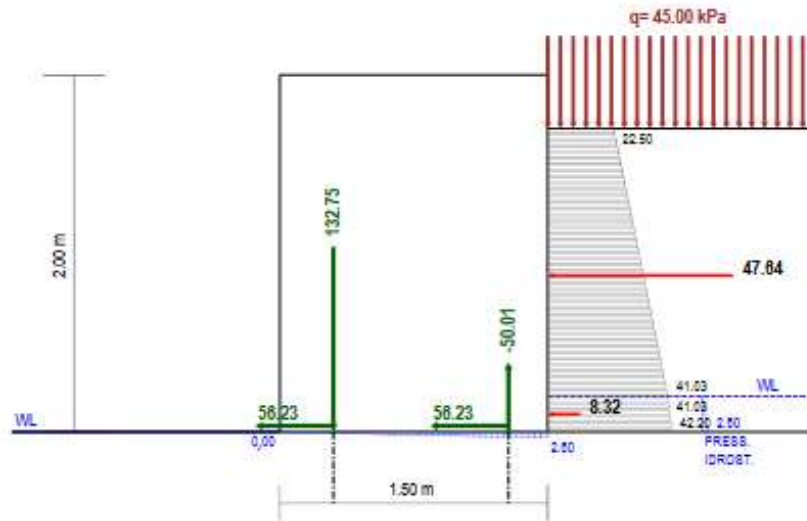
**COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:**  
**Statica (A1+M1+R3)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO.M1  
 $q = 15.00 \text{ kN/m}^2$   
 $c = 30.00 \text{ °}$   
 $\rho = 0.00 \text{ kN/m}^2$

**STRATI DI VALLE**

STRATO.V1  
 $q = 15.00 \text{ kN/m}^2$   
 $c = 30.00 \text{ °}$   
 $\rho = 0.00 \text{ kN/m}^2$



**STRATO FONDAZIONE**

$q = 15.00 \text{ kN/m}^2$   
 $c = 30.00 \text{ °}$   
 $\rho = 100.00 \text{ kN/m}^2$

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione totale su piano fondazione:	Ned	56.23 kN
Resist. Trasn. dai Pali:	Rtr.d	67.88 kN
Resist. Trasn. Totale:	Rtrd	67.88 kN
Verifica:	Rtrd/Ned	1.21 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali / Compr. / Trasn.:	Rd	48.94 kN / m
Azione sui pali (+Compr. / -Trasn.):	Np	-25.00 kN / m
Resist. Residua:	Rr = Rp - Np	23.94 kN / m
Momento Resist. Residuo	Mr = Rr * dp	23.46 kNm/m
Momento Resist. Pali:	MRp = MR / Nr	23.46 kNm/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	32.49 kNm
Mom. Resist. Aggiuntivo (Pali):	MRp	23.46 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	55.95 kNm
Momento Ribaltante:	Msd	44.58 kNm
Verifica:	Mrd/Msd	1.25 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:**

Azione totale verticale:	Ned	41.37 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	32.49 kNm
Momento Ribaltante:	Mrib	44.58 kNm
Posizione Ned da esterno valle:	x, ed = (Mstab - Mrib) / Ned	-0.29 m
Posizione Pali Valle:	x, v	0.30 m
Posizione Pali Monte:	x, m	1.28 m
Distanza tra i pali:	dp = (x, m - x, v)	0.98 m
Risult. sui Pali Valle:	Np, v = Ned * (x, m - x, ed) / dp	66.37 kN -> Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Np, m = Ned - Np, v	-25.00 kN -> Trasn.
Azione sui pali di Valle:	Nd, v = Np, v * iv	132.75 kN
Azione sui pali di Monte:	Nd, m = Np, m * im	-59.01 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp, v = Rd, v * Kic, d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp, m = Rit, d	97.88 kN
Verifica pali di Valle:	Rp, v / Nd, v	1.48 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp, m / Nd, m	1.96 ---> ok!

**VERIFICA PALIFICATE A DOPPIA PARETE IN LEGNAME DI 1,50 m x 2.00 m**  
**BORGATA BOUT COMUNE DI POMARETTO**

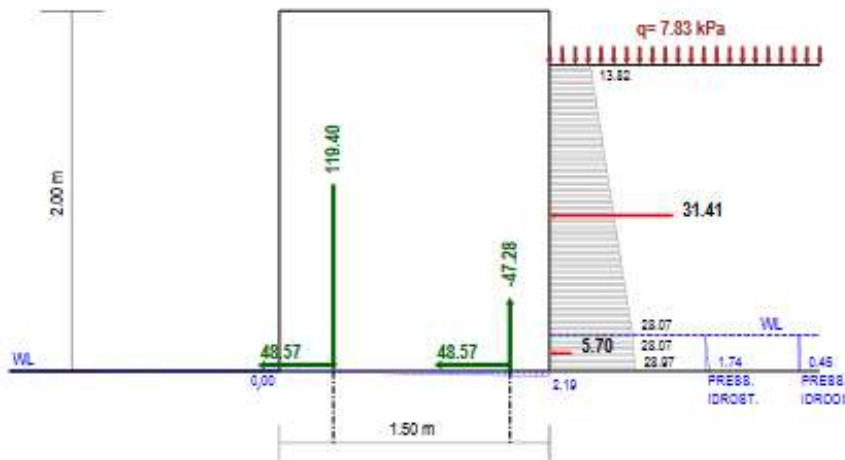
**COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:**  
**Sisma Su (M1+R3)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO.1  
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 $\alpha = 30.00^\circ$   
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

**STRATI DI VALLE**

STRATO.1  
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 $\alpha = 30.00^\circ$   
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO.FONDAZIONE  
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 $\alpha = 30.00^\circ$   
 $c = 100.00 \text{ kN/m}^2$

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione totale su piano fondazione:	Bed	48.57 kN
Resist. Trasn. dei Pali:	Rtr.d	67.88 kN
Resist. Trasn. Totale:	Rtd	67.88 kN
Verifica:	Rtd/Bed	1.40 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali (Compr./Tras.): Rd	38.51	48.94 kN/m
Azione sui pali (+Compr./-Tras.): Rp	59.70	-23.54 kN/m
Resist. Residua:	Rr = Rp - Rp	25.30 kN/m
Momento Resist. Residuo:	Mr = Rr * dp	24.79 kNm
Momento Residuo Pali:	MRp = MIN  Mr	24.79 kNm
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	28.28 kNm
Mom. Resist. Aggiuntivo (Pali): MRp	MRp	24.79 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	53.07 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	40.53 kNm
Verifica:	Mrd/Mrd	1.31 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:**

Azione totale verticale:	Bed	36.05 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	28.28 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	40.53 kNm
Posizione Bed da estrasse valle: x, ed = (Mstab - Mrd) / Bed		-0.34 m
Posizione Pali Valle:	x, v	0.30 m
Posizione Pali Monte:	x, m	1.28 m
Distanza tra i pali:	dp = (x, m - x, v)	0.98 m
Result. sui Pali Valle:	Rp, v = Bed * (x, m - x, ed) / dp	59.70 kN -> Compr.
Result. sui Pali Monte:	Rp, m = Bed - Rp, v	-23.64 kN -> Tras.
Azione sui pali di Valle:	Rd, v = Rp, v * iv	119.40 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd, m = Rp, m * im	-47.28 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp, v = Rd, v + Rtr, d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp, m = Rtr, d	97.88 kN
Verifica pali di Valle:	Rp, v / Rd, v	1.65 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp, m / Rd, m	2.07 ---> ok!

**VERIFICA PALIFICATE A DOPPIA PARETE IN LEGNAME DI 1,50 m x 2.00 m**  
**BORGATA BOUT COMUNE DI POMARETTO**

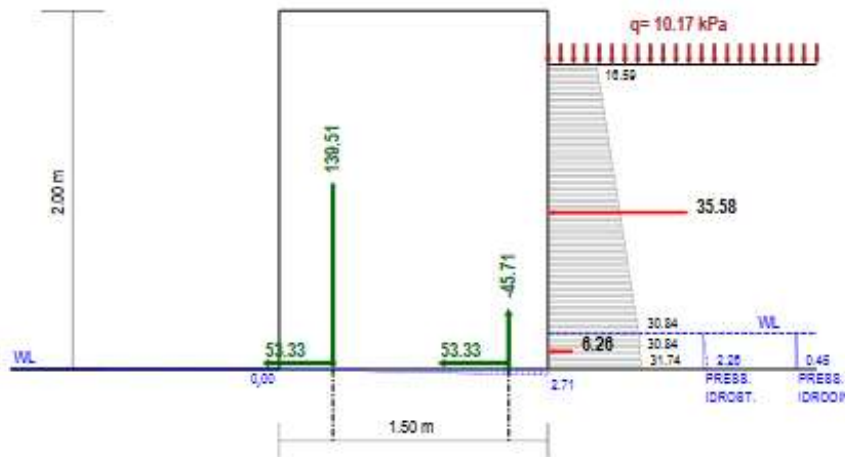
**COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:**  
**Sisma Giu (M1+R3)**

**STRATI DI MONTE**

STRATI.M1  
 G = 10.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

**STRATI DI VALLE**

STRATI.V1  
 G = 10.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>



STRATI.FONDAZIONE  
 G = 10.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 100.00 kN/m<sup>2</sup>

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione totale su piano fondazione:	Hed	53.33 kN
Resist. Trasn. dei Pali:	Rtr.d	67.88 kN
Resist. Trasn. Totale:	Rtrd	67.88 kN
Verifica:	Rtrd/Hed	1.27 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALIE	MONTE
Resistenza pali (Compr./Tras.):	Rd	38.51
Azione sui pali (+Compr./-Tras.):	Sp	59.76
Resist. Residua:	Rr = Rp - Sp	26.76
Momento Resist. Residuo	Mr = Rr * dp	28.18
Momento Resist. Pali:	MRp = MIN[Mr]	25.56
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	36.70
Mom. Resist. Aggiuntivo (Pali):	MRp	25.56
Momento Resistente Totale:	Mrd	62.26
Momento Ribaltante:	Msd	45.03
Verifica:	Mrd/Msd	1.38 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:**

Azione totale verticale:	Hed	45.90 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	36.70 kNm
Momento Ribaltante:	Mris	45.03 kNm
Posizione Hed da estrorso valle:	x,ed = (Mstab - Mris) / Hed	-0.18 m
Posizione Pali Valle:	x,v	0.30 m
Posizione Pali Monte:	x,m	1.28 m
Distanza tra i pali:	dp = (x,m - x,v)	0.98 m
Resist. sui Pali Valle:	Rp,v = Hed * (x,m - x,ed) / dp	69.76 kN -> Compr.
Resist. sui Pali Monte:	Rp,m = Hed - Rp,v	-22.86 kN -> Tras.
Azione sui pali di Valle:	Ed,v = Rp,v * iv	139.51 kN
Azione sui pali di Monte:	Ed,m = Rp,m * im	-45.71 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp,v = Rb,drlic,d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp,m = Rtr.d	97.88 kN
Verifica pali di Valle:	Rp,v/Ed,v	1.41 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp,m/Ed,m	2.14 ---> ok!

### 3.2. DESCRIZIONE OPERE MURARIE

#### Muratura in pietrame e malta cementizia:

- Spessore fondazione in c.a.: 0,30 m;
- Lunghezza fondazione in c.a.: 20,00 m;
- Larghezza fondazione in c.a.: 1,10 m;
- Larghezza muratura in pietrame e malta cementizia: 0,80 m;
- Altezza muratura in pietrame e malta cementizia: 0,90 m;
- Volume calcestruzzo:  $0,35 \text{ m} \times 27,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 9,45 \text{ mc}$ ;
- Volume muratura in pietrame e malta cementizia:  $0,80 \text{ m} \times 20,00 \text{ m} \times 0,90 \text{ m} = 14,40 \text{ mc}$ ;
- Ancoraggi: n. 17-20; lunghezza 5,00 m cadauno disposti su due file alterne (collocate rispettivamente a 20 cm dal filo esterno di monte e di valle della fondazione in c.a.);
- Caratteristiche ancoraggi in roccia: Chiodi DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura  $f_{0,1k}/f_{pk}$  950/1.050 [N/mm<sup>2</sup>] oppure 900/1.100 [N/mm<sup>2</sup>]; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 804; Carico snervamento  $F_{p0,1k}$  [kN] 760; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 845;
- Caratteristiche ancoraggi in terreno sciolto: Barre auto perforanti acciaio 355 J0H Diametro nominale 38 mm spessore 9,25 mm; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 745; Carico snervamento [kN] 400; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 500.

#### **Normativa di riferimento**

I calcoli sono condotti nel rispetto della normativa vigente costituita dal D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (NTC 2018), nonché dalla Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*” (Circ 617).

### Vita nominale (NTC 2018 § 2.4.1)

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

### Classe d'uso (NTC 2018 § 2.4.2)

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 § 2.4.3)

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  $C_U$ :

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	<b>1.0</b>	1.5	2.0

### Materiali (NTC 2018 § 11 – NTC 2018 § 4.1.2.1)

Per il paramento murario in pietrame e malta cementizia si utilizzerà:

-muratura in pietra a spacco con buona tessitura:  $f_d = 32 \text{ daN/cm}^2$   $\alpha_0 = 0,65 \text{ daN/cm}^2$

Per la fondazione in c.a. si utilizzerà:

- calcestruzzo di classe:

$$C 25/30 \text{ con } \gamma_m = 1,5 \quad \alpha_{cc} = 0,85, \quad R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2, \quad f_{cd} = 142 \text{ daN/cm}^2.$$

- acciaio per armatura:

$$B450C \text{ con } \gamma_m = 1,15 \quad f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2, \quad f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2.$$

- ancoraggi in roccia: Chiodi DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura  $f_{0,1k}/f_{pk}$  950/1.050 [N/mm<sup>2</sup>] oppure 900/1.100 [N/mm<sup>2</sup>]; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 804; Carico snervamento  $F_{p0,1k}$  [kN] 760; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 845;
- ancoraggi in terreno sciolto Barre auto perforanti acciaio 355 J0H Diametro nominale 38 mm spessore 9,25 mm; Sezione trasversale [mm<sup>2</sup>]: 745; Carico snervamento [kN] 400; Carico ultimo  $F_{pk}$  [kN] 500.

### **Carichi accidentali (NTC 2018)**

Considerato che la muratura ha funzione di sostegno della strada comunale, si considera prudenzialmente un sovraccarico uniformemente distribuito dovuto al traffico stradale (la viabilità in oggetto, di modesta larghezza è solo utilizzabile da piccoli motocoltivatori e carriole motorizzate) valutato pari a 2.000 daN/mq (raccomandazioni ANAS per opere di sostegno portanti strade extra-urbane).

Il sovraccarico dovuto alla neve è stato valutato in accordo con la seguente relazione:

$$q_s = \mu_t \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 2,30 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il coefficiente di combinazione sismico viene assunto forfaitariamente e a favore di sicurezza pari a  $\psi_{21} = 0,2$  anche se per la normativa dovrebbe essere nullo.

Essendo il carico stradale ANAS alternativo e superiore a quello della neve verrà considerato il seguente carico:

$$Q_{\text{stradale}} = 2.000 \text{ daN/mq}; \psi_{21} = 0,2$$

Il coefficiente di combinazione sismico viene assunto forfaitariamente e a favore di sicurezza pari a  $\psi_{21} = 0,2$  anche se per la normativa dovrebbe essere nullo.

### 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 riferita:

- **Tipologia "B": (WGS 84): longitudine: 7.180157 ° latitudine= 44.959730 °;**

- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

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

Probabilità di superamento: 10 %

- Tr: 475 [anni]
- ag: 0,135 g
- Fo: 2,469
- Tc\*: 0,264 [s]

Parametri dipendenti dal sottosuolo:

- Categoria del suolo: E

- Ss: 1,600;
- Cc: 1,960;
- St: 1,200
- Kh: 0.2590;
- Kv: 0.1290;
- Amax: 2,535;
- Beta: **1,00** : Regime spinte nel terreno "k<sub>o</sub>" (Spinte "a riposo" il muro non può scivolare);

### Relazione Geologica-geotecnica (NTC 2018 §6)

I parametri geotecnici del terreno, sono stati assunti pari a:

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

-angolo di attrito interno:  $\phi = 30^\circ$

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

Si ritiene di poter caratterizzare il terreno (NTC 2018 § 3.2.2) come appartenente alla categoria E

### **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;
- Regime spinte nel terreno "k<sub>0</sub>" (Spinte "a riposo" il muro non può scivolare).

COMUNE DI POMARETTO  
BORGATA BOUT  
SISTEMAZIONE DANNI ALLUVIONE 5 SETTEMBRE 2024

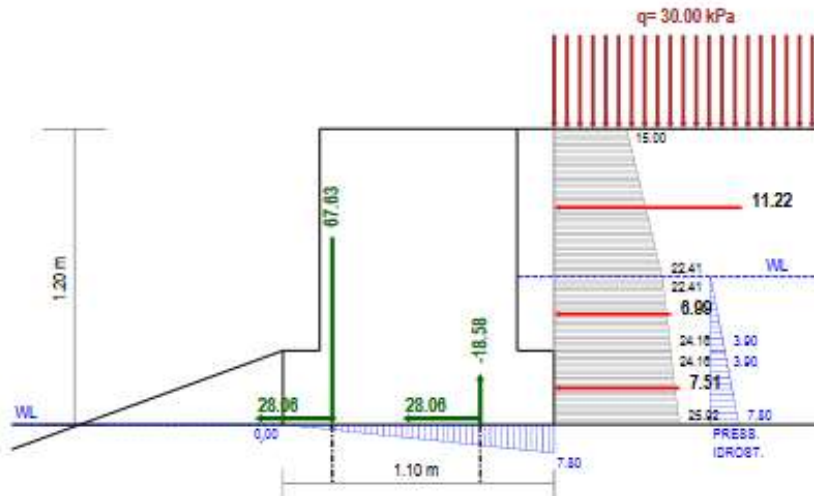
COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:  
Statica (A1+M1+R3)

## STRATI DI MONTE

STRATI.M1  
G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
s = 30.00 °  
c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

## STRATI DI VALLE

STRATI.V1  
G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
s = 30.00 °  
c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>



## STRATO FONDAZIONE

G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
s = 33.00 °  
c = 25.00 kN/m<sup>2</sup>

## RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

## VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione totale su piano fondazione:	Bed	28.86 kN
Resist. Trasn. dei Pali:	Rtr.d	67.89 kN
Resist. Trasn. Totale:	Rtd	67.89 kN
Verifica:	Rtd/Bed	2.42 ---> ok!

## VERIFICA A SVALTAMENTO:

Calcolo Resistenza a Sbalzamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali / Compr. / Trasn.:	Rd	38.51 48.94 kN / m
Azione sui pali (+Compr. / -Trasn.):	Rp	33.82 -9.29 kN / m
Resist. Residua:	Rr = Rp - Rp	54.69 39.65 kN / m
Momento Resist. Residuo:	Mr = Rr * dp	38.82 23.79 kNm/m
Momento Residuo Pali:	MRp = MIN  Mr	23.79 kNm/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	17.07 kNm
Mom. Resist. Aggiuntivo (Pali):	MRp	23.79 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	40.86 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	17.74 kNm
Verifica:	Mrd/Mstab	2.30 ---> ok!

## VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:

Azione totale verticale:	Bed	24.52 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	17.07 kNm
Momento Ribaltante:	Mrib	17.74 kNm
Posizione Sed da sottrarre valle: $x_{ed} = (Mstab - Mrib) / Bed$		-0.33 m
Posizione Pali Valle:	x.v	0.20 m
Posizione Pali Monte:	x.m	0.30 m
Distanza tra i pali:	dp = (x.m - x.v)	0.50 m
Risult. sui Pali Valle:	Rp.v = Bed * (x.m - x.ed) / dp	33.82 kN -> Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Rp.m = Bed - Rp.v	-9.29 kN -> Trasn.
Azione sui pali di Valle:	Rd.v = Rp.v * iv	67.63 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd.m = Rp.m * im	-18.59 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp.v = Rd.v * Rf.c.d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp.m = Rf.t.d	97.89 kN
Verifica pali di Valle:	Rp.v / Rd.v	2.91 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp.m / Rd.m	5.27 ---> ok!

**COMUNE DI POMARETTO**  
**BORGATA BOUT**  
**SISTEMAZIONE DANNI ALLUVIONE 5 SETTEMBRE 2024**

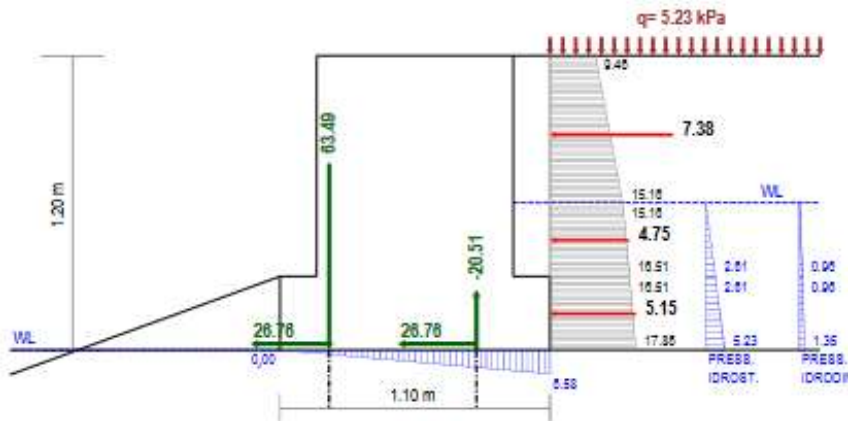
**COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:**  
**Sisma Su (M1+R3)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO.1  
 G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

**STRATI DI VALLE**

STRATO.1  
 G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 0.00 kN/m<sup>2</sup>



**STRATO FONDAZIONE**

G = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
 c = 30.00 °  
 c = 25.00 kN/m<sup>2</sup>

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione totale su piano fondazione:	Bed	26.76 kN
Resist. trasv. dai Pali:	Rtr.d	67.89 kN
Resist. trasv. Totale:	Rtr.d	67.89 kN
Verifica:	Rtr.d/Bed	2.54 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali (Compr./Tras.):	Rd	88.51 48.34 kT/m
Azione sui pali (Compr./Tras.):	Rp	31.74 -10.25 kT/m
Resist. Residua:	Rr = Rp - Rp	56.77 38.59 kT/m
Momento Resist. Residuo	Mr = Rr * dp	40.06 23.21 kNm/m
Momento Residuo Pali:	MRp = MR / Mr	23.21 kNm/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	14.87 kNm
Mom. Resist. Aggiuntivo (N.1):	MRp	23.21 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	38.08 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	16.73 kNm
verifica:	Mrd/Mrd	2.28 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:**

Azione totale verticale:	Bed	21.43 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	14.87 kNm
Momento Ribaltante:	MRrl	16.73 kNm
Posizione Bed da sezione valle: x,ed=(Mstab-Mrsl)/Bed		-0.39 m
Posizione Pali Valle:	x,v	0.20 m
Posizione Pali Monte:	x,m	0.30 m
Distanza tra i pali:	dp = (x,m-x,v)	0.50 m
Risult. sui Pali Valle:	Rp,v = Bed*(x,m-x,ed)/dp	51.74 kN->Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Rp,m = Bed - Rp,v	-10.25 kN->Tras.
Azione sui pali di Valle:	Rd,v = Rp,v * iv	63.49 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd,m = Rp,m * im	-20.51 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp,v = Rd,v / Rtr.d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp,m = Rtr.d	97.89 kN
Verifica pali di Valle:	Rp,v/Bed,v	3.10 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp,m/Bed,m	4.77 ---> ok!

**COMUNE DI POMARETTO**  
**BORGATA BOUT**  
**SISTEMAZIONE DANNI ALLUVIONE 5 SETTEMBRE 2024**

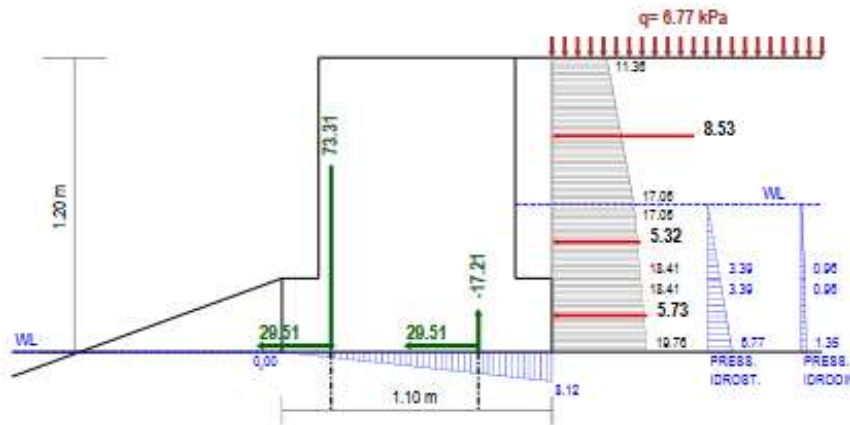
**COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:**  
**Sisma Giu (M1+R3)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO1.1  
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$   
 $v = 30.00 \%$   
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

**STRATI DI VALLE**

STRATO1.1  
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$   
 $v = 30.00 \%$   
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO.FONDAZIONE  
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$   
 $v = 30.00 \%$   
 $c = 20.00 \text{ kN/m}^2$

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione totale su piano fondazione:	Bed	29.51 kN
Resist. trasv. dei Pali:	Rtr.d	67.89 kN
Resist. trasv. Totale:	Rtrd	67.89 kN
Verifica:	Rtrd/Bed	2.30 --> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

	VALLE	MONTE
Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	MR	MRT
Resistenza pali (Compr./Tras.): Rd	38.51	48.94 kN/m
Azione sui pali (+Compr./-Tras.): Rp	16.66	-8.40 kN/m
Resist. Residua:	Rr = Rp - Rp	40.34 kN/m
Momento Resist. Residuo	Mr = Rr * dp	24.20 kNm/m
Momento Residuo Pali:	MRp = MR / Mr	24.20 kNm/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	19.26 kNm
Res. Resist. Aggiuntivo (Pa.i): MRp		24.20 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	43.46 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	18.81 kNm
verifica:	Mrd/Mrd	2.31 --> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALLI DI FONDAZIONE:**

Azione totale verticale:	Bed	29.05 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	19.26 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	18.81 kNm
Posizione Bed da sezione valle: x.ed = (Mstab - Mrd) / Bed		0.02 m
Posizione Pali Valle:	x.v	0.20 m
Posizione Pali Monte:	x.m	0.30 m
Distanza tra i pali:	dp = (x.m - x.v)	0.10 m
Risult. sui Pali Valle:	Rp.v = Bed * (x.m - x.ed) / dp	36.66 kN -> Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Rp.m = Bed - Rp.v	-8.61 kN -> Tras.
Azione sui pali di Valle:	Rd.v = Rp.v * iv	73.31 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd.m = Rp.m * im	-17.21 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp.v = Rd.v / Rtr.d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp.m = Rtr.d	97.89 kN
Verifica pali di Valle:	Rp.v / Rd.v	2.89 --> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp.m / Rd.m	5.69 --> ok!

#### 4. SOSTITUZIONE TUBAZIONE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Nell'ambito dei lavori in oggetto vi è la previsione della sostituzione della tubazione in cls esistente, completamente intasata, del diametro interno di 50÷60 cm.

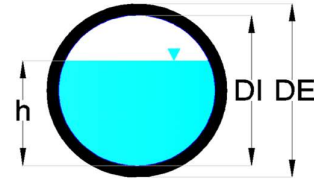
La nuova tubazione dovrà essere in grado di smaltire la portata di progetto, pari a 2,60 m<sup>3</sup>/s (contributo di piena del bacino Pom 09 per T.R. 200 anni ricavate dallo studio del P.R.G.I. "Indagini idrauliche e geomorfologiche"), tenendo conto delle seguenti considerazioni:

- la portata di progetto, sopra riportata di 2,60m<sup>3</sup>/s, è ampiamente cautelativa poiché è riferita alla quota di chiusura del bacino in esame (640,00 m s.l.m.) mentre l'intervento in progetto è collocato ad una quota decisamente superiore (725,00 m s.l.m.);
- 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 inferiore ai 2/3 del diametro della tubazione;
- La velocità massima riferita alla portata di progetto supera di poco il valore di 5 m/s.

La pendenza della tubazione dovrà pertanto essere del 2,5%.

## Calcolo della portata a pelo libero per condotte in CLS

Pendenza	i	<b>2,5</b>	%	0,025	m/m
Diametro interno	DI	<b>1000</b>	mm	100	cm
Grado di riempimento	h/DI	<b>95</b>	%	0,95	m/m
Altezza di riempimento	h	<b>950</b>	mm	95	cm
Superficie bagnata	S	<b>0,771</b>	m <sup>2</sup>	7707	cm <sup>2</sup>
Perimetro bagnato	P	<b>2,69</b>	m	269	cm
Raggio idraulico	R <sub>H</sub>	<b>0,286</b>	m	28,6	cm



Coefficients di scabrezza			
Strickler	Bazin	Kutter	Manning
$\chi = K_s$	$\chi = 87 / \left(1 + \frac{\gamma_B}{\sqrt{R_H}}\right)$	$\chi = 100 / \left(1 + \frac{m_K}{\sqrt{R_H}}\right)$	$\chi = 1/n$
$K_s$	$\gamma_B$	$m_K$	$n$
m <sup>1/3</sup> /s	m <sup>1/2</sup>	m <sup>1/2</sup>	s/m <sup>1/3</sup>
<b>75</b>	<b>0,23</b>	<b>0,3</b>	<b>0,0133</b>

Velocità media: formula di Chezy

$$v = \chi \sqrt{R_H i}$$

Velocità			
m/s			
Strickler	Bazin	Kutter	Manning
<b>5,153</b>	<b>5,149</b>	<b>5,423</b>	<b>5,153</b>

Velocità di scorrimento alta

Portata			
l/s			
Strickler	Bazin	Kutter	Manning
<b>3971,6</b>	<b>3968,7</b>	<b>4179,5</b>	<b>3971,6</b>

Grado di riempimento		Strickler		Bazin		Kutter		Manning	
m/m	%	Velocità m/s	Portata l/s	Velocità m/s	Portata l/s	Velocità m/s	Portata l/s	Velocità m/s	Portata l/s
0	0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
0,05	5	1,21	17,7	1,09	16,0	1,07	15,7	1,21	17,7
0,1	10	1,89	77,2	1,81	74,1	1,82	74,4	1,89	77,2
0,15	15	2,43	179,7	2,39	176,5	2,43	179,4	2,43	179,7
0,2	20	2,89	323,7	2,87	321,3	2,95	329,4	2,89	323,7
0,25	25	3,30	506,3	3,29	505,3	3,39	521,3	3,30	506,3
0,3	30	3,65	723,8	3,65	724,2	3,79	750,7	3,65	723,8
0,35	35	3,97	971,9	3,97	973,4	4,13	1013,0	3,97	971,9
0,4	40	4,25	1245,6	4,25	1247,8	4,44	1302,6	4,25	1245,6
0,45	45	4,49	1539,5	4,50	1541,9	4,71	1613,8	4,49	1539,5
0,5	50	4,71	1848,1	4,71	1850,0	4,94	1940,3	4,71	1848,1
0,55	55	4,89	2164,9	4,89	2165,8	5,14	2275,5	4,89	2164,9
0,6	60	5,05	2483,2	5,05	2482,7	5,31	2612,1	5,05	2483,2
0,65	65	5,17	2795,8	5,17	2793,5	5,44	2942,4	5,17	2795,8
0,7	70	5,27	3094,5	5,26	3090,6	5,55	3257,8	5,27	3094,5
0,75	75	5,33	3370,4	5,33	3365,0	5,62	3549,0	5,33	3370,4
0,8	80	5,36	3612,8	5,35	3606,4	5,65	3804,5	5,36	3612,8
0,85	85	5,35	3808,6	5,34	3802,1	5,64	4010,6	5,35	3808,6
0,9	90	5,29	3939,3	5,28	3933,8	5,57	4147,5	5,29	3939,3
0,95	95	5,15	3971,6	5,15	3968,7	5,42	4179,5	5,15	3971,6
1	100	4,71	3696,1	4,71	3700,0	4,94	3880,7	4,71	3696,1

## 5. INSTALLAZIONE DI BARRIERE DI PROTEZIONE.

Per migliorare la sicurezza del transito dei veicoli da cantiere è prevista la realizzazione di un tratto di barriera in acciaio *tipo corten* S355 per complessivi 20,00 m di guard rail N2 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:  $Q \cdot H / M_{pl} = 100 \cdot 0,75 / 17,7 = 4,23 \rightarrow 5 \text{ paletti}$

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