

Studio Tecnico Forestale
Dott. Giorgio BERTEA - Dott. Paolo CLAPIER - Dott. Andrea GLAUCO

Regione Piemonte
COMUNE DI CANTALUPA
Città Metropolitana di Torino

**Progetto Esecutivo di Intervento di
sistemazione dissesto su Via Scrivanda**

Il PROGETTISTA: Dott. For. Giorgio BERTEA

Il Sindaco:

RELAZIONE TECNICO - STRUTTURALE

Aggiornamento
Luglio 2026

- Via Martiri del XXI n. 52 - 10064 Pinerolo (TO) -
Tel. & Fax 0121 794597 e-mail stf@stforestale.it

1.PREMESSA

Il presente Progetto Esecutivo riguarda la sistemazione di un dissesto verificatosi lungo un tratto di Via Scrivanda, nel territorio comunale di Cantalupa in cui, in seguito ad un passato evento meteorico, si è verificato, causa marcata infiltrazione delle acque di scorrimento superficiale, il dissesto di un tratto di scarpata ubicata a valle di una porzione di viabilità. Il dissesto ha reso quindi instabile anche il lato destro salendo della viabilità.

L'intervento in progetto rientra nell'ambito di un contributo della Regione Piemonte, con nota acquisita al protocollo in data 14/11/2025 registrata al protocollo al n. 8965, come da D.D. 2124 del 30/10/2025)



Foto 1: dissesto principale

L'intervento si rende necessario al fine di garantire migliori condizioni di regimazione delle acque superficiali lungo il tratto interessato e di conseguenza limitare eventuali interferenze con la regolarità del transito automobilistico in concomitanza di eventi meteorici di particolare intensità.

Le opere realizzate in questa sede garantiranno quindi il miglioramento delle condizioni di sicurezza e percorribilità della strada, ma non possono essere considerate risolutive, soprattutto in mancanza di costanti operazioni di manutenzione dei manufatti realizzati, mediante il controllo periodico della stabilità delle opere in progetto (muratura e palificata in progetto) e la pulizia periodica delle previste canalette grigliate, della cunetta alla francese e delle canalette in acciaio.

Il tratto di Strada Scrivanda interessato dal progetto è situata nella parte centro-occidentale del comune di Cantalupa, entro una porzione di territorio caratterizzato in prevalenza da aree boscate, alternate a tratti da nuclei abitativi frammisti ad aree agricole occupate per lo più da prati stabili ipolifiti e da qualche seminativo.

Le aree boscate interessate dal progetto sono ascrivibili al Tipo forestale del “Castagneto acidofilo a *Teucrium scorodonia* della Alpi”, in parte a quello del „Robinieto“

Poichè il sito di progetto rientra sia entro una fascia di 150 metri dall'alveo del Torrente Noce sia in area boscata, è stata ottenuta l'autorizzazione paesaggistica in base al Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137. Art. 142 (aree tutelate per legge); punto 1; lettera c) i fiumi, i torrenti, i corsi d'acqua iscritti negli elenchi previsti dal testo unico delle disposizioni di legge sulle acque ed impianti elettrici, approvato con regio decreto 11 dicembre 1933, n. 1775, e le relative sponde o piedi degli argini per una fascia di 150 metri ciascuna e lettera g) i territori coperti da foreste e da boschi, ancorché percorsi o danneggiati dal fuoco, e quelli sottoposti a vincolo di rimboschimento, come definiti dall'articolo 2, commi 2 e 6, del decreto legislativo 18 maggio 2001, n. 227

Inoltre il progetto è stato autorizzato ai sensi del R.D. 523/1904. per quanto riguarda la “linea idraulica”.

La presente relazione riporta i calcoli delle strutture, i quali hanno l'obiettivo di definire le caratteristiche principali delle opere previste, le scelte strutturali e le stime dei costi.

2. DESCRIZIONE INTERVENTI

Gli interventi in progetto sono localizzati:

alla quota di 475,00 m s.l.m.- 450,00 m s.l.m.;

coordinate WGS84: Lat 44.944255 - Lng 7.322074; ED50: Lat 44.945220 - Lng 7.323165.

rif.Catastale: Comuni di Cantalupa, Foglio n. 10; mappali nn. 291, 292 e 322 (Intervento principale di consolidamento), mappali nn. 289, 290, 369, e 381 (Tratto di realizzazione cunetta alla francese), strada comunale (N. 2 canalette trasversali grigliate) ed alveo demaniale (Difesa spondale).

e consistono in:

- Diradamento della vegetazione arborea ed arbustiva su una superficie di 600,13 mq in corrispondenza delle scarpate della viabilità;
- Scavo di fondazione per disalvei e per la realizzazione della difesa spondale in progetto (scogliera in massi di cava), di una muratura di contenimento, di una tratta di cunetta alla francese e di una canaletta trasversale, per un totale di 1159,98 mc;
- Realizzazione di una cunetta alla francese sul ciglio di monte della viabilità, avente le dimensioni:

Parametri dimensionali cunetta alla francese loc Scrivanda		
Lunghezza	(m)	90,00
Larghezza fondazione	(m)	0,70
Spessore fondazione	(m)	0,20
Altezza unghia	(n)	0,50
Spessore unghia	(m)	0,20
Volume cls	(mc)	21,60
Area casseri	(mq)	126,00
Peso unitario rete (diam. 8 mm ;100 mm x100mm)	(kg/mq)	8,01
Peso rete (diam. 8;10x10)	(kg)	865,08
Scavo	(mc)	44,10

- Costruzione di due canalette grigliate trasversali (con 2 condotte di scarico previste in canalette semicircolari in acciaio nervato ondulato del diametro di 60 cm), con copertura in ghisa D400, avente le seguenti dimensioni: lunghezza 6 m cadauna; larghezza fondazione 0,90 m; spessore fondazione 0,20 m; altezza spallette 0,50 m; spessore spallette 0,20 m ed avente i seguenti parametri di computo:

Parametri dimensionali canalette grigliate loc Scrivanda(dimensione interna 50 cm x 50 cm)		
Lunghezza canaletta di monte	(m)	7,20
Lunghezza canaletta di valle	(m)	6,00
Lunghezza totale canalette	(m)	13,20
Larghezza fondazione	(m)	0,90
Spessore fondazione	(m)	0,20
Altezza spallette	(n)	0,50
Spessore spallette	(m)	0,20
Volume cls	(mc)	5,02
Area casseri	(mq)	31,68
Peso unitario rete (diam. 8 mm ;100 mm x100mm)	(kg/mq)	8,01
Peso rete (diam. 8;10x10)	(kg)	200,89
Scavo	(mc)	8,32

- Sistema di scarico in alveo, delle due griglie e della cunetta alla francese, mediante due canalette semicircolari, della lunghezza complessiva di 30,00 ml, in acciaio ondulato, nervato e zincato della larghezza di m 0,60 e dello spessore minimo mm 2;
- Lungo l'alveo inciso, in sponda destra (a valle della scarpata stradale erosa) realizzazione di una scogliera in massi di cava cementati, del peso superiore a 20 kN, avente lunghezza di 64,53 metri, altezza fuori terra di 2,90 metri e fondazioni con profondità di 1,00 metri al di sotto del punto più depresso dell'alveo (ove possibile; altrimenti impostata in roccia con la realizzazione di adeguata sella, in contropendenza del 20% al versante, di appoggio); la scogliera sarà realizzata secondo le seguenti caratteristiche:

Parametri dimensionali scogliera loc Scrivanda						
SEZ	Altezza	Spessore base	Spessore sommità	Distanza	Area scogliera	Volume Scogliera
	(m)	(m)	(m)	(m)	(mq)	(mc)
A monte di 1	2,90	2,30	1,80			
1	2,90	2,30	1,80	1,00	5,95	5,95
2	2,90	2,30	1,80	20,70	5,95	123,06
3	2,90	2,30	1,80	18,98	5,95	112,84
4	2,90	2,30	1,80	7,15	5,95	42,51
5	2,90	2,30	1,80	6,50	5,95	38,64
6	2,90	2,30	1,80	10,20	5,95	60,64
	TOTALI			64,53		383,63

Parametri dimensionali scogliera loc Scrivanda					
SEZ	Base fondazione	Altezza	Area Fondazione	Volume Fondazione	Volume Scogliera
	(m)	(m)	(m)	(mc)	(mc)
A monte di 1	2,90	1,00	2,90		
1	2,90	1,00	2,90	2,90	8,85
2	2,90	1,00	2,90	60,03	183,09
3	2,90	1,00	2,90	55,04	167,88
4	2,90	1,00	2,90	20,74	63,24
5	2,90	1,00	2,90	18,85	57,49
6	2,90	1,00	2,90	29,58	90,22
	TOTALI			187,14	570,77

Volumi di scavo scogliera loc Scrivanda					
SEZ	Area scavo scogliera	Area disalveo	Vol. scavo scogliera	Volume disalveo	Volume scavo
	(m)	(m)			(mc)
A monte di 1	10,90	4,09			
1	10,90	4,09	10,90	4,09	14,99
2	9,35	4,89	209,59	92,94	302,53
3	10,21	2,90	185,62	73,93	259,55
4	8,60	4,96	67,25	28,10	95,35
5	8,89	4,75	56,84	31,56	88,40
6	9,23	6,56	92,41	57,68	150,09
			622,61	288,30	910,91

- Al di sopra della scogliera è prevista la realizzazione di una palificata di sostegno (lunghezza complessiva 46,00 m , altezza di 1,50 m e larghezza di 1,50 m) ancorata al piano basale con n. 46 tiranti/micropali (lunghezza: 5,00 m), in barre tipo Dywidag (diametro minimo: 32 mm) o aste cave per terreni sciolti (diametro minimo: 38 mm) posti ad interasse di 3,00 m; l'opera in legname avrà i seguenti valori:

Parametri dimensionali palificata loc Scrivanda

Volume palificata	Lunghezza	(m)	46,00
	Altezza	(m)	1,50
	Larghezza	(m)	1,50
	Volume	(mc)	103,50

Parametri dimensionali ancoraggi palificata loc Scrivanda

Lunghezza	(m)	5,00
Interasse	(m)	1,00
Numero	(n)	46
Lunghezza totale	(m)	230,00

- A contenimento della scarpata a valle della strada (caratterizzata da un'ampia erosione sul ciglio sommitale) costruzione di una muratura in pietrame e malta cementizia della lunghezza di 64,37 m, larghezza sommitale 0,7 m, basale 0,9 m, altezza 1,90 m poggiante su una fondazione in c.a. dello spessore di 0,35 m e della larghezza di 1,30 metri. La muratura sarà vincolata con realizzazione di n. 64 ancoraggi, della lunghezza di 5,00 metri cadauno (posti, su due file, ad interasse di 1,80 m sulla fila), mediante barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ 950/1.050 [N/mm²]; Sezione trasversale [mm²]: 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 [mm²]: 745; Carico snervamento [kN] 450; Carico ultimo F_{pk} [kN] 540; le dimensioni della muratura sono riportate nelle seguenti tabelle:

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Altezza	Spessore base	Spessore sommità	Distanza	Area muratura	Volume Muratura
	(m)	(m)	(m)	(m)	(mq)	(mc)
A monte di 1	1,90	0,90	0,70	1,00	1,52	1,52
1	1,90	0,90	0,70	20,66	1,52	31,40
2	1,90	0,90	0,70	18,81	1,52	28,59
3	1,90	0,90	0,70	7,10	1,52	10,79
4	1,90	0,90	0,70	6,50	1,52	9,88
5	1,90	0,90	0,70	10,30	1,52	15,66
6	1,90	0,90	0,70			
TOTALI				64,37		97,84

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Base fondazione	Altezza	Area Fondazione	Volume Fondazione
	(m)	(m)	(m)	(mc)
A monte di 1	1,30	0,35	0,46	0,46
1	1,30	0,35	0,46	9,40
2	1,30	0,35	0,46	8,56
3	1,30	0,35	0,46	3,23
4	1,30	0,35	0,46	2,96
5	1,30	0,35	0,46	4,69
6	1,30	0,35	0,46	
	TOTALI			29,29

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Volume Sottofondazione	Area Casserura	Area Scavo	Volume Scavo
	(mc)	(mq)	(mc)	(mc)
A monte di 1	0,13	0,70	3,06	3,06
1	2,69	14,46	3,06	63,12
2	2,45	13,17	3,06	57,46
3	0,92	4,97	3,06	21,69
4	0,85	4,55	3,06	19,86
5	1,34	7,21	3,06	31,47
6				
	8,37	45,06		196,65

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Base cordolo	Altezza cordolo	Area Cordolo	Volume Cordolo	Area Casserura Cordolo
	(m)	(m)	(m)	(mc)	(mq)
A monte di 1	0,50	0,30	0,15	0,15	0,60
1	0,50	0,30	0,15	3,10	12,40
2	0,50	0,30	0,15	2,82	11,29
3	0,50	0,30	0,15	1,07	4,26
4	0,50	0,30	0,15	0,98	3,90
5	0,50	0,30	0,15	1,55	6,18
6	0,50	0,30	0,15		
	TOTALI			9,66	38,62

Parametri dimensionali accoraggi muratura loc Scrivanda		
Lunghezza	(m)	5,00
Interasse	(m)	1,00
Numero	(n)	64
Lunghezza totale	(m)	321,85

- In sommità alla muratura, al fine di proteggere il transito lungo la strada, sarà posizionata una barriera di sicurezza stradale (lunghezza indicativa 64,53 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.;
- Si prevede il ripristino di 405,00 m² di pavimentazione stradale (20 cm di fondazione stradale, 6 cm di binder oltre 3 cm di tappetino di usura);
- Idrosemina, in corrispondenza delle superfici erose, su un'area di 645,30 mq.

3. DESCRIZIONE E VERIFICA DELLE OPERE CONTENIMENTO

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

- Palificata in legname a doppia parete
- Muratura in pietrame e malta cementizia

3.1. PALIFICATA IN LEGNAME A DOPPIA PARETE

L'opera sarà realizzata lungo la scarpata compresa tra l'alveo del rio Noce e la carreggiata della Strada Comunale.

La palificata avrà le seguenti caratteristiche:

Parametri dimensionali palificata loc Scrivanda

Volume palificata	Lunghezza	(m)	46,00
	Altezza	(m)	1,50
	Larghezza	(m)	1,50
	Volume	(mc)	103,50

Parametri dimensionali accoraggi palificata loc Scrivanda

Lunghezza	(m)	5,00
Interasse	(m)	1,00
Numero	(n)	46
Lunghezza totale	(m)	230,00

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

Quindi la progettazione di questo tipo di intervento di ingegneria naturalistica non può che prescindere da un' 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, per cui l'ipotesi risulta essere a favore della 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° - 15°), 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 nel 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, ed 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 è maggiore dell'unità.

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 scortecciato;
- Peso specifico 8,00 kN/m³ ;
- Resistenza assimilabile al larice C24;
- 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 impiegare per la presente opera il 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, della quale qui a seguire si riportano 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 $\pm f_{c,90k}$ [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/³
- 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.

Allo stesso modo si potrebbe infatti in alternativa utilizzare 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, della quale qui a seguire si riportano 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 $\pm f_{c,90k}$ [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 - trasverso.

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 5,00 KN/m². (superiore a quello nivale, di 1,95 KN/m², 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 (prudenzialmente assunta pari a 1,50 m);

γ è il peso specifico del terreno di riempimento (19,00kN/m³);

Ka è il coefficiente di spinta attiva calcolato nel modo seguente (con angolo di attrito interno pari a 30°);

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

$$K_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1 - 0,5}{1 + 0,5} = \frac{0,5}{1,5} = 0,33333$$

$$\text{Da cui } p_a = 0,3333 \cdot 19,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,50 \text{ m} = 9,50 \text{ kN}$$

Da cui segue che

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

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 1,5m pari a **9,50 kN**) e cui si è sommata la combinazione dei sovraccarichi più gravosa in “valore assoluto” (30,80 kN per l’Azione Totale Verticale nella combinazione Sisma-)
- **D** è il diametro dei pali impiegati (nel caso specifico pari al diametro medio di ~ 22 cm)
- **I** è pari ad 1,00 metri essendo P_{max} un valore unitario;

$$\text{Si ottiene allora: } P_{max} = (9,50 + 30,80) \cdot 1,5 \cdot 0,22 = 13,30 \text{ kN/m}$$

$$P_{max} = 13,30 \text{ kN/m}$$

Da cui si ottiene il massimo momento sollecitante, ipotizzando cautelativamente L=1,50 (l’interasse tra i traversi viene mantenuto pari ad 1,00 metri per permettere il collegamento con i micropali), sul toppe:

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

$$M_{max} = \frac{13,30 \text{ kN/m} * (1,5) * (1,5)}{8} = \frac{13,30 * 2,25}{8} = 3,74 \text{ kN/m}$$

Il valore di 3,74 kN/m è un valore cautelativamente maggiorato del 50 % rispetto a quello reale

L rappresenta l'interasse tra gli appoggi del corrente, quindi la larghezza del modulo elementare costituente la palificata doppia.

La verifica a flessione è allora soddisfatta se:

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

$$\frac{1,3 * 3,74 * 1000 * 1000}{1044835} = \frac{4862000}{1044835} = 4,65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = \frac{0,91 \text{ (coeff di correlazione)} * 24}{1,3 \text{ (coeff parziale di sicurezza)}} = 16,8 \text{ N/mm}^2$$

Da cui:

$$4,65 \text{ N/mm}^2 < 16,8 \text{ N/mm}^2$$

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:

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

$$V_{ed} = 9,98 \text{ kN}$$

La verifica a taglio è allora soddisfatta se:

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

$$\frac{1,3 * 9,98 * 1000}{220^2 * 3,14 / 4} = 0,34 \quad F_{vd} = \frac{0,91 \text{ (coeff di correlazione)} * 2,5}{1,3 \text{ (coeff parziale di sicurezza)}} = 1,75 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta poiché $0,34 \text{ N/mm}^2 < 1,75 \text{ N/mm}^2$

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

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

$$\text{da cui } 9,98 \text{ kN} * 2 = 19,96 \text{ kN}$$

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

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

$$\frac{1,3 * 19,96}{220^2 * 3,14 / 4} = 0,68 \quad f_{t0d} = \frac{0,91 * 14}{1,3 \text{ (coeff parziale di sicurezza)}} = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a trazione nei traversi risulta soddisfatta poiché $0,68 \text{ N/mm}^2 < 9,8 \text{ N/mm}^2$

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 (VN) 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 alla palificata ed alla 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:

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

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C _U	0.7	1.0	1.5	2.0

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

Per il paramento e per la fondazione della palificata si utilizzerà:

Legname tondo di *Larix decidua*, *Castanea sativa* o *Quercus robur* del diametro minimo di 22cm debitamente scortecciati per evitare l'attacco repentino di insetti e funghi xilofagi.

Carichi accidentali (NTC 2018)

Il sovraccarico dovuto alla neve (a valle dell'opera di sostegno della carreggiata rappresentata da una palificata) è stato valutato in accordo con la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,95 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

Dove (Zona I – Alpina) risulta:

- altitudine: 463,00 m s.l.m. nella sezione 2;
- valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (q_{sk}): 195,22 daN/m².
- μ_i = coefficiente di forma della copertura
- C_E = coefficiente di esposizione
- C_t = coefficiente termico

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 5,00 kN/m². (superiore a quello nivale, di 1,95 kN/m², usato per i calcoli).

Carichi permanenti (NTC 2018)

Si deve innanzitutto calcolare il peso delle singole palificate:

- Peso specifico palificata il legname di 1,5 m x 1,5m: 14,44 kN/m³ (valore medio palificate di 1,00 m – 1,50 m).

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: **(WGS 84): Lat 44.944255 - Lng 7.322074;**

- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

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

Probabilità di superamento: 10 %

- Tr: 475 [anni]
- ag: 0,129 g
- Fo: 2,458
- Tc*: 0,262 [s]

Parametri dipendenti dal sottosuolo:

- Categoria del suolo: B
- Categoria topografica: T2;
- Ss: 1,200;
- Cc: 1,440;
- St: 1,2
- Kh: 0,186;
- Kv: 0,093;
- Amax: 1,828;
- Beta: **1,00** Regime spinte nel terreno "k_o" (Spinte "a riposo" il muro non può scivolare).

3.2. Dimensionamento degli ancoraggi/micropali UTILIZZATI 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/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²] ; Sezione trasversale [mm²]: 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 [mm²]: 730÷745; Carico snervamento [kN] 425÷450; Carico ultimo F_{pk} [kN] 540;
- Entrambe le tipologie saranno posizionate 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 la palificata di 1,50 m x 1,50 m la fila di valle sarà posizionata a ~10 cm dal filo esterno della struttura mentre quella di monte a ~90 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/mm²; 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 (sia le barre della fila di monte che quella della fila di valle sono poste ad interasse di 6,00 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; 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; si calcola quindi mediante software il valore di T_D impostando gli stessi valori di interesse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta.

Il valore di T_D che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi, risultando $T_d = R_{l,k}' = 122,35 \text{ kN}$ (portata laterale caratteristica) che deriva da un F_D Progetto pari a 208,00 kN.

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

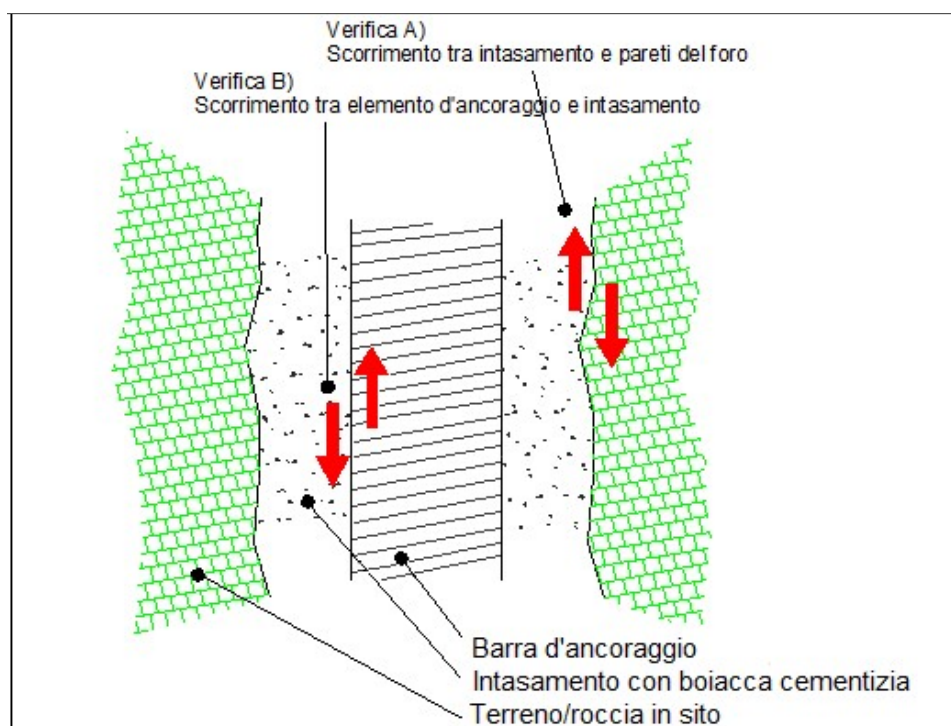


Figura 1. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.

Dati di progetto

- Azione di progetto $F_D = 208,00 \text{ kN}$
- Angolo di inclinazione del versante $\alpha \sim 30^\circ$ (pari all'angolo di attrito interno)
- Spessore dello strato incoerente $t = 1,50 \text{ m}$
- Lunghezza efficace ancoraggio $L = 3,50 \text{ m}$ (per barre da 5,00 metri);
- Angolo di attrito del terreno $\Phi_k = 30^\circ$
- Peso di volume $\gamma_k = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Diametro di perforazione $D_{\text{perf}} = 76 \div 115 \text{ mm}$

Al 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/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²]; Sezione trasversale [mm²]: 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 [mm²]: 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:

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

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 (α_s), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- τ_{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 ξ_{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); $76 \div 115$ mm
- $\tau_{s-m} = 0,445$ N/mm²; 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÷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").

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:

Sviluppando il calcolo come segue:

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

$$\frac{1,25 \cdot 1,70 \cdot 208}{3,14 \cdot 152 \cdot 0,445} = 2081 \text{ mm}$$

$L_A = 2081 \text{ mm} < 3,50 \text{ m}$ (= 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 : azione di progetto
- γ_{a-m} : fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- τ_{a-m} : adesione malta – acciaio;
- S_{Lat} : sviluppo effettivo di contatto malta – acciaio
- L_B : 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:

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

Da cui:

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

dove $\eta = 1$ per diametri ≤ 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/mm², si ottiene: τ_{a-m} è = 2,32 N/mm²

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio, previo il calcolo di τ_{a-m} si ottiene:

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

$$2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot 20^{2/3} = 2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot 7.36$$

$$= 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Risolvendo la

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

segue che

$$208 = \frac{2,32}{1,5} \cdot 100,68 \cdot L_b$$

$$208 = 1,54 \cdot 100,68 \cdot L_b$$

$$\text{Da cui } L_b = \frac{208}{155,04} = 1341,6 \text{ mm}$$

$$L_B = 1341 \text{ mm} < 3,50 \text{ m (} = \text{ lunghezza utile per la barra da 5 metri)}$$

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	3.00

Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi/micropali da impiegarsi per le palificate.

Dalla Relazione Geologica-geotecnica (NTC 2018 §6) si evince che :

I parametri geotecnici, desunti dalla relazione geologica allegata al progetto, del terreno sono stati assunti pari a:

- γ_n (peso volumico) = 19,0 kN/m³ (~ 1,90 t/m³);
-
- φ'_{as} (angolo di attrito interno) = 30°;
-
- c (coesione) = 0,0 kN/m².

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

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

Le palificate in legname a doppia parete sono assimilabili a muri di sostegno e 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 è stato utilizzato 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.

COMUNE DI CANTALUPA
LOC. SCRIVANDA
VERIFICA PALIFICATA IN LEGNAME

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

STRATI DI MONTE

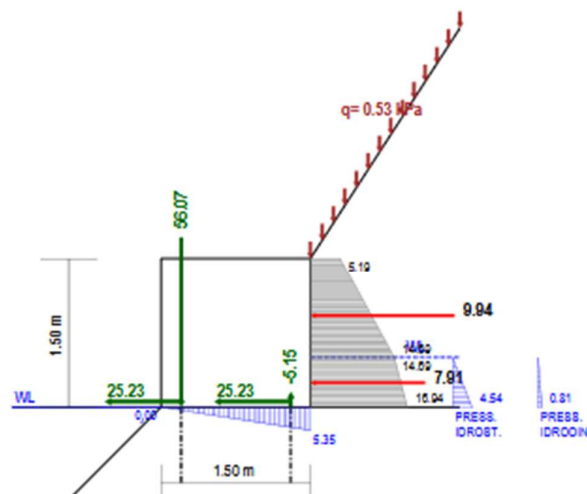
STRATO N.1

G = 19.00 kN/m²
s' = 30.00 °
c = 0.00 kN/m²

STRATI DI VALLE

STRATO N.1

G = 19.00 kN/m²
s' = 30.00 °
c = 0.00 kN/m²



STRATO FONDAZIONE

G = 19.00 kN/m²
s' = 30.00 °
c = 0.00 kN/m²

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCOMMENTO:

Azione totale su piano fondazione:	Bed	25.23 kN
Resist. Trasn. dei Pali:	Rtr.d	67.89 kN
Resist. Trasn. Totale:	Rtrd	67.89 kN
Verifica:	Rtrd/Bed	2.69 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali (+Compr./+Tras.): Rd	16.51	48.94 kN/m
Azione sui pali (+Compr./+Tras.): Rp	28.04	-2.58 kN/m
Resist. Residua:	Rr = Rp/Rd	10.47
Momento Resist. Residuo	Mrr = Rr*dp	17.52
Momento Resist. Pali:	MRp = MRr/Mr	51.00 kN/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	22.10 kNm
Momento Resist. Assorbito (Pali):	Mrib-Mstab	-2.26 kNm
Momento Resist. Residuo (Pali):	MRp	51.00 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	10.85 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	19.84 kNm
Verifica:	Mrd/Mrd	3.17 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:

Azione totale verticale:	Bed	25.45 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	22.10 kNm
Momento Ribaltante:	Mrib	19.84 kNm
Posizione Bed da estremità valle: x, ed = (Mstab-Mrib)/Bed		0.39 m
Posizione Pali Valle:	x, v	0.20 m
Posizione Pali Monte:	x, m	1.30 m
Distanza tra i pali:	dp = (x, m - x, v)	1.10 m
Risult. sui Pali Valle:	Rp, v = Bed*(x, m - x, ed)/dp	28.04 kN->Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Rp, m = Bed - Rp, v	-2.58 kN->Tras.
Azione sui pali di Valle:	Rd, v = Rp, v * iw	56.07 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd, m = Rp, m * im	-5.15 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp, v = Rd, v/Ric, d	197.02 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp, m = Rd, m/Ric, m	97.89 kN
Verifica pali di Valle:	Rp, v/Rd, v	3.51 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp, m/Rd, m	19.00 ---> ok!

3.3. DESCRIZIONE OPERE MURARIE

Muratura in pietrame e malta cementizia:

- Spessore fondazione in c.a.: 0,35 m;
- Lunghezza fondazione in c.a.: 64,37 m;
- Larghezza fondazione in c.a.: 1,30 m;
- Larghezza sommitalemuratura in pietrame e malta cementizia: 0,70 m;
- Larghezza basalemuratura in pietrame e malta cementizia: 0,90 m;
- Altezza muratura in pietrame e malta cementizia: 1,90 m;
- Ancoraggi: n. 64; lunghezza 5,00 m cadauno disposti su due file alterne (collocate rispettivamente a 15 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/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²]; Sezione trasversale [mm²]: 804; Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN] 760; Carico ultimo F_{pk} [kN] 845;
- Caratteristiche ancoraggi in terreno sciolto: Barre auto perforanti acciaio 355 JOH Diametro nominale 38 mm spessore 9,25 mm; Sezione trasversale [mm²]: 745; Carico snervamento [kN] 400; Carico ultimo F_{pk} [kN] 500.

La muratura avrà i parametri dimensionali riportate nelle seguenti tabelle

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda						
SEZ	Altezza (m)	Spessore base (m)	Spessore sommità (m)	Distanza (m)	Area muratura (mq)	Volume Muratura (mc)
A monte di 1	1,90	0,90	0,70			
1	1,90	0,90	0,70	1,00	1,52	1,52
2	1,90	0,90	0,70	20,66	1,52	31,40
3	1,90	0,90	0,70	18,81	1,52	28,59
4	1,90	0,90	0,70	7,10	1,52	10,79
5	1,90	0,90	0,70	6,50	1,52	9,88
6	1,90	0,90	0,70	10,30	1,52	15,66
TOTALI				64,37		97,84

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Base fondazione	Altezza	Area Fondazione	Volume Fondazione
	(m)	(m)	(m)	(mc)
A monte di 1	1,30	0,35	0,46	0,46
1	1,30	0,35	0,46	9,40
2	1,30	0,35	0,46	8,56
3	1,30	0,35	0,46	3,23
4	1,30	0,35	0,46	2,96
5	1,30	0,35	0,46	4,69
6	1,30	0,35	0,46	
	TOTALI			29,29

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Volume Sottofondazione	Area Casserura	Area Scavo	Volume Scavo
	(mc)	(mq)	(mc)	(mc)
A monte di 1	0,13	0,70	3,06	3,06
1	2,69	14,46	3,06	63,12
2	2,45	13,17	3,06	57,46
3	0,92	4,97	3,06	21,69
4	0,85	4,55	3,06	19,86
5	1,34	7,21	3,06	31,47
6				
	8,37	45,06		196,65

Parametri dimensionali muratura loc Scrivanda

SEZ	Base cordolo	Altezza cordolo	Area Cordolo	Volume Cordolo	Area Casserura Cordolo
	(m)	(m)	(m)	(mc)	(mq)
A monte di 1	0,50	0,30	0,15	0,15	0,60
1	0,50	0,30	0,15	3,10	12,40
2	0,50	0,30	0,15	2,82	11,29
3	0,50	0,30	0,15	1,07	4,26
4	0,50	0,30	0,15	0,98	3,90
5	0,50	0,30	0,15	1,55	6,18
6	0,50	0,30	0,15		
	TOTALI			9,66	38,62

Parametri dimensionali accoraggi muratura loc Scrivanda		
Lunghezza	(m)	5,00
Interasse	(m)	1,00
Numero	(n)	64
Lunghezza totale	(m)	321,85

Normativa di riferimento

I calcoli sono stati condotti nel rispetto della normativa vigente costituita dal D.M. 17/01/2018 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* (NTC 2018), nonché dalla Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 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).

Inoltre 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. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021* si ritiene che le opere in progetto rientrino 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*, e precisamente:

<<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).>>.

Vita nominale (NTC 2018 § 2.4.1)

La vita nominale di progetto VN 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**

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 :

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	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*: $f_d = 32 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma_0 = 0,65 \text{ daN/cm}^2$

Per la fondazione in c.a. si utilizzerà:

- *calcestruzzo di classe*:

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

- *acciaio per armatura*:

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

- ancoraggi in roccia: Chiodi DYWIDAG Diametro nominale 32 mm; Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ 950/1.050 [N/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²]; Sezione trasversale [mm²]: 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 [mm²]: 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 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:

$$q_s = \mu_t \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,95 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

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:

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

Viene anche considerato il carico accidentale di un eventuale urto contro la barriera stradale valutato (vedasi il paragrafo 3.5.) in 5,00 kN/m.

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:

- **(WGS 84): Lat 44.944255 - Lng 7.322074;**

- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

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

Probabilità di superamento: 10 %

- Tr: 475 [anni]
- ag: 0,129 g
- Fo: 2,458
- Tc*: 0,262 [s]

Parametri dipendenti dal sottosuolo:

- Categoria del suolo: B
- Categoria topografica: T2;
- Ss: 1,200;
- Cc: 1,440;
- St: 1,2
- Kh: 0,186;
- Kv: 0,093;
- Amax: 1,828;
- Beta: **1,00** Regime spinte nel terreno “ k_0 ” (Spinte “a riposo” il muro non può scivolare).

Relazione Geologica-geotecnica (NTC 2018 §6)

I parametri geotecnici, desunti dalla relazione geologica allegata al progetto, del terreno sono stati assunti pari a:

- γ_n (peso volumico) = 19,0 kN/m³ (~ 1,90 t/m³);
-
- φ'_{as} (angolo di attrito interno) = 30°;
-
- c(coesione) = 0,0 kN/m².

Per poter caratterizzare il terreno (NTC 2018 § 3.2.2) esso è risultato appartenere 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 è stato utilizzato 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_0 " (Spinte "a riposo" il muro non può scivolare).

COMUNE DI CANTALUPA
LOCALITA' SCRIVANDA
MURATURA DI CONTENIMENTO STRADA COMUNALE

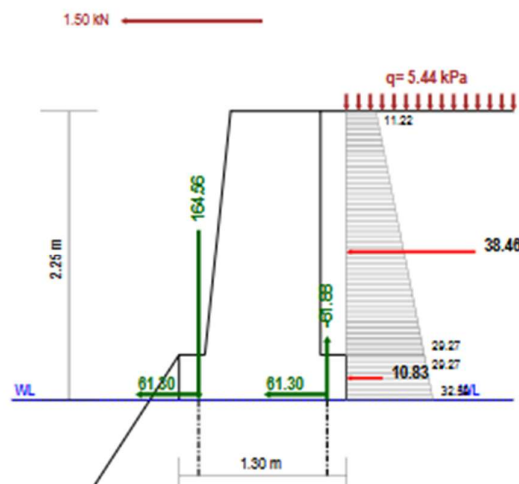
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
 $G = 10.00 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma' = 20.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
 $G = 10.00 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma' = 20.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $G = 10.00 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma' = 20.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione totale su piano fondazione:	R_{ed}	61.30 kN
Resist. trasv. dei Pali:	$R_{tr,d}$	90.50 kN
Resist. trasv. totale:	R_{trd}	90.50 kN
Verifica:	R_{trd}/R_{ed}	1.48 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE	
Resistenza pali (+ Compr./-Tras.): R_d	118.41	58.82 kN /m	
Azione sui pali (+Compr./-Tras.): R_p	82.28	-30.94 kN /m	
Resist. Residua:	$R_r = R_p - R_p$	36.13	27.88 kN /m
Momento Resist. Residuo	$M_r = R_r \cdot d_p$	16.13	27.88 kNm/m
Momento Resistido Pali:	$M_{Rp} = MIN[M_r]$		27.88 kNm/m
Verifica:			
Momento Stabilizzante:	M_{stab}	38.62 kNm	
Momento Resist. Assorbito (Pali): M_{rib}	$M_{rib} - M_{stab}$	23.24 kNm	
Momento Resist. Residuo (Pali): M_{Rp}		27.88 kNm	
Momento Resistente Totale:	M_{rd}	59.75 kNm	
Momento Ribaltante:	M_{ed}	61.86 kNm	
Verifica:	M_{rd}/M_{ed}	1.45 --->	ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:

Azione totale verticale:	R_{ed}	51.34 kN
Momento Stabilizzante:	M_{stab}	38.62 kNm
Momento Ribaltante:	M_{rib}	61.86 kNm
Posizione R_{ed} da estremo valle: $x_{ed} = (M_{stab} - M_{rib}) / R_{ed}$		-0.45 m
Posizione Pali Valle:	x_v	0.15 m
Posizione Pali Monte:	x_m	1.15 m
Distanza tra i pali:	$d_p = (x_m - x_v)$	1.00 m
Risult. sui Pali Valle:	$R_{p,v} = R_{ed} \cdot (x_m - x_{ed}) / d_p$	82.28 kN ---> Compr.
Risult. sui Pali Monte:	$R_{p,m} = R_{ed} - R_{p,v}$	-30.94 kN ---> Frax.
Azione sui pali di Valle:	$R_{d,v} = R_{p,v} \cdot i_v$	164.56 kN
Azione sui pali di Monte:	$R_{d,m} = R_{p,m} \cdot i_m$	-61.89 kN
Resist. totale Pali di valle:	$R_{p,v} = R_{d,v} / R_{ic,d}$	236.81 kN
Resist. totale Pali di monte:	$R_{p,m} = R_{d,m}$	117.65 kN
Verifica pali di Valle:	$R_{p,v}/R_{d,v}$	1.44 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	$R_{p,m}/R_{d,m}$	1.30 ---> ok!

COMUNE DI CANTALUPA
LOCALITA' SCRIVANDA
MURATURA DI CONTENIMENTO STRADA COMUNALE

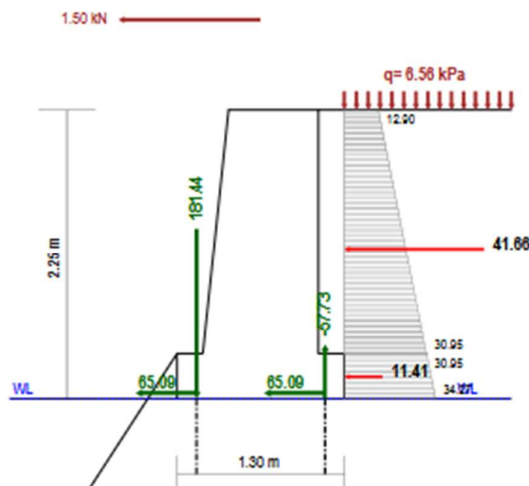
COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 30.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
 $G = 12.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 30.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE

$G = 12.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 30.00^\circ$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione totale su piano fondazione:	Bed	65.09 kN
Resist. Frasn. dei Pali:	Rtd	90.50 kN
Resist. Frasn. Totale:	Rtd	90.50 kN
Verifica:	Rtd/Bed	1.39 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Calcolo Resistenza a Ribaltamento dei Pali:	VALLE	MONTE
Resistenza pali (+Compr./-Fras.): Rd	118.41	58.82 kN/m
Azione sui pali (+Compr./-Fras.): Rp	50.72	-28.87 kN/m
Resist. Residua:	Rp = Rp - Rp	27.69
Momento Resist. Residuo	Mr = Rp * dp	27.69
Momento Resist. Pali:	MRp = MIN[Mr]	27.69 kNm/m
Verifica:		
Momento Stabilizzante:	Mstab	46.53 kNm
Momento Resist. Assorbito (Pali):	MRib-Mstab	19.59 kNm
Momento Resist. Residuo (Pali):	MRp	27.69 kNm
Momento Resistente Totale:	Mrd	53.81 kNm
Momento Ribaltante:	Msd	56.12 kNm
Verifica:	Mrd/Msd	1.42 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE:

Azione totale verticale:	Bed	61.83 kN
Momento Stabilizzante:	Mstab	46.53 kNm
Momento Ribaltante:	Mrib	56.12 kNm
Posizione Bed da estremo valle: x,ed=(Mstab-Mrib)/Bed		-0.32 m
Posizione Pali Valle:	x,v	0.15 m
Posizione Pali Monte:	x,m	1.15 m
Distanza tra i pali:	dp = (x,m-x,v)	1.00 m
Risult. sui Pali Valle:	Rp,v = Bed*(x,m-x,ed)/dp	50.72 kN->Compr.
Risult. sui Pali Monte:	Rp,m = Bed - Rp,v	-28.87 kN->Fras.
Azione sui pali di Valle:	Rd,v = Rp,v + iv	181.44 kN
Azione sui pali di Monte:	Rd,m = Rp,m + im	-57.73 kN
Resist. totale Pali di valle:	Rp,v = Rd,v + Rtd,v	236.81 kN
Resist. totale Pali di monte:	Rp,m = Rtd,m	117.65 kN
Verifica pali di Valle:	Rp,v/Rd,v	1.31 ---> ok!
Verifica pali di Monte:	Rp,m/Rd,m	2.04 ---> ok!

3.4. Dimensionamento degli ancoraggi / micropali previsti PER LA MURATURA

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/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²] ; Sezione trasversale [mm²]: 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 [mm²]: 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);
- Ancoraggi: n. 64; lunghezza 5,00 m cadauno disposti su due file alterne (collocate rispettivamente a 15 cm dal filo esterno di monte e di valle della fondazione in c.a.);
- 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).

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: $R_{b,cal} = 250,00$ kN;
- Portata Laterale $R_{l,cal} = 250,00$ kN;
- Resistenza Trasversale: $R_{tr,cal} = 200,00$ kN;

e quindi risulta:

- Portata caratteristica alla Base: $R_{b,k} = 147,06 \text{ kN}$ (valore cautelativo nel caso in cui non si raggiunga il substrato roccioso alla profondità di 5,00 m);
- Portata caratteristica Laterale $R_{l,k} = 147,06 \text{ kN}$;
- Resistenza caratteristica Trasversale: $R_{tr,k} = 117,65 \text{ kN}$;

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; si calcola quindi mediante software il valore di T_D impostando gli stessi valori di interesse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta.

Il valore di TD che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi, risultando $T_d = R_{l,k}' = 147,06 \text{ kN}$ (portata laterale caratteristica) che deriva da un F_D Progetto pari a 250,000 kN.

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

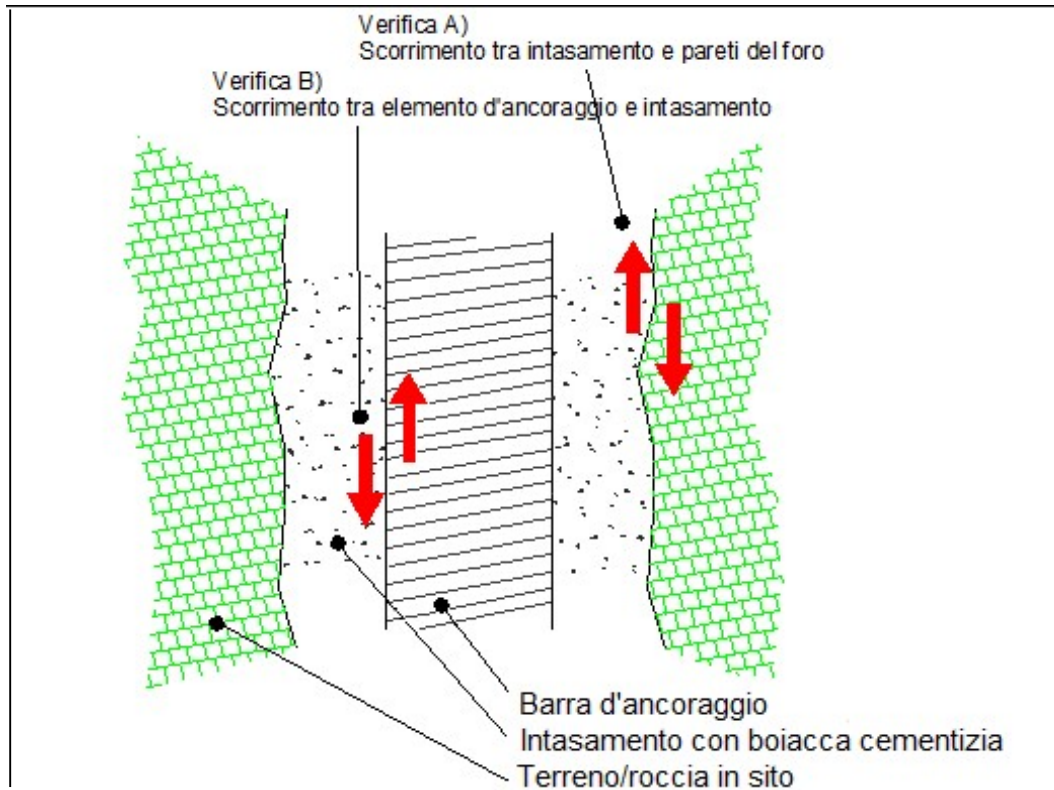


Figura :Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.

Dati di progetto

- | | |
|---------------------------------------|--|
| • Azione di progetto | $F_D = 250,00 \text{ kN}$ |
| • Angolo di inclinazione del versante | $\alpha \sim 0^\circ$ |
| • Spessore dello strato incoerente | $t = 1,50 \text{ m}$ |
| • Lunghezza efficace ancoraggio | $L = 3,50 \text{ m};$ |
| • 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:

- $D_{\text{perf}} = 76 \div 90$ mm (perforatrice “fondo foro” per l’impiego di Barre DYWIDAG Diametro nominale 32 mm;
- $D_{\text{perf}} = 76 \div 115$ 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/mm²] oppure 900/1.100 [N/mm²]; Sezione trasversale [mm²]: 804; Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN] 760; Carico ultimo F_{pk} [kN] 845;
- Caratteristiche ancoraggi in terreno sciolto Barre auto perforanti acciaio 355 JOH (oppure S 460NH) Diametro nominale 38÷40 mm spessore 9,50÷10 mm; Sezione trasversale [mm²]: 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: $450 \text{ kN} \cdot 3^{.5/3} = 259,81 \text{ kN}$, 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 (250 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 (α_s), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- τ_{s-m} è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- $\tau_{s-m} = 0,445 \text{ N/mm}^2$; 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 $0,29 \div 0,60 \text{ Mpa}$) viste le condizioni di sito.
- $R_{a,p}$ e ξ_{a3} sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.
- $D_{perf} = 76 \text{ mm}$ (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);
- $D_s = 76 \cdot 2 = 152 \text{ mm}$ (diametro del corpo di iniezione);

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

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”).

Il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica considerato è quindi 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 :

$$\frac{1,25 \cdot 1,70 \cdot 250}{3,14 \cdot 152 \cdot 0,445} = \frac{531,25}{212,38} = 2,501$$

Da cui risulta che :

$$L_A = 2,501 \text{ m} < 3,50 \text{ m} (= \text{lunghezza utile per la barra da 5 metri})$$

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 : azione di progetto;
- γ_{a-m} : fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- τ_{a-m} : adesione malta – acciaio
- S_{Lat} : sviluppo effettivo di contatto malta – acciaio
- L_B : lunghezza dell'ancoraggio.

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

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 nelle 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 ≤ 32 e pari a $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$ per barre con diametro superiore.

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

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

Si specifica che f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione, considerata pari a 20 N/mm²; come sotto calcolato si ottiene un valore di $\tau_{a-m} = 2,32$ N/mm²

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio previo il calcolo di τ_{a-m} si ottiene:

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

$$2.25 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2.25 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 7,35$$

$$\frac{\quad}{1,5} = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Da cui mettendo i valori nella formula seguente

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

$$\text{Segue che: } 250 = \frac{2,32}{1,5} \cdot 100,68 \cdot L_b$$

$$1,5$$

$$250 = 1,546 \cdot 100,68 \cdot L_b$$

$$50$$

$$\text{Da cui } L_b = \frac{250}{155,65} = 1606 \text{ mm}$$

$$155,65$$

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

$$L_B = 1606 \text{ mm} < 3,50 \text{ m} (= \text{lunghezza utile per la barra da 5 metri})$$

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 previsti per la muratura i pietrame emalta cementizia.

3.5. Installazione di BARRIERA DI PROTEZIONE.

Per migliorare la sicurezza del transito dei veicoli è prevista sulla muratura in progetto la realizzazione di un tratto tratti di barriera in acciaio *tipo corten* S355 per complessivi 64,53 m di lunghezza (guardrail H1 in acciaio *tipo corten* ovvero BARRIERA METALLICA DI SICUREZZA CLASSE N2 (INTERASSE MONTANTI/PIANTONI: 2,00 metri); 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 riportati a seguire sarà opportuno comunque considerare in sede esecutiva l'azione destabilizzante ortogonale alla muratura di 5,00 kN/m ovvero Q (carico) =100 kN riferiti ad un tratto di muratura di 20,00 m, per quanto concerne l'azione ribaltante a carico della medesima.

Estendendo comunque 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 sp5 mm acciaio S355
- Interasse tra i montanti: 2,00 m (o valori diversi sulla base delle indicazioni del produttore)
- 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; considerando quindi un interasse di 2,00 m si avrà 25 kN/montante (il doppio per un interasse di 4,00 metri).

Si dovranno pertanto 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

4. DESCRIZIONE E VERIFICA DELLA SCOGLIERA ANTIEROSIVA

L'opera di difesa antierosiva in progetto avrà le seguenti dimensioni di calcolo:

- Larghezza base fondazione: 2,90 m;
- Altezza fondazione: 1,00 m (o impostata su roccia per la presenza di strati rocciosi sub-affioranti);
- Altezza in elevazione fuori terra: 2,90 m;
- Spessore alla base del corpo fuori terra: 2,30 m;
- Larghezza sommitale 1,80 m.
- Lunghezza: 64,53 m

Le caratteristiche sono le seguenti:

Parametri dimensionali scogliera loc Scrivanda						
SEZ	Altezza (m)	Spessore base (m)	Spessore sommità (m)	Distanza (m)	Area scogliera (mq)	Volume Scogliera (mc)
A monte di 1	2,90	2,30	1,80			
1	2,90	2,30	1,80	1,00	5,95	5,95
2	2,90	2,30	1,80	20,70	5,95	123,06
3	2,90	2,30	1,80	18,98	5,95	112,84
4	2,90	2,30	1,80	7,15	5,95	42,51
5	2,90	2,30	1,80	6,50	5,95	38,64
6	2,90	2,30	1,80	10,20	5,95	60,64
	TOTALI			64,53		383,63

Parametri dimensionali scogliera loc Scrivanda					
SEZ	Base fondazione (m)	Altezza (m)	Area Fondazione (m)	Volume Fondazione (mc)	Volume Scogliera (mc)
A monte di 1	2,90	1,00	2,90		
1	2,90	1,00	2,90	2,90	8,85
2	2,90	1,00	2,90	60,03	183,09
3	2,90	1,00	2,90	55,04	167,88
4	2,90	1,00	2,90	20,74	63,24
5	2,90	1,00	2,90	18,85	57,49
6	2,90	1,00	2,90	29,58	90,22
	TOTALI			187,14	570,77

Volumi di scavo scogliera loc Scrivanda

SEZ	Area scavo scogliera (m)	Area disalveo (m)	Vol. scavo scogliera	Volume disalveo	Volume scavo (mc)
A monte di 1	10,90	4,09			
1	10,90	4,09	10,90	4,09	14,99
2	9,35	4,89	209,59	92,94	302,53
3	10,21	2,90	185,62	73,93	259,55
4	8,60	4,96	67,25	28,10	95,35
5	8,89	4,75	56,84	31,56	88,40
6	9,23	6,56	92,41	57,68	150,09
			622,61	288,30	910,91

La fondazione e la parte in elevazione saranno realizzati in blocchi di cava (Pietra di Luserna) cementati. La parte in elevazione sarà costituita da massi di cava intasati in terra agraria per un tratto di 20 cm dal paramento esterno, per la restante parte in cls Rck 20N/mm² in quantità non inferiore a 0,30 mc

Riferimenti normativi

I calcoli sono condotti nel rispetto della normativa vigente costituita dal D.M. 17/01/2018 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* (NTC 2018), nonché dalla Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 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).

Infine 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*. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021 si ritiene che le opere in progetto non rientrino nell' Elenco A1 - Edifici ed opere infrastrutturali strategiche e rilevanti ma bensì 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 <<12. Opere idrauliche minori, quali briglie, pennelli, opere di difesa spondale, etc, di altezza ≤ 3 m dall'estradosso della fondazione>>.

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)

Le caratteristiche e le proprietà dei materiali per il paramento murario in blocchi da scogliera (cementati in fondazione), cioè calcestruzzo, muratura portante, ecc ai sensi del par. 11 delle NTC, saranno le seguenti:

- cemento tipo (UNI9858) 425;
- calcestruzzo cementazione scogliera (fondazioni ed escluse le 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:

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

I valori così calcolati vengono riportati nella seguente tabella:

Classe Cls	R_{ck} daN/cm ²	f_{ck} daN/cm ²	f_{cm} daN/cm ²	E_c daN/cm ²	f_{cd} daN/cm ²	αf_{cd} daN/cm ²	f_{ctm} daN/cm ²	f_{ctk} daN/cm ²	f_{ctk} daN/cm ²	f_{ctd} daN/cm ²	f_{ctd} daN/cm ²
C16/20	200	166	245	288206	110	94	19.5	13.7	16.4	9.1	10.9

- tutti i 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; inoltre 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 :	0,003 7	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 ha la funzione indiretta di sostegno già esplicitata, quindi verificata, dalla muratura sovrastante, di sostegno della strada comunale, si considera prudenzialmente 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).

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

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,95 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

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 forfettariamente 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
- - **(WGS 84): Lat 44.944255 - Lng 7.322074;**
- Stato limite ultimo: Salvaguardia della Vita SLV

Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: B;
- Categoria topografica: T2;
- Periodo di riferimento: 50 anni;
- Coefficiente c_u : 1,00

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

Salvaguardia della vita (SLV):

- Probabilità di superamento: 10 %
- T_r : 475 [anni]
- a_g : 0,129 g
- F_o : 2,458

- T_c^* : 0,262 [s]

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

- S_s : 1,200
- C_c : 1,440
- S_t : 1,200
- K_h : 0,071
- K_v : 0,035
- A_{max} : 1,828
- $Beta$: 0,380

I parametri geotecnici, desunti dalla relazione geologica allegata al progetto, del terreno sono stati assunti pari a:

- γ_n (peso volumico) = 19,0 kN/m³ (~ 1,90 t/m³);
-
- ϕ'_{as} (angolo di attrito interno) = 30°;
-
- c (coesione) = 0,0 kN/m².

Per poter caratterizzare il terreno (NTC 2018 § 3.2.2) esso è risultato appartenere 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 è stato utilizzato 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 sezioni prese in considerazione sono quelle con altezza idrometrica maggiore e precisamente:

- sezione n. 1 con altezza idrometrica di 2,58 m per la piena di progetto T.R 200 anni;
- sezione n. 1 con altezza idrometrica di 2,75 m per la piena catastrofica T.R 500 anni;

e tali verifiche vengono riportate nelle pagine seguenti.

COMUNE DI CANTALUPA

LOC. SCRIVANDA (SPONDA TORRENTE NOCE)

VERIFICA DIFESA SPONDALE ANTIEROSIVA

sezione n. 1 massima altezza idrometrica di 2,58 metri (T.R. 200 anni) e 2,75 metri (T.R. 500 anni)

COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:

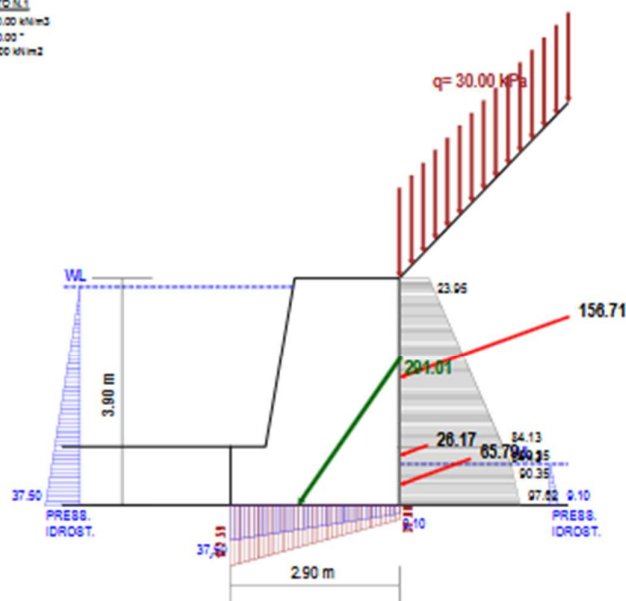
Statica (A1+M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO.M1
 $G = 20.00 \text{ kN/m}^2$
 $e = 30.00 "$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO.V1
 $G = 20.00 \text{ kN/m}^2$
 $e = 30.00 "$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE

STRATO.F1
 $G = 20.00 \text{ kN/m}^2$
 $e = 30.00 "$
 $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	166.53 kN
Carico verticale:	Ned	238.65 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned \cdot tg(\alpha)$	86.91 kN
Base Fondazione:	B	2.50 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca \cdot B$	96.72 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	183.62 kN
Coeffic. parziale:	α_R	1.10
Resistenza di Calcolo:	$Rcd = Rtot / \alpha_R$	166.93 kN
Verifica:	Rcd / Hed	1.10 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	470.93 kNm
Coeffic. parziale:	α_R	1.15
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / \alpha_R$	409.51 kNm
Momento Ribaltante:	Msd	155.39 kNm
Verifica:	Mrd / Msd	2.10 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale:	Ned	238.65 kN
Azione orizzontale:	Hed	166.53 kN
Sovraccarico laterale q		10.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrdb) / Ned$	0.50 m
Base efficace:	$B_{eff} = B - 2 e $	2.11 m
Fattore cap. port.	$Nqexp(Pi \cdot tg\alpha) \cdot qg^2 (Pi/4 \cdot q/2)$	18.40
Fattore cap. port.	$Nc = (q-1) \cdot cot\alpha$	30.14
Fattore cap. port.	$Nq = 2 \cdot (Nq+1) \cdot tg\alpha$	22.40
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot q \cdot cot\alpha)]^3$	0.24
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Ned / (Ned + B_{eff} \cdot q \cdot cot\alpha)]^2$	0.38
coeff. inclin. carico	$iq = q \cdot [1 - iq] / (Nc \cdot tg\alpha)$	0.35
Inclin. F.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	qg	1.00
coeff. inclin. p.c.	qg	1.00
coeff. inclin. p.c.	qg	1.00
coeff. stemio	$kh = ds \cdot St \cdot qg / q$	0.00
coeff. stemio	$rc = 1 - 0.32 \cdot kh$	1.00
coeff. stemio	$rq = (1 - kh / tg\alpha) \cdot 0.35$	1.00
coeff. stemio	$rq = rq$	1.00
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 \cdot G + B_{eff} \cdot Nq \cdot iq \cdot qg \cdot qg$	61.75 kN/m2
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c \cdot Nc \cdot rc \cdot iq \cdot qg \cdot qg$	525.63 kN/m2
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q \cdot Nq \cdot iq \cdot qg \cdot qg$	70.81 kN/m2
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	659.19 kN/m2
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$	1522.19 kN
Coeffic. parziale	α_R	1.40
Resistenza Calcolo	$Rcd = Q_{lim} / \alpha_R$	1087.28 kN
Verifica	Rcd / Ned	4.56 ---> ok!

COMUNE DI CANTALUPA

LOC. SCRIVANDA (SPONDA TORRENTE NOCE)

VERIFICA DIFESA SPONDALE ANTIEROSIVA

sezione n. 1 massima altezza idrometrica di 2,58 metri (T.R. 200 anni) e 2,75 metri (T.R. 500 anni)

COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:

Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1

G = 20.00 kN/m³

s' = 30.00 °

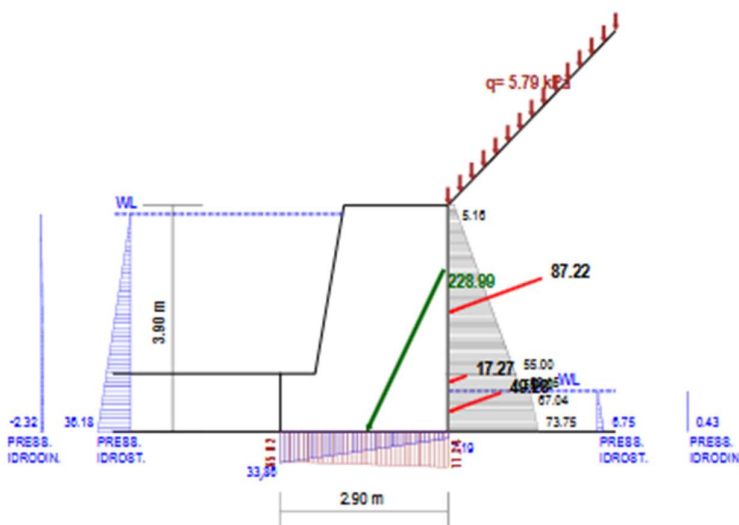
c' = 0.00 kN/m²

STRATI DI VALLE

STRATO N.1

G = 20.00 kN/m³

s' = 30.00 °

c' = 0.00 kN/m²

STRATO FONDAZIONE

G = 20.00 kN/m³

s' = 30.00 °

c' = 0.00 kN/m²

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	99.13 kN
Carico verticale:	Hed	206.42 kN
Resistenza attrito:	Ra = Hed*tg[sa]	75.17 kN
Base Fondazione:	B	2.50 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	96.72 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	171.89 kN
Coeffic. parziale:	0.8	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rcd = Rtot/0.8	171.89 kN
Verifica:	Rcd/Hed	1.73 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non è significativa
Riferirsi alla combinazione n. 8 e 9 'Sisma KIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Hed	206.42 kN
Azione orizzontale	Hed	99.13 kN
Sovraccarico laterale q		9.65 kPa
Eccentricita'	e = L/2 - (Mstab - Mrib)/Hed	-0.14 m
Base efficace	Beff = B - 2 e	2.32 m
Fattore cap. port.	Nqexp((Pi*tga)/(2*(Pi/4+e/2)))	18.40
Fattore cap. port.	Nc=(3q-1)*cota	30.14
Fattore cap. port.	Nq2=(Nq-1)*tga	21.40
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Hed+Beff*e*cota)]^3	0.47
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Hed+Beff*e*cota)]^2	0.61
coeff.inclin.carico	ic=iq*(1-iq)/(Nc*tga)	0.39
Inclin. F.C.(>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=St*sg/g	0.19
coeff. sismico	sc=1-0.32*kh	0.94
coeff. sismico	sq=(1-kh/tga)^3.35	0.87
coeff. sismico	sq=kg	0.87
pressione limite (1)	qlim1=0.5*c'+Beff*(Nq*iq*qs*sq)	130.62 kN/m ²
pressione limite (2)	qlim2=c'+Nc*ic*qc*sc	830.15 kN/m ²
pressione limite (3)	qlim3=q*(Nq*iq*qs*sq)	94.25 kN/m ²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	1055.01 kN/m ²
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	2971.24 kN
Coeffic. parziale	0.8	1.20
Resistenza Calcolo	Rcd = Qlim / 0.8	2476.03 kN
Verifica	Rcd/Hed	11.99 ---> ok!

Verifica dei massi di cava impiegati per la scogliera in relazione all'azione della corrente

I massi utilizzati per la costruzione della scogliera avranno le seguenti modalità di posa in opera e caratteristiche:

- Massimo il 2÷3% sarà quello proveniente dagli scavi e dovrà avere peso superiore a 20kN;
- Si provvederà al completo intasamento dei vani all'interno della scogliera, per la parte in fondazione, con conglomerato cementizio $R_{ck} 20 \text{ N/mm}^2$; L'intasamento dei vani con il conglomerato cementizio dovrà avvenire in modo tale da colmare tutti i vuoti nel corpo della scogliera; pertanto il valore di $0,30 \text{ m}^3$ ogni m^3 di opera rappresenta il valore minimo, per cui l'Impresa esecutrice dei lavori non potrà pretendere alcun compenso aggiuntivo per un impiego di conglomerato cementizio che superi tale valore;
- I singoli blocchi dovranno essere posizionati con il piano di appoggio orizzontale e le superfici di contatto dei singoli massi tra di loro dovranno essere accuratamente ripulite e prive di impurità (polveri, residui terrosi, ecc.); i blocchi dovranno provenire dai siti di estrazione della Pietra di Luserna ed avranno peso superiore a 20 kN ($=0,74 \text{ m}^3$) ad eccezione di quelli impiegati per l'intasamento dei vani ;
- La scogliera dovrà essere formata incastrando con diligenza i massi gli uni contro gli altri, in modo da costruire un tutto compatto e regolare come forma e dimensioni del progetto.

Si specifica che molto raramente si riscontrano lesioni o disfacimenti delle scogliere causate da un'insufficiente dimensioni dei massi, prevalendo forme di collasso essenzialmente innescate da erosioni al piede (insufficiente profondità di imposta delle fondazioni) e/o inadeguate modalità costruttive.

Vengono di seguito trattati gli aspetti che riguardano le tecniche di sistemazione dei versanti legate ai soli problemi di stabilità locale delle scarpate e delle sponde dei corsi d'acqua e non a quelli generali e globali che coinvolgono i pendii ed i versanti che insistono sulle aste fluviali.

Le azioni che provocano i dissesti delle sponde dei corsi d'acqua che si sono formati per incisione del terreno naturale e che costituiscono le scarpate delle eventuali arginature di contenimento, si possono distinguere in esterne ed interne.

Le azioni esterne sono dovute all'erosione ed allo scalzamento da parte della corrente delle scarpate, sponde formate da terreno naturale e spesso protette da rivestimenti di vario tipo; tra le azioni esterne si ricordano anche quelle dovute ad agenti atmosferici quali pioggia e gelo.

L' acqua, in funzione della sua velocità, può dare luogo ad erosione e trasporto dei materiali che formano il fondo e le scarpate delle sponde dei corsi d'acqua. L'abaco di Figura 1 mette in evidenza come le dimensioni delle particelle solide, ovvero il loro diametro D , soggette ad erosione siano legate alla velocità della corrente.

Il fenomeno di erosione riguarda principalmente i materiali a grana grossa privi di coesione; i terreni a grana fine argillosi sono più resistenti all'azione erosiva e sono soggetti a trasporto solo se vengono alterati e disgregati per effetto della imbibizione e delle alternanze umido-secco. Per i terreni coesivi si ritiene che l'azione erosiva diventi significativa per velocità dell'ordine di 0.8 m/s per argille di media consistenza, e di 1.5 m/s, per argille compatte. Per i terreni a grana grossa in generale il fenomeno del trasporto solido sul fondo viene descritto (Shields, 1936) con riferimento alle dimensioni medie delle particelle D_m :

$$D_m = \frac{0.5 \div 0.8}{\frac{G - \gamma_a}{\gamma_a}} \frac{v^2}{2g}$$

in funzione della velocità media della corrente v , del peso specifico assoluto dei grani G e del peso di volume dell'acqua γ_a .

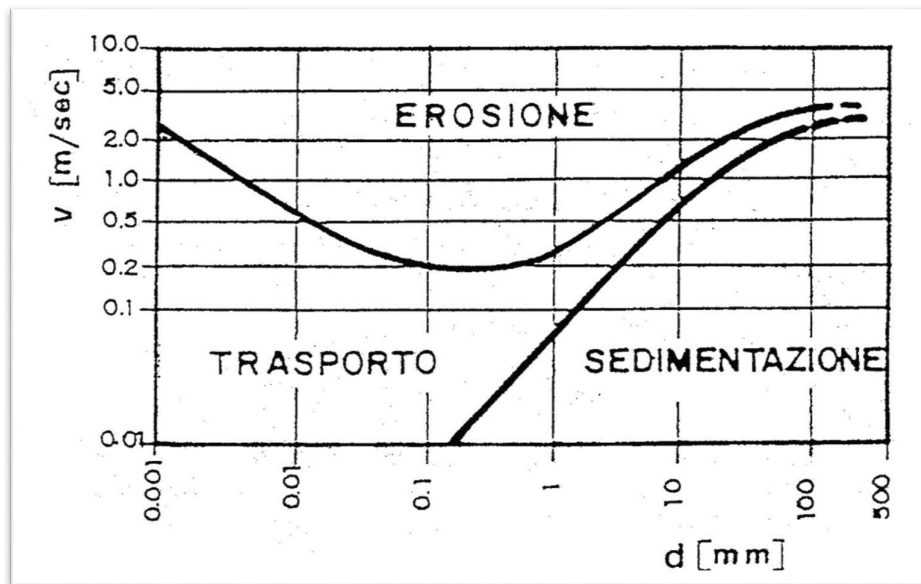


Fig. 1 -Velocità di erosione, trasporto, sedimentazione in funzione del diametro della particella (Rankilior, 1981)

Nel caso di particelle disposte lungo le scarpate si deve anche tenere conto dell'effetto della gravità (figura 2) e quindi ad una forza di trascinamento risultante R (Mazzucato, 1993):

$$R = \sqrt{S_{\beta}^2 + w^2 \sin^2 \beta}$$

ove S_{β} è la forza di trascinamento parallela alla corrente, w il peso della particella e $w \sin \beta$ la forza di trascinamento, dovuta alla gravità, ortogonale alla corrente stessa lungo la superficie della scarpata di inclinazione β .

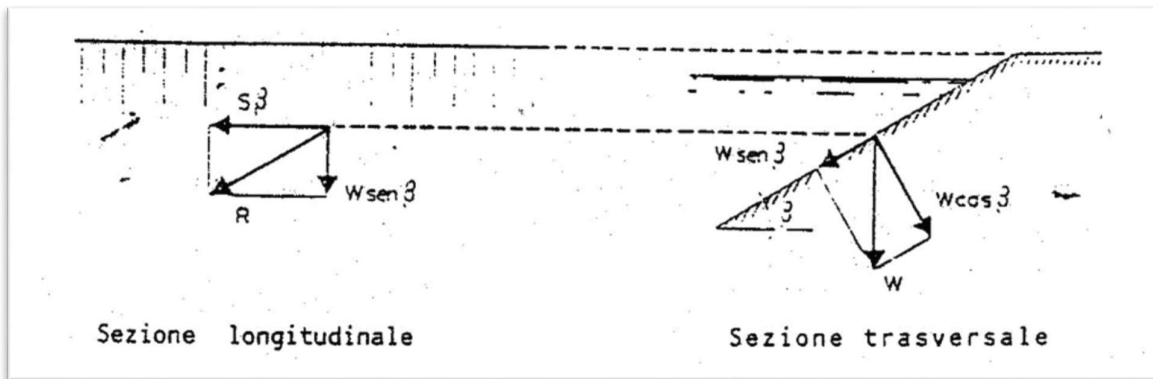


Fig. 2: Rappresentazione schematica delle azioni di trascinamento.

Poiché per l'equilibrio delle particelle $R = w \cos \beta \operatorname{tg} \varphi$, con φ angolo di attrito interno del terreno:

$$S_{\beta} = w \sqrt{\cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi - \sin^2 \beta}$$

facendo il rapporto tra S_{β} e la forza necessaria al trascinamento sul fondo $w \operatorname{tg} \varphi$ si ha:

$$\frac{w \sqrt{\cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi - \sin^2 \beta}}{w \operatorname{tg} \varphi} = \sqrt{\frac{1 - \sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}$$

Dato che le forze di trascinamento sono proporzionali al diametro, risulta che per mantenere l'equilibrio le particelle sulle sponde debbano avere dimensioni maggiori del 50-80%

rispetto a quelle sul fondo. In termine di peso delle particelle tale aumento risulta compreso tra 4 e 6 volte circa.

La presenza di salti di fondo comporta un ulteriore aumento, sino al 30%, delle dimensioni, e sino a 2 volte, del peso delle particelle sempre per mantenere l' equilibrio. Il peso dei massi che verranno impiegati (minimo 2000 daN) risulta superiore a 8-12 volte il peso dei massi presenti in alveo; infatti ad un masso del peso di 1/12 di quello minimo della scogliera in progetto ne corrisponde uno di 167 daN , riferibile ad un masso tondo di circa 50 cm di diametro. Diametri di 50-60 cm sono sicuramente superiori al valore del d_{90} rinvenibile nell'intorno dell'area di progetto.

Queste condizioni e valutazioni comportano dal punto di vista progettuale il dimensionamento dei massi di pietrame per la protezione delle sponde dal fenomeno dell' erosione, dimensionamento che può essere condotto in base all' abaco di figura 3, in cui viene riportato il peso dei massi in funzione del regime e della velocità della corrente.

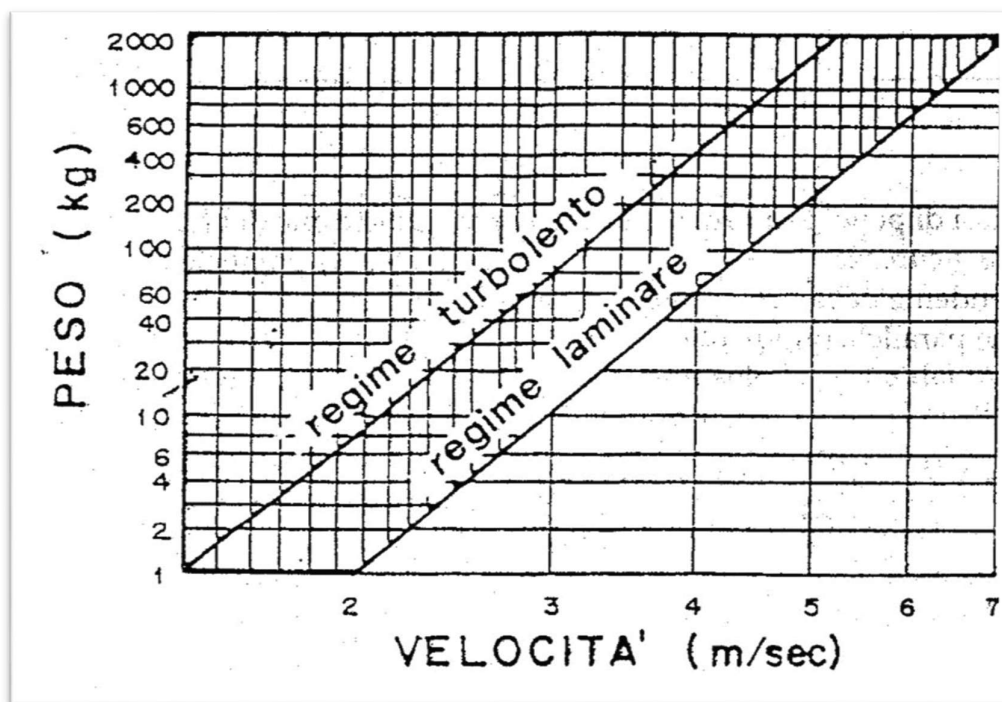


Fig. 3: Abaco per il dimensionamento dei massi di scogliera (Blake, 1975)

Nel caso in esame la velocità massima nel tratto lungo il quale sarà realizzata la difesa sponale potranno raggiungere i 7,25 m/s ($V_{max}=7,24$ m/s nella sezione n. 4 dell'opera principale con TR=200 anni; vedasi verifica idraulica in moto permanente) e 7,45 m/s

($V_{\max}=7,25$ m/s nella sezione n. 4 dell'opera principale con TR = 500 anni; vedasi verifica idraulica in moto permanente)..

Il peso minimo del masso della scogliera proveniente da cava non dovrà quindi essere inferiore ai 2000 kg con volumi non inferiori ai $0,74 \text{ m}^3$ (in considerazione di un peso specifico indicativo di $26,15 \text{ kN/m}^3$ per i massi di pietra di Luserna), corrispondente ad un cubo di lato d~90 cm.

Ovviamente i per valori di velocità superiori ai 5,0-6,0 m/s i massi dovrebbero avere dimensioni maggiori, ma nella trattazione precedente non si è tenuto conto:

- del mutuo incastro tra i massi della scogliera, fatto che avviene normalmente dando la sagoma di progetto alla scogliera;
- della cementazione dei singoli massi.

La trattazione precedente infatti fa riferimento a massi appoggiati alla rinfusa lungo le sponde naturali.

Sarà pertanto cura dell'Impresa collocare i massi ad incastro in modo tale che non si abbia mobilitazione dei medesimi durante gli eventi di piena.

Si specifica quindi che l'opera di difesa spondale, costituita da una scogliera in massi di cava cementati, prevista lungo la sponda dx del torrente Noce, in Comune di Cantalupa, soddisfa pienamente i requisiti tecnici, prescrittivi e le azioni considerate negli elaborati progettuali allegati all'istanza di autorizzazione idraulica."

Si specifica inoltre che la scogliera in progetto da realizzarsi in destra idrografica del Torrente Noce sarà ubicata per la sua interezza al di fuori del sedime dell'alveo catastale di proprietà demaniale, al cui interno verranno unicamente effettuate le operazioni di disalveo.