



**COMUNE DI  
TARZO**



**COMUNE DI  
SAN PIETRO DI FELETTO**



## PISTA CICLABILE BIDIREZIONALE

LUNGO LA S.P.635, FRA CORBANESE E CASOTTO (TV)

COFINANZIAMENTO REGIONE VENETO - DECRETO n. 225 del 28/12/2023

### PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

#### PROGETTISTA

**AREA** ing. Carlo SANTATERRA  
ingegneria



carlosantaterra@pec.it

#### COMMITTENTE

COMUNE DI TARZO

**Gianangelo BOF - Sindaco**

**Arch. Marcello DE CUMIS - RUP**

Struttura R.U.P.

geom. Natascia RIMBANO

Ufficio Tecnico Unico Tarzo e Revine-Lago

04389264220-operepubbliche@comune.tarzo.tv.it

COMUNE DI SAN PIETRO DI FELETTO

**Cristiano BOTTEON - Sindaco**

Arch. Erica DAL PONT

Ufficio Patrimonio, Ambiente, Attività Produttive

0438486567-tecnico@comune.sanpietrodifeletto.tv.it

#### DOCUMENTAZIONE GENERALE

Relazione di Calcolo ed Asseverazione

SCALA

TAV.

**D.2**

CODICE ELABORATO :

**PFTE054**

**RE080**

COMMESSA:

**PFTE054**

00	DICEMBRE 2024	EMISSIONE		CS	CS
REV.	DATA	MOTIVO	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO



**COMUNE DI  
TARZO (TV)**



**COMUNE DI SAN  
PIETRO DI FELETTO  
(TV)**

# **PISTA CICLABILE BIDIREZIONALE LUNGO LA S.P. 635, LATO EST, FRA CORBANESE E CASOTTO (TV)**

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

**PASSERELLA CICLABILE DI ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE RICALZ  
MURI DI SOSTEGNO LATO CASOTTO E CORBANESE**


ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA  
CIMOLI  
SERGIO  
INGEGNERE  
Sez. A - n° 6648  
SETTORI  
CIVILE e AMB - INDUSTRIA  
e INFORMATICA

**ing. Sergio Cimoli**

**Tel. +39 338 957 6634  
Fax [Fax]**

Via Bagnoli, 21b  
35010 Vigonza (PD)

[cimoli.sergio@gmail.com](mailto:cimoli.sergio@gmail.com)



---

# INDICE

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. PASSERELLA CICLABILE DI ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE RICALZ</b>	<b>3</b>
2.1. DESCRIZIONE DELLA PASSARELLA	3
2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2.3. MATERIALI INTERESSATI	4
2.4. ANALISI DEI CARICHI	5
2.5. DIMENSIONAMENTO IMPALCATO	5
2.6. DIMENSIONAMENTO MICROPALI DI FONDAZIONE	8
2.6.1. CALCOLO DELLA PORTATA VERTICALE	10
<b>3. MURI DI SOSTEGNO</b>	<b>13</b>
3.1. MATERIALI INTERESSATI	14
3.2. METODOLOGIA DI CALCOLO	14
3.2.1. CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE	14
3.2.2. ANALISI DEI CARICHI	16
3.3. COLLEGAMENTO TRATTI DI MURO A RIALZO	17
3.3.1. GIUNZIONE CON SOVRAPPOSIZIONE SEMPLICE	17
3.3.2. GIUNZIONE CON SOVRAPPOSIZIONE CON UNGHIA LATERALE	18
3.3.3. MURO DI RIPA	19
3.3.4. FONDAZIONE PROFONDA	19
<b>4. MURO LATO CASOTTO</b>	<b>19</b>
4.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	20
4.2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
4.3. RISULTATI DELLA VERIFICA	23
<b>5. MURO DI SOSTEGNO LATO CORBANESE</b>	<b>23</b>
5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	24
5.2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	24
5.3. RISULTATI DELLA VERIFICA	28
<b>6. FASI SUCCESSIVE DI PROGETTAZIONE</b>	<b>29</b>
6.1.1. INDAGINI GEOTECNICHE	30
6.1.2. INDAGINI SUI MURI DI SPONDA ESISTENTI	30



## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento delle opere strutturali relative alla pista ciclabile fra i Comuni di Tarzo (frazione Corbanese) e San Pietro di Feletto (frazione Casotto) lungo la SP635.

In particolare, le opere strutturali oggetto della presente relazione sono:

- La passerella ciclabile di attraversamento del Torrente Ricalz ( $45^{\circ}56'16.5''N$   $12^{\circ}14'44.8''E$ );
- Il muro di sostegno lato Casotto: lungo 158 metri a partire dalla rotatoria Casotto verso Corbanese;
- Il muro di sostegno lato Corbanese: lungo 76.10 metri a partire dall'inizio della pista ciclabile indipendente verso Casotto.

Le verifiche di normativa saranno perfezionate in sede di progettazione esecutiva in seguito al completamento delle indagini geognostiche sui muri di sponda esistenti ritenute essenziali per il completamento delle verifiche dovute, in particolare quelle prescritte dalle NTC2018.

## 2. PASSERELLA CICLABILE DI ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE RICALZ

### 2.1. DESCRIZIONE DELLA PASSARELLA

La passerella di progetto è posizionata tra le progressive 0+415 e 0+435 della pista ciclabile di progetto di via Maset (SP635) e ha lo scopo di permettere l'attraversamento del torrente Ricalz poco a monte della confluenza di quest'ultimo con il Torrente Cervano. In questo tratto il torrente Ricalz risulta incanalato tra due muri di contenimento laterali.



Si prevede che le fondazioni della passerella siano esterne ai muri laterali del torrente Ricalz come meglio rappresentato nei disegni di progetto.

Si prevede una struttura in acciaio con parapetti alti 1,50 metri e pavimentazione in grigliato anti tacco. Le travi principali saranno appoggiate su plinti in c.a. perpendicolari all'asse della pista ciclabile e saranno rette da micropali.

La larghezza complessiva della passerella è pari a 2,50m e la luce fra appoggi delle travi principali è pari a 18 metri.

### 2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata svolta in conformità alle normative vigenti, in particolare:

- D.M. 17-01-2018 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

- Circ. 21-01-2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17-01-2018".

### 2.3. MATERIALI INTERESSATI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

#### ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA - PASSERELLA

Acciaio tipo S 275 (UNI EN 10025-2)	ftk = 430 N/mm <sup>2</sup> fyk = 275 N/mm <sup>2</sup> fyd = 261.9 N/mm <sup>2</sup> $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Bulloni classe 8.8	ftb = 800 N/mm <sup>2</sup> fyb = 630 N/mm <sup>2</sup>
Saldature	I categoria
Categoria di produzione	UNI EN 1090 EXC3

#### ACCIAIO PER MICROPALI E RELATIVI PIATTI

Acciaio S275	
Modulo elastico	Es = 210000 MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Modulo di elasticità trasversale	G = 80769 MPa
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 1.20E-05 \text{ } ^\circ\text{C}$ $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Resistenza caratteristica a snervamento	ftk = 430 N/mm <sup>2</sup> fyk = 275 N/mm <sup>2</sup>

#### CEMENTO ARMATO

Calcestruzzo C25/30 fck = 250 daN/cm <sup>2</sup>	Rck = 300 daN/cm <sup>2</sup> E = 315000 daN/cm <sup>2</sup> fcd = 141.3 daN/cm <sup>2</sup>
Acciaio per c.a. B450C fu = 5400 daN/cm <sup>2</sup>	fyk = 4500 daN/cm <sup>2</sup> E = 2100000 daN/cm <sup>2</sup> fd = 3913 daN/cm <sup>2</sup>

## 2.4. ANALISI DEI CARICHI

Al fine di applicare i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU e i coefficienti di combinazione prescritti nelle NTC 2018 i carichi agenti sulla struttura sono stati divisi come segue:

Peso proprio degli elementi strutturali ( $G_1$ ):

- Travi principali;
- Travi secondarie;
- Controventi;

Carichi permanenti portati ( $G_2$ ):

- pavimentazione in grigliato;
- peso dei parapetti;

Carichi variabili ( $Q_{ki}$ ):

- folla compatta;
- azione sismica;
- spinta sui parapetti;
- neve;
- vento.

Per le azioni variabili verticali dovute al traffico si prevede lo schema di carico 5 riportato al paragrafo 5.1.3.3.3 del NTC2018 costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

## 2.5. DIMENSIONAMENTO IMPALCATO

In questa sede, per procedere al dimensionamento degli elementi strutturali componenti la passerella sono stati considerati il peso proprio degli elementi strutturali e quelli portati, la folla compatta e il carico neve.

Il dimensionamento delle travi metalliche principali è stato condotto analizzando il comportamento dei singoli elementi determinando di volta in volta il carico applicato.



In sede di progetto esecutivo, in considerazione alle prescrizioni e pareri degli Enti competenti e al completamento delle campagne d'indagini si procederà alla completa verifica di tutti gli elementi strutturali considerando anche i carichi orizzontali e sismici.

L'analisi statica necessaria per la verifica dei vari elementi strutturali quali le travi dell'impalcato viene condotta utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in particolare le varie azioni, allo stato limite ultimo, sono state combinate con la seguente espressione:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$ : coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$ : coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Q1}$ : coefficiente parziale delle azioni variabili  $Q$ ;

$\Psi_{02}$ : coefficienti di combinazione per le diverse categorie di azioni

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Considerando che la NTC2018 al paragrafo 5.1.3.7 riporta che il carico di neve non deve considerarsi concomitante con i carichi da traffico, si conclude che per i carichi verticali l'azione più gravosa è quella proveniente dalla sola folla compatta e pertanto non si applicano i coefficienti di combinazione.

Per la determinazione delle sezioni delle travi principali si è tenuto conto anche della verifica degli spostamenti verticali (SLE) come riportato al paragrafo 4.2.4.2.1 della NTC2018.

In questo modo risulta necessario una conformazione minima di tre travi principali HEB400 collegate trasversalmente con n.ro 9 travi secondarie IPE240 poste ad interasse di 2,25m e controventate con tondi  $\Phi 24$ . Il piano di calpestio è realizzato con grigliato metallico antitacco zincato e bordato, caratterizzato da una maglia 15x76 e barre portanti di sezione 25mmx3mm, ordite nella direzione trasversale della passerella.

Il carico verticale massimo calcolato come sopra indicato è pari a 474.80 kN e pertanto le sollecitazioni risultano:

$$M_{ed} = 356,10 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 79,10 \text{ kN}$$

La sezione HEB 400 appartiene alla classe 1 secondo il punto 4.2.3.1 del D.M. 17/01/2018, pertanto il momento resistente massimo vale (calcolando la struttura come non dissipativa si fa riferimento al modulo di resistenza elastico, benché la sezione ricada in classe I).

**Verifica al momento flettente:**

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} = 755 \text{ kNm} > M_{ed}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} = 846 \text{ kNm} > M_{ed}$$

dove:

$$W_{el} = 2.884.000 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl} = 3.232.000 \text{ mm}^3$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{MO} = 1,05$$

**Verifica a Taglio:**

$$V_{Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}) = 1058 \text{ kN} > V_{ed}$$

dove:

$A_v$ : area resistente al taglio

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 7000 \text{ mm}^2$$

**Verifica freccia in mezzera:**

$$\delta = \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E J}$$

dove:

$$\delta_c = 25,77 \text{ mm (monta iniziale della trave);}$$

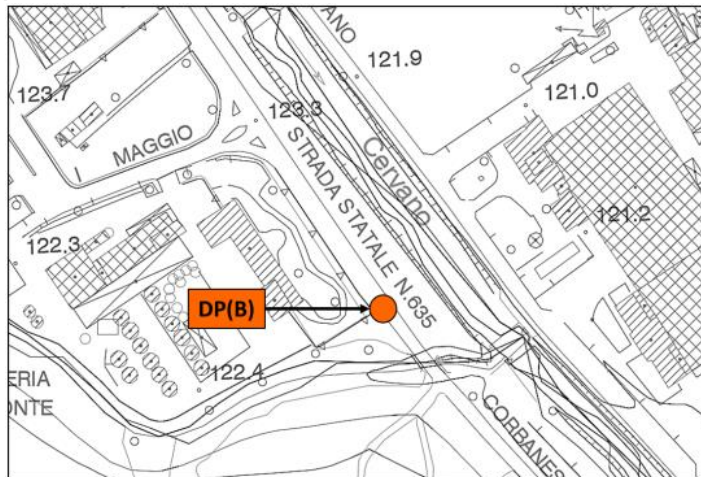
$$\delta_1 = 25,77 \text{ mm (spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti);}$$

$$\delta_2 = 47,02\text{mm} < l/300 = 60\text{mm} \text{ (spostamento elastico dovuto ai carichi variabili);}$$

$$\delta_{\max} = 47,02\text{mm} < l/250 = 72\text{mm} \text{ (spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = } \delta_1 + \delta_2 - \delta_c \text{).}$$

**2.6. DIMENSIONAMENTO MICROPALI DI FONDAZIONE**

Ad agosto 2020 Geologica Tecnica s.a.s. ha provveduto ad eseguire due prove penetrometriche dinamiche, delle quali una di queste, avvenuta per profondità fino a 3,60m, è stata eseguita in vicinanza alla passerella di progetto così come meglio rappresentato nel seguente stralcio planimetrico.



Si riporta anche la stratificazione schematica media ricavata dalla prova:

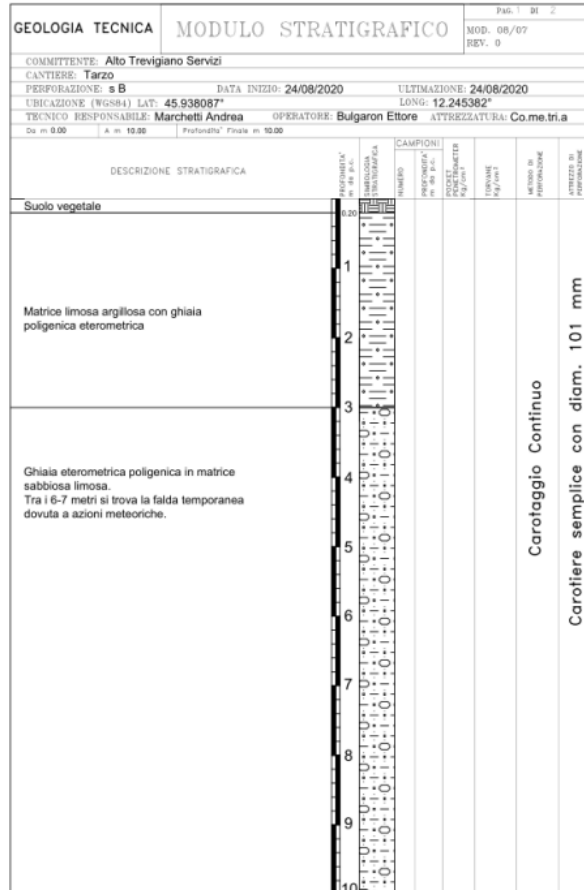
Strato	m da p. c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA <sup>(1)</sup>	PARAMETRI GEOTECNICI					
			Rpd Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	φ°	γ <sub>dis</sub> g/cm <sup>3</sup>	Nspt	Dr
1	0.00 – 0.40	Terreno di natura coesiva compatto.	51,4	0,88	/	1,95	14	41,0
2	0.40 – 0.60	Terreno di natura coesiva molto compatto.	65,80	1,19	/	2,01	19	48,5
3	0.60 - 1.40	Terreno di natura coesiva compatto	47,78	0,88	/	1,95	14	41,0
4	1.40 – 2.40	Terreno di natura coesiva molto molto compatto.	74,10	1,56	/	2,08	25	57,5
5	2.40 – 3.20	Terreno di natura coesiva molto compatto	54,38	1,25	/	2,02	20	50,0
6	3.20 – 3.40	Terreno di natura granulare denso	131,3	/	37,0	1,72	34	69,0
7	3.40 – 3.60	Terreno di natura granulare denso	178,1	/	39,8	2,13	45	80,0

(1) L'interpretazione litologica è dedotta dai dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologie presenti Rpd: resistenza dinamica alla punta; Cu: coesione non drenata; Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento = 30 cm); Dr %: densità relativa. φ°= angolo d'attrito efficace

Oltre alle prove penetrometriche descritte, sono stati eseguiti 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con circolazione di fluidi spinti fino alla profondità massima di 10,00 m da p.c. Quello denominato B è stato eseguito nelle immediatezze della prova penetrometrica DPB su citata. Si riporta stralcio della statigrafia ricavata.

In detto sondaggio B sono state eseguite delle prove SPT al di sotto della quota raggiunta dalle prove penetrometriche, andate a rifiuto strumentale nei primi 15 cm come evidenza la seguente tabella estratta dal documento.

Sondaggio	Profondità	Nspt
SB	5.00-5.15	>50
SB	8.00-8.15	>50
SC	5.50-5.65	>50



In questa sede per poter procedere con le verifiche di portanza verticale dei micropali si è reso necessario l'utilizzo dei risultati delle indagini descritte. In sede di progettazione esecutiva si procederà ad eseguire apposite indagini in coincidenza con le impronte delle fondazioni della passerella.

Si fa presente che risulta di fondamentale importanza procedere con le indagini integrative prescritte poiché le fondazioni della passerella risultano in prossimità ai muri di contenimento del torrente Ricalz e pertanto il terreno in quella zona può essere stato rimaneggiato in occasione della realizzazione di tale muro. Inoltre, le prove potranno mettere a luce la presenza della fondazione e la sua quota d'imposta.

In considerazione di quanto indicato nei paragrafi precedenti si procede in modo cautelativo a verificare la fondazione profonda della passerella di progetto composta per ogni spalla da: **n. 6 micropali di diametro 25 cm e lunghezza 8m di tipo IGU** (in cui la malta è inizialmente colata a gravità e successivamente tramite una valvola di non ritorno viene iniettata malta ad elevata pressione > 1 MPa sull'intera lunghezza del palo) **armate con tubi in acciaio di diametro 177,8 mm e spessore 8 mm.**

Si è ritenuto opportuno impostare la fondazione della passerella ad una quota inferiore al fondo del letto del torrente per non influenzare la stabilità globale del pendio e del muro esistente.

### 2.6.1. CALCOLO DELLA PORTATA VERTICALE

In questa sede sono state eseguite verifiche allo Stato Limite Ultimo secondo l'Approccio 2 con la combinazione definita da A1+M1+R3 come indicato al paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018 avvalendosi dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{c1}$

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

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

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Applicando i coefficienti su indicati si ottiene:

Azione totale dell'impalcato e plinti:  $E_{inst,tot} = 591,14 \text{ kN}$

Azione media su singolo palo:  $E_{inst,tot} = 49,26 \text{ kN}$

Il calcolo di verifica per portanza verticale viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da *Bustamante* e *Doix*, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti ( FHWA ) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati. Per la determinazione del carico limite, *Bustamante* e *Doix* fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_s = \pi \cdot D_s \cdot q_s \cdot L_s$$

in cui:

$D_s$  è il diametro del bulbo iniettato, valutato in funzione del diametro di perforazione  $D_p$ , del tipo di terreno e del tipo di iniezione (IRS o IGU);

Nel caso di terreni incoerenti, per pali tipo IGU:  $D_s = 1,15 \cdot D_p$

Nel caso di terreni coesivi, per pali tipo IGU:  $D_s = 1,2 \cdot D_p$

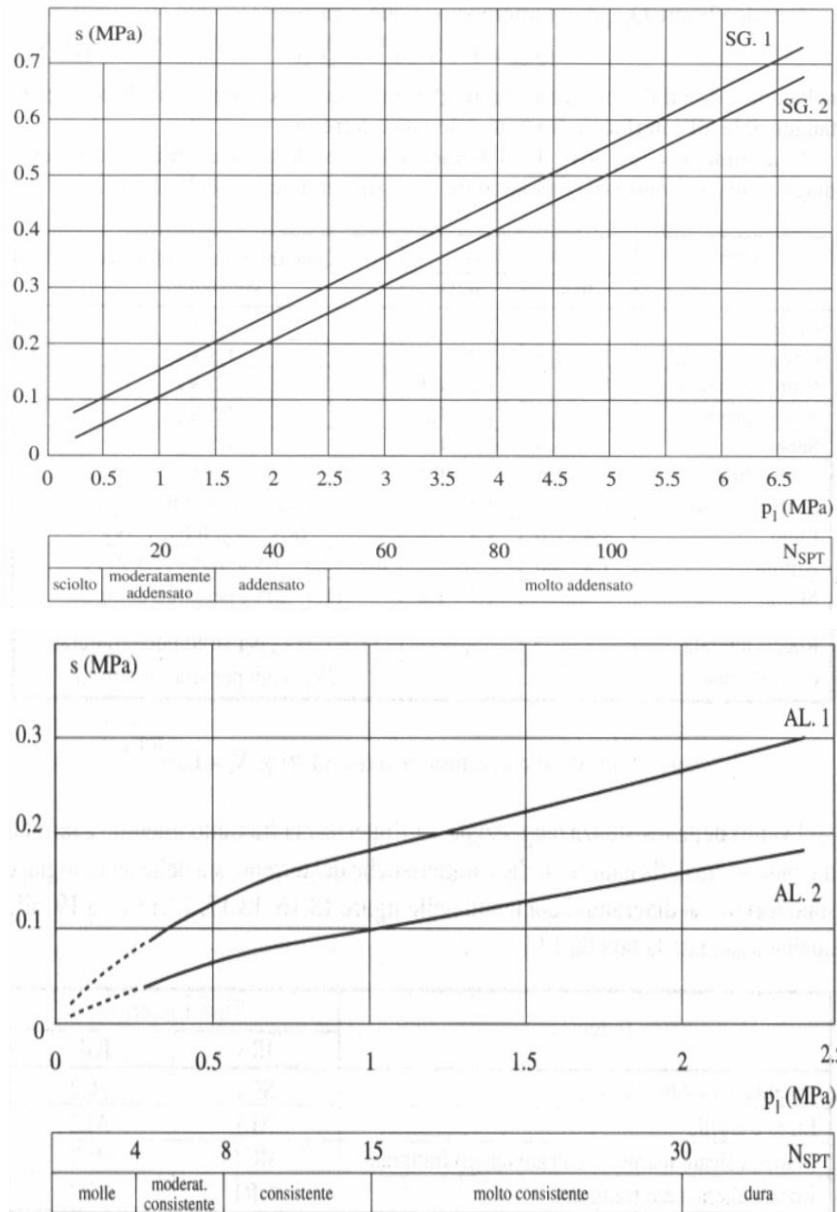
$q_s$  è l'attrito laterale limite, funzione del tipo di terreno e del tipo di iniezione (IRS o IGU);

$L_s$  è la lunghezza iniettata, normalmente pari all'intera lunghezza del palo o alla lunghezza della parte interessata da una certa tipologia di iniezione ad alta pressione (IRS o IGU).

Si assume  $D_s = \alpha \cdot D_p$ , dove  $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (IGU o IRS), il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999)

Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$ ; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$ ; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$ ; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Il valore dell'attrito limite  $q_s$  può essere ricavato da appositi abachi dipendenti dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno (SG.2 per IGU).



Il valore della resistenza all'interfaccia viene ricavato in funzione del numero di colpi NSPT; in particolare, si fa riferimento al sondaggio DP(B) fino a 3,6 metri di profondità. Per gli ultimi 4,4m di profondità si fa riferimento al sondaggio B eseguito nel foro del carotaggio.

Si considera che per i primi due metri sommitali non ci sia contribuzione di portanza del terreno di riporto. Per gli strati sotto i due metri si risale al valore di  $q_s$  (negli abachi  $s$ ) attraverso il numero di colpi delle prove SPT.

Strato	m da p. c. sommità	m da p. c. piede	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA	PARAMETRI GEOTECNICI						$\alpha$	$q_s$	$L_s$	$Q_s$
				Rpd Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^\circ$	$\gamma_{d/s}$ g/cm <sup>3</sup>	Nspt	Dr				
1	0	0,4	Terreno di natura coesiva compatto.	51,40	0,88	/	1,95	14,00	41,00	1,10	0,09	-	-
2	0,4	0,6	Terreno di natura coesiva molto compatto.	65,80	1,19	/	2,01	19,00	48,50	1,10	0,12	-	-
3	0,6	1,4	Terreno di natura coesiva compatto	47,78	0,88	/	1,95	14,00	41,00	1,10	0,09	-	-
4	1,4	2,4	compatto.	74,10	1,56	/	2,08	25,00	57,50	1,10	0,14	0,40	48
5	2,4	3,2	Terreno di natura coesiva molto compatto	54,38	1,25	/	2,02	20,00	50,00	1,10	0,13	0,80	90
6	3,2	3,4	Terreno di natura granulare denso	131,30	/	37,00	1,72	34,00	69,00	1,20	0,17	0,20	32
7	3,4	3,6	Terreno di natura granulare denso	178,10	/	39,80	2,13	45,00	80,00	1,20	0,22	0,20	41
8	3,6	8	Ghiaia sabbiosa limosa (caratteristiche dedotte da carotaggio)					50,00		1,20	0,22	4,40	912

Complessivamente risulta per l'intero palo:  $Q_s = 1123\text{kN}$

Il fattore di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate:

Tab. 6.4.IV

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Risulta pertanto:  $R_{ck} = 661 \text{ kN} > E_{inst,tot}$

### 3. MURI DI SOSTEGNO

Lungo il percorso della pista ciclabile di progetto si riscontrano due tratti dove la distanza che separa la strada SP635 dal muro arginale del torrente Cervano non consentono la realizzazione di un pendio naturale fra la pista e il muro.

Il primo tratto è chiamato muro di sostegno lato Casotto ed è lungo 158 metri a partire dalla rotatoria a Casotto verso Corbanese.

Il secondo tratto, muro di sostegno lato Corbanese è lungo 76.10 metri a partire dall'inizio della pista ciclabile indipendente verso Casotto.

In questi tratti il progetto presuppone due soluzioni diverse per il contenimento delle terre:

- Per l'intero tratto Casotto e i primi 18 metri del tratto Corbanese si prevede il rialzo del muro esistente;
- Per i restanti 58 metri del tratto Corbanese si prevede un muro di ripa indipendente dal muro di sponda esistente.

In sede di progettazione esecutiva si procederà alla verifica dei manufatti dimensionati in questa fase avvalendosi di apposite indagini atte a determinare le caratteristiche geometriche e meccaniche dei muri interferenti con le opere in modo tale da consentire le verifiche per le seguenti condizioni di stato limite:



- 1) Rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- 2) Rottura per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione
- 3) Ribaltamento dell'opera intorno al piede o alla sommità
- 4) Rottura dell'insieme struttura-terrapieno-terreno di fondazione
- 5) Spostamento limite per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione
- 6) Spostamento limite per rotazione dell'opera intorno al piede o alla sommità
- 7) Rottura dell'elemento strutturale, in particolare nella sezione di ancoraggio del muro di progetto.

In questa sede ci si limita a dimensionare il nuovo muro alle sollecitazioni di progetto.

### 3.1. MATERIALI INTERESSATI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

#### CEMENTO ARMATO

Calcestruzzo C25/30  $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$

$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$

$E = 315000 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd} = 141.3 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per c.a. B450C  $f_u = 5400 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$

$E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

$f_d = 3913 \text{ daN/cm}^2$

### 3.2. METODOLOGIA DI CALCOLO

Si riporta di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla suola di fondazione.

#### 3.2.1. CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

In condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso il modello di Muller-Breslau (1924), nel quale non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e su quello verticale siano sforzi principali. La spinta totale del terreno risulterà quindi inclinata di un certo angolo uguale all'angolo d'attrito terra-diaframma.

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe, molto simile nella formulazione a quello di Muller-Breslau. Si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

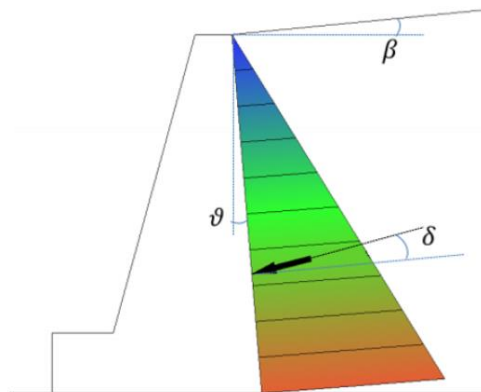
Le ipotesi alla base del Metodo di Mononobe-Okabe (metodo pseudostatico) sono:

- muro abbastanza lungo da poter trascurare gli effetti locali alle estremità;

- muro libero di traslare orizzontalmente o ruotare attorno al piede in modo tale da mobilitare le condizioni di spinta attiva;
- terrapieno omogeneo e privo coesione;
- superficie del terrapieno piana (non spezzata o irregolare);
- eventuale sovraccarico applicato al terrapieno uniforme ed esteso oltre il cuneo di rottura;
- superficie di rottura del terreno piana e passante per il piede del muro;
- effetti inerziali del muro trascurabili;
- nessun rischio di liquefazione.

$$\sigma_a = K_{ae} \gamma z$$

$$\sigma_p = K_{pe} \gamma z$$



$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \mp k_v} \right)$$

$k_v$  = coefficiente di accelerazione sismica verticale;  
 $k_h$  = coefficiente di accelerazione sismica orizzontale;

In cui:

- $\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 \mp k_v)]$  l'angolo sismico
- $k_h$  il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale
- $k_v$  il coefficiente di accelerazione sismica verticale
- $\varphi$  l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno
- $\delta$  l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale
- $\beta$  l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale
- $\vartheta$  l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

I valori dei coefficienti sismici vengono valutati mediante le espressioni fornite al §7.11.6.2.1 NTC 2018.

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Le verifiche agli stati limite sono state eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni.

Per verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche sono state eseguite utilizzando i coefficienti parziali relativi a:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Le verifiche in condizioni sismiche sono stati considerati i coefficienti relativi nella colonna EQU e A1 (STR) utilizzando coefficienti sismici verticali positivi e negativi come indicato nella formula 7.11.7 del NTC2018 su riportata.

Infine, a favore della sicurezza è stato scelto il coefficiente di combinazione in condizione sismica  $\psi_{02}$  pari a 1.

### 3.2.2. ANALISI DEI CARICHI

Al fine di applicare i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU e i coefficienti di combinazione prescritti nelle NTC 2018 i carichi agenti sulla struttura sono stati divisi in peso proprio degli elementi strutturali (G1), carichi permanenti portati (G2) e carichi variabili (Qki). Si veda tabella 6.2.1 NTC2018 qui sopra riportata.

Per le azioni variabili verticali dovute al traffico, in modo conservativo, si prevede lo schema di carico 5 riportato al paragrafo 5.1.3.3.3 del NTC2018 costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione indicato in normativa di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

### 3.3. COLLEGAMENTO TRATTI DI MURO A RIALZO

Nei tratti dove è previsto il rialzo del muro di sponda esistente dovrà essere posta particolare attenzione alle connessioni fra il nuovo muro con l'esistente. Infatti, il collegamento dovrà essere in grado di trasmettere le tensioni del nuovo muro a quello esistente.

Le indagini e prove di laboratorio da eseguire sui muri esistenti potranno fornire dati essenziali per definire compiutamente le opere necessarie per garantire che il trasferimento di tensioni attraverso le connessioni sia efficace.

Per i tratti previsti in rialzo del muro di sponda esistente si distinguono i seguenti metodi di collegamento strutturale:

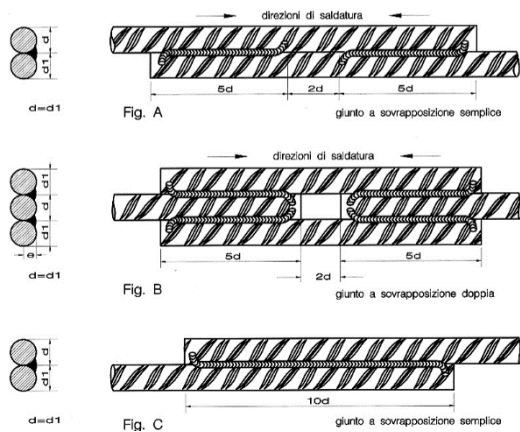
#### 3.3.1. GIUNZIONE CON SOVRAPPOSIZIONE SEMPLICE

Un primo sistema di ancoraggio previsto prevede le seguenti fasi:

- preparazione della superficie attraverso l'irruvidimento del coronamento del muro esistente;
- scarnitura del copriferro fino a mettere a nudo le armature in testa al muro esistente lato strada (in trazione);
- saldatura di nuove barre in prolungamento a quelle verticali esistenti;
- Applicazione di malta passivante che svolge l'azione anticorrosiva e di aggrappaggio;
- ripristino della sezione con malta tixotropica fibrorinforzata a medio modulo elastico e a ritiro controllato, indicata per ripristini strutturali del calcestruzzo armato;
- Foratura e pulizia dei fori sul lato del torrente (compreso);
- Applicazione di armature post installate (barre di acciaio nervate o appositi perni) con ancoranti chimici adatti;
- ispezione e test in loco nell'ambito del controllo qualità in cantiere;
- getto della sovrapposizione;
- applicazione di guaina impermeabilizzante a pennello lato strada (a trazione).

Nelle fasi descritte si citano due sistemi di giunzione diversi per i quali si ritiene opportuno approfondire quanto segue:

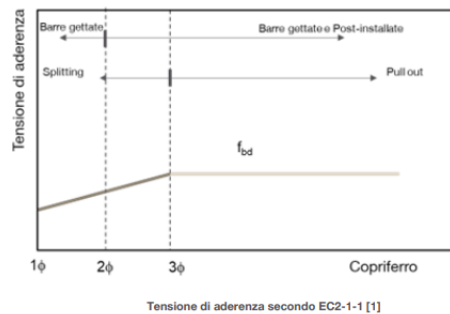
- Saldatura delle barre:



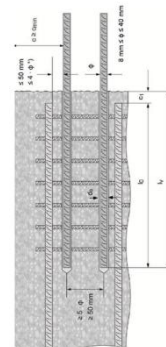
Si procederà attraverso saldature ad arco con giunti sovrapposti come indicato nelle figure a sinistra. Considerando che sarà possibile solo procedere con saldature dal lato esterno al muro si ritiene che il giunto a sovrapposizione doppia (Fig, B) sia la soluzione più adatta. La lunghezza delle saldature sono indicative e dovranno essere oggetto di definizione nelle fasi successive di progettazione in seguito alle indagini che stabiliranno le caratteristiche meccaniche delle armature e calcestruzzo del muro esistente.

• **Armature post installate:**

Il sistema di armature post-installate è simile e paragonabile alle armature gettate in opera. Questo è valido qualora vengano utilizzate armature rette con resine chimiche progettate, comprovate in termini di criteri di valutazione e convalidate da risultati di test sperimentali approfonditi. Il trasferimento della compressione avviene in modo non uniforme sulla lunghezza di ancoraggio stabilita ma in genere per la progettazione di armature post-installate o gettate in opera, si ipotizza solitamente una tensione di aderenza uniforme e di valore pari alla media della reale tensione di aderenza valutata sull'intera lunghezza di ancoraggio.

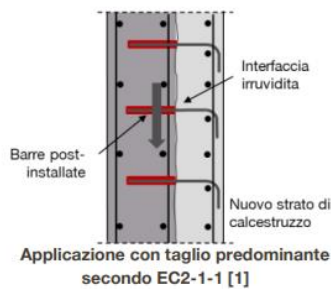


In fase di progettazione esecutiva si procederà a definire il posizionamento delle barre e le loro lunghezze tenendo conto di quanto richiesto dalla normativa vigente, in particolare: EC2-1-1 (Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004) e EAD 330087 (Systems for post-installed rebar connections with mortar, Brussels: EOTA, December 2020).



**3.3.2. GIUNZIONE CON SOVRAPPOSIZIONE CON UNGHIA LATERALE**

In alcuni tratti dei muri in rialzo può verificarsi l'esistenza di uno sforzo di taglio predominante rispetto la flessione. Oltre a quanto descritto nel punto precedente potrà rendersi necessaria la realizzazione di una unghia laterale con barre post installate piegate o appositi connettori che consentano il trasferimento del taglio al muro esistente in modo efficace.



L'azione tagliente nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve essere verificata. Il trasferimento dello sforzo di taglio nell'interfaccia, avviene tramite adesione degli aggregati e l'attrito dovuto dalle armature utilizzate come spinotti. Tuttavia, gli spinotti devono essere installati con una lunghezza sufficiente a raggiungere lo snervamento dell'acciaio e questo potrebbe rendere necessario uno spessore troppo grande del materiale base. Lo schema a sinistra indica una modalità d'esecuzione quando lo sforzo di taglio è predominante.

### 3.3.3. MURO DI RIPA

Per i tratti di rialzo più elevati può verificarsi la condizione che il muro esistente non possieda le caratteristiche meccaniche minime per contenere il rialzo previsto, ovvero non venga verificata la condizione 7) indicata al punto 3 di questa relazione (Rottura dell'elemento strutturale, in particolare nella sezione di ancoraggio del muro di progetto).

In questi tratti si potrà procedere con la realizzazione di un muro a T invertita (vd. Muro di ripa lato Corbanese). In questo caso la struttura del muro di progetto sarà indipendente, ma in ogni caso i sovraccarichi dovuti alla pista ciclabile graveranno sempre sul muro esistente.

### 3.3.4. FONDAZIONE PROFONDA

In alcuni tratti i sovraccarichi possono comportare alla condizione di non verifica di almeno una delle sei prime condizioni indicate al punto 3 di questa relazione, ovvero rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, rottura per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione, ribaltamento dell'opera intorno al piede, rottura dell'insieme struttura-terrapieno-terreno di fondazione, spostamento limite per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione e spostamento limite per rotazione dell'opera intorno al piede o alla sommità.

In questi tratti di muro sarà necessario fondare le nuove opere attraverso fondazioni profonde quali pali o micropali che potranno limitare le spinte orizzontali delle terre verso il muro esistente o se questo non è sufficiente si dovrà procedere con fondazioni profonde al di sotto della fondazione del muro di sponda.

## 4. MURO LATO CASOTTO

L'intero muro di sostegno lungo 158 metri prevede il sovrizzo del muro di sponda esistente lungo l'argine del torrente Cervano per i 158 metri di tracciato coinvolto.

Il muro di progetto prevede l'ancoraggio del rialzo al muro esistente nella sua sommità attraverso l'inserimento di barre verticali di diametro 12mm ogni 25cm.

L'ancoraggio al muro esistente sarà dimensionato e verificato in sede di progetto esecutivo tenendo presente le linee guida su riportate.

L'altezza del muro di rialzo è variabile con un valore medio pari a 1,12 metri.

Ai fini della verifica è stata considerata un'altezza pari a 1,65 metri che corrisponde alla sezione che presenta il rialzo maggiore. La larghezza teorica del muro di progetto alla base è di 0,40m.

#### 4.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico utilizzato nella presente relazione è stato definito sulla base delle indicazioni riportate sulla relazione geologica e geotecnica redatta da Geologia Tecnica sas del 08/09/2020. In particolare si considera per questo muro la prova penetrometrica DPC e carotaggi S(C) e S(D) anche se risultano distanti dal muro oggetto di dimensionamento.

Strato	m da p. c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (1)	PARAMETRI GEOTECNICI					
			Rpd Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^\circ$	$\gamma_d/s$ g/cm <sup>3</sup>	Nspt	Dr
1	0.00 – 0.40	Terreno di natura coesiva compatto	49,33	0,88	/	1,95	14	41,0
2	0.40 – 1.40	Terreno di natura coesiva plastico	17,97	0,38	/	1,85	6	21,7
3	1.40 – 2.00	Terreno di natura coesiva compatto	30,04	0,63	/	1,90	10	35,0
4	2.00 – 2.40	Terreno di natura granulare mediamente consistente	56,0	/	30,9	1,53	13	39,5
5	2.40 – 2.60	Terreno di natura granulare mediamente consistente.	96,8	/	33,9	1,62	23	54,5
6	2.60 – 2.80	Materiale prevalentemente granulare denso.	214	/	41,0	2,15	50	85,0

#### 4.2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica dell'opera è stata definita nel rispetto di quanto riportato a paragrafo 2.4 delle NTC2018, ovvero:

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

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

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

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

Pertanto i parametri sismici risultano:

Vita Nominale (Anni) = 50

Coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$

In questi termini si definisce come periodo di riferimento dell'azione sismica di progetto il tempo:

$$V_R \geq V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.50 = 75 \text{ anni}$$

Tale valore ha notevole importanza in quanto assumendo una legge di ricorrenza dell'azione sismica di tipo Poissoniano permette di definire, una volta fissata la probabilità di superamento PVR corrispondente allo stato limite considerato (paragrafo 2.4.2 delle NTC 2018), il periodo di ritorno TR dell'azione sismica cui fare riferimento nelle verifiche.

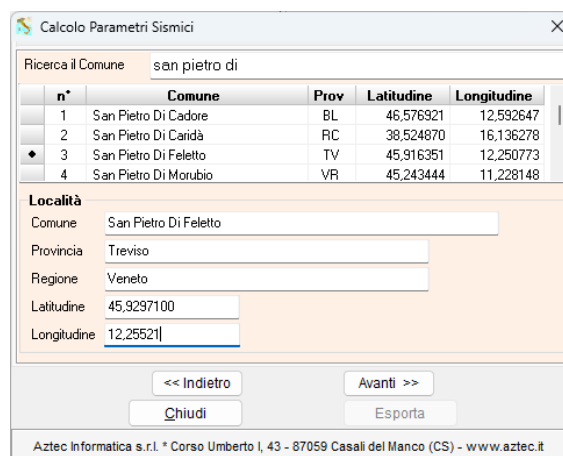
Ai sensi delle NTC 2018 in materia di classificazione sismica della zona in cui ricadono le opere ed in base alle risultanze delle indagini geognostiche su citate si considera come riferimento quanto riportato di seguito:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g/g$ )	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g/g$ )
2	0,15-0,25	0,25

La classificazione sismica in zone 1 2 3 4 dopo l'entrata in vigore delle NTC08 ha solo valore amministrativo, vale solo per i controlli sui progetti da parte del GC. L'azione sismica va sempre calcolata tenendo conto della griglia.

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

Sulla base delle mappe interattive dell'I.N.G.V., l'area comunale di Tarzo / S. Pietro Feletto è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale  $a_g$ , riferito a suoli rigidi caratterizzati da  $V_s,30 > 800 \text{ m/s}$  (Classe A), compreso tra 0,250 ( $a_g/g$ ) e 0,275 ( $a_g/g$ ) (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).







### 4.3. RISULTATI DELLA VERIFICA

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche a flessione e taglio.

	Condizione statica				Condizione sismica			
	SLE (RARA)	EQU (EQU+M2)	STR (A1+M1)	GEO (A2+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)
<i>Ned (daN)</i>	2.228	2.171	2.383	2.291	2.547	2.617	2.278	2.356
<i>Med (daNm)</i>	724	1.196	993	1.065	1.266	1.681	1.188	1.601
<i>Mrd (daNm)</i>		8.156	8.193	8.177	8.222	8.234	8.175	8.188
<i>Mrd / Med</i>		6,82	8,25	7,68	6,50	4,90	6,88	5,12
<i>V (daN)</i>	1.205	1.887	1.628	1.690	1.997	2.634	1.869	2.503
<i>VRd (daN)</i>		14.903	14.932	14.920	14.955	14.964	14.918	14.929
<i>VRd / V</i>		7,90	9,17	8,83	7,49	5,68	7,98	5,96

### 5. MURO DI SOSTEGNO LATO CORBANESE

L'intero muro di sostegno lungo 76,10 metri presenta le seguenti due tipologie di sezioni diverse:

- 1) *Muro in rialzo*: i primi 18 metri lato Corbanese il muro di sostegno è previsto come rialzo del muro di sponda esistente lungo l'argine del torrente Cervano.
- 2) *Muro di ripa*: i restanti 58,10 metri restanti è previsto un muro di ripa con parete verticale a sbalzo.

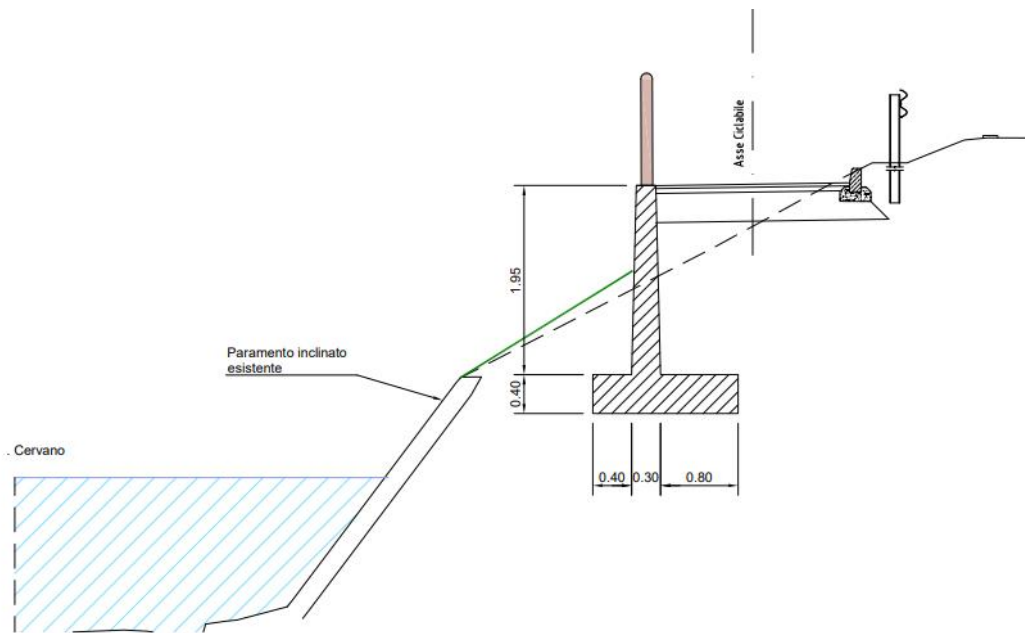
Nel primo caso si prevede l'ancoraggio del rialzo al muro esistente nella sua sommità attraverso l'inserimento di barre verticali di diametro 12mm ogni 25cm.

L'altezza del muro di rialzo è variabile con un valore medio di circa 0,67 metri.

Ai fini della verifica è stata considerata un'altezza pari a 1,30 metri che corrisponde alla sezione che presenta il rialzo maggiore. La larghezza del muro di progetto alla base è di 0,40m.

L'ancoraggio al muro esistente sarà dimensionato e verificato in sede di progetto esecutivo tenendo presente le linee guida su riportate.

Nel secondo caso la parete verticale avrà tre altezze diverse, per cui per la verifica consideriamo la più alta, ovvero 1.95 metri in parte fuori terra, come rappresentato nella seguente figura:



### 5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico utilizzato nella presente relazione è stato definito sulla base delle indicazioni riportate sulla relazione geologica e geotecnica redatta da Geologia Tecnica sas del 08/09/2020. In particolare si considera per questo muro la prova penetrometrica DPC e carotaggi S(C) e S(D) anche se risultano distanti dal muro oggetto di dimensionamento.

Strato	m da p. c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA <sup>(1)</sup>	PARAMETRI GEOTECNICI					
			Rpd Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	φ°	γd/s g/cm <sup>3</sup>	Nspt	Dr
1	0.00 – 0.40	Terreno di natura coesiva compatto.	51,4	0,88	/	1,95	14	41,0
2	0.40 – 0.60	Terreno di natura coesiva molto compatto.	65,80	1,19	/	2,01	19	48,5
3	0.60 - 1.40	Terreno di natura coesiva compatto	47,78	0,88	/	1,95	14	41,0
4	1.40 – 2.40	Terreno di natura coesiva molto molto compatto.	74,10	1,56	/	2,08	25	57,5
5	2.40 – 3.20	Terreno di natura coesiva molto compatto	54,38	1,25	/	2,02	20	50,0
6	3.20 – 3.40	Terreno di natura granulare denso	131,3	/	37,0	1,72	34	69,0
7	3.40 – 3.60	Terreno di natura granulare denso	178,1	/	39,8	2,13	45	80,0

### 5.2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica dell'opera è stata definita nel rispetto di quanto riportato a paragrafo 2.4 delle NTC2018, ovvero:

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

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

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

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

Pertanto i parametri sismici risultano:

Vita Nominale (Anni) = 50

Coefficiente d'uso  $C_U$  = 1,5

In questi termini si definisce come periodo di riferimento dell'azione sismica di progetto il tempo:

$$V_R \geq V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.50 = 75 \text{ anni}$$

Tale valore ha notevole importanza in quanto assumendo una legge di ricorrenza dell'azione sismica di tipo Poissoniano permette di definire, una volta fissata la probabilità di superamento PVR corrispondente allo stato limite considerato (paragrafo 2.4.2 delle NTC 2018), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento nelle verifiche.

Ai sensi delle NTC 2018 in materia di classificazione sismica della zona in cui ricadono le opere ed in base alle risultanze delle indagini geognostiche su citate si considera come riferimento quanto riportato di seguito:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g/g$ )	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g/g$ )
2	0,15-0,25	0,25

La classificazione sismica in zone 1 2 3 4 dopo l'entrata in vigore delle NTC08 ha solo valore amministrativo, vale solo per i controlli sui progetti da parte del GC. L'azione sismica va sempre calcolata tenendo conto della griglia.

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

Sulla base delle mappe interattive dell'I.N.G.V., l'area comunale di Tarzo / S. Pietro Feletto è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale  $a_g$ , riferito a

suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s,30} > 800$  m/s (Classe A), compreso tra 0,250 (ag/g) e 0,275 (ag/g) (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

Calcolo Parametri Sismici

Ricerca il Comune tarzo

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Tarzo	TV	45,972833	12,234074

Località

Comune Tarzo

Provincia Treviso

Regione Veneto

Latitudine 45,9410700

Longitudine 12,24293

<< Indietro Avanti >>

Chiudi Esporta

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto I, 43 - 87059 Casali del Manco (CS) - www.aztec.it

Calcolo Parametri Sismici

Tipo Opera

Tipo di costruzione

Opere provvisorie

Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale

Grandi opere di importanza strategica

Vita Nominale -  $V_N$  50 anni

Classe d'uso

I - Presenza occasionale di persone

II - Normali affollamenti, industrie non pericolose

III - Affollamenti significativi, industrie pericolose

IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose

Vita di Riferimento -  $V_R$  75 anni

<< Indietro Avanti >>

Chiudi Esporta

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto I, 43 - 87059 Casali del Manco (CS) - www.aztec.it

Calcolo Parametri Sismici

Parametri sismici

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$ [--]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,791	2,450	0,249
SLD	75	1,039	2,433	0,266
SLV	712	2,878	2,405	0,336
SLC	1462	3,843	2,407	0,357

ID Punto 1 = 10528  
 ID Punto 2 = 10306  
 ID Punto 3 = 10305  
 ID Punto 4 = 10527  
 Dati sismici rilevati correttamente.

<< Indietro Avanti >>

Chiudi Esporta

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto I, 43 - 87059 Casali del Manco (CS) - www.aztec.it

In base ai parametri sopra esposti si possono eseguire le analisi sismiche statiche equivalenti. Inoltre possono definirsi i parametri concorrenti alla definizione del coefficiente di sottosuolo e condizioni topografiche ( $S=S_s \cdot S_t$  vedi Tabelle 3.2.IV e 3.2.V) considerando, come riportato nella relazione geotecnica, suolo di categoria C e limitatamente alle zone in esame categoria topografica T1.

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, con le espressioni che seguono, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche che seguono:

Accelerazione al suolo:	SLU:	$a_g = 2,878 \text{ m/s}^2$ ;
	SLE:	$a_g = 1,039 \text{ m/s}^2$ ;
Accelerazione al suolo su g:	SLU:	$a_g/g = 0,298 \%$ ;
	SLE:	$a_g/g = 0,106 \%$ ;
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	SLU:	$F_0 = 2,405$ ;
	SLE:	$F_0 = 2,433$ ;

### 5.3. RISULTATI DELLA VERIFICA

#### 1) Muro in rialzo (18,0m)

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche a flessione e taglio.

	Condizione statica				Condizione sismica			
	SLE (RARA)	EQU (EQU+M2)	STR (A1+M1)	GEO (A2+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)
<i>Ned (daN)</i>	1.554	1.501	1.646	1.596	1.793	1.846	1.577	1.648
<i>Med (daNm)</i>	300	513	417	456	594	799	560	783
<i>Mrd (daNm)</i>		8.039	8.064	8.056	8.090	8.099	8.052	8.065
<i>Mrd / Med</i>		15,66	19,35	17,68	13,61	10,13	14,37	10,30
<i>V (daN)</i>	697	1.116	952	996	1.284	1.712	1.206	1.675
<i>VRd (daN)</i>		14.812	14.832	14.825	14.852	14.859	14.822	14.832
<i>VRd / V</i>		13,27	15,58	14,88	7,49	5,68	12,30	8,86

#### 2) Muro di ripa (58,1m)

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche.

	Condizione statica				Condizione sismica					
	SLE (RARA)	EQU (EQU+M2)	STR (A1+M1)	GEO (A2+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)	STR (SISMA+M1)	GEO (SISMA+M2)		
<b>1. verifica della capacità portante</b>										
eccentricità	m	ecc.	0,06	0,18	0,11	0,13	0,23	0,29	0,25	0,32
base efficace (Brid=B-2ecc)	m	B rid	1,39	1,14	1,28	1,24	1,04	0,91	0,99	0,86
fattore m per calcolo fattori di inclinazione	-	m	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
percentuale compressa	%	%compr	0,92	0,76	0,85	0,83	0,70	0,61	0,66	0,57
carico limite del terreno	daN/cmq.	q <sub>lim</sub>	2,10	0,60	1,55	0,80	0,90	0,34	0,78	0,29
Profondità di incasso fondazione a valle (cm) D (cm)	60,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
distanza della risultante dal polo di ribaltam.	daN/cmq.	u	0,69	0,57	0,64	0,62	0,52	0,46	0,50	0,43
pressione max (lato valle)	daN/cmq.	q <sub>l</sub> (valle)	0,49	0,64	0,60	0,62	0,85	0,97	0,78	0,90
pressione min (lato monte)	daN/cmq.	(monte)q <sub>2</sub>	0,31	0,10	0,23	0,19	0,04	-	-	-
pressione media	daN/cmq.	q	0,44	0,49	0,49	0,49	0,64	0,73	0,59	0,68
<b>approccio 2 (A1+M1+R3)</b>		R3:st=1,4-sis=1,2			<b>2,28</b>		<b>1,18</b>		<b>1,11</b>	
<b>2. verifica allo scorrimento</b>										
V	1.562,59	2.309,21	2.097,03	2.073,21	3.003,42	3.502,52	2.793,45	3.241,07		
Ntgd	4.065,42	2.988,58	4.196,63	3.242,61	4.491,27	3.554,34	3.909,54	3.093,28		
<b>approccio 2 (A1+M1+R3)</b>		R3:st=1,1-sis=1,0			<b>1,82</b>		<b>1,50</b>		<b>1,40</b>	
<b>3. verifica al ribaltamento</b>										
Mrib	499,50	1.021,76	690,65	909,84	2.076,12	1.969,30	1.988,41	1.859,36		
Mstab	4.674,98	4.207,48	4.674,98	4.674,98	5.179,87	5.011,57	4.170,08	4.338,38		
<b>approccio 2 (A1+M1+R3)</b>		R3:st=1,15-sis=1,0			<b>5,89</b>		<b>2,49</b>		<b>2,10</b>	

**STATI LIMITE TIPO "STR"**

**1. Parete in elevazione**

Calcestruzzo	Classe	C25/30									
Acciaio	Tipo	B450C									
Ricoprimento di calcestr. sulle barre (cm)	c	3	Ned (daN)	1.870,98	1.813,82	2.013,35	1.908,41	2.147,45	2.146,74	1.881,96	1.880,42
			Med (daNm)	756,74	1.181,03	1.033,91	1.053,53	1.629,63	1.891,01	1.527,94	1.742,50
	φ	passo	Mrd (daNm)	4.786,54	4.812,16	4.798,77	4.829,39	4.829,39	4.829,39	4.795,34	4.795,19
Armatura tesa parete in elevazione	12	25	<b>verifica a flessione</b>			<b>4,65</b>		<b>2,96</b>		<b>3,14</b>	
			B (cm)	100,00							
Armatura compressa parete in elevazione	12	25	taglio resistente VRd (daN)		12.033,65	12.059,98	12.046,13	12.077,69	12.077,59	12.042,64	12.042,44
			<b>verifica a taglio</b>			<b>7,97</b>		<b>5,58</b>		<b>5,99</b>	
Verifica a pressoflessione SLE (comb. rara)			σs limite	3.600,00							
			σs	682,00							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato acciaio</b>	<b>f acciaio</b>	<b>5,28</b>						
			σc limite	112,05							
			σc	11,68							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato cls</b>	<b>f cls</b>	<b>9,59</b>						

**2. Fondazione esterna (di valle)**

Calcestruzzo	Classe	C25/30									
Acciaio	Tipo	B450C									
Ricoprimento di calcestr. sulle barre (cm)	c	3	Ned (daN)								
			Med (daNm)	301,96	404,19	371,45	382,53	541,42	621,45	488,32	567,21
	φ	passo	Mrd (daNm)	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30
Armatura tesa (inferiore)	10	25	<b>verifica a flessione</b>			<b>11,85</b>		<b>8,13</b>		<b>9,02</b>	
			taglio sollecitante V (daN)		1.924,91	1.792,60	1.837,71	2.563,16	2.918,32	2.301,47	2.648,47
Armatura compressa (superiore)	10	25	taglio resistente VRd (daN)		14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29
			<b>verifica a taglio</b>			<b>8,16</b>		<b>5,71</b>		<b>6,36</b>	
Verifica a pressoflessione SLE (comb. rara)			σs limite	3.600,00							
			σs	277,57							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato acciaio</b>	<b>f acciaio</b>	<b>12,97</b>						
			σc limite	112,05							
			σc	3,20							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato cls</b>	<b>f cls</b>	<b>35,05</b>						

**3. Fondazione interna (di monte)**

Calcestruzzo	Classe	C25/30									
Acciaio	Tipo	B450C									
Ricoprimento di calcestr. sulle barre (cm)	c	3	Ned (daN)								
			Med (daNm)	1.318,40	1.186,56	1.713,92	1.318,40	1.318,40	1.318,40	1.318,40	1.318,40
	φ	passo	Mrd (daNm)	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30	4.402,30
Armatura tesa (superiore)	10	25	<b>verifica a flessione</b>			<b>2,57</b>		<b>3,34</b>		<b>3,34</b>	
+			taglio sollecitante V (daN)		3.625,60	4.284,80	3.296,00	3.296,00	3.296,00	3.296,00	3.296,00
Armatura compressa (inferiore)	10	25	taglio resistente VRd (daN)		14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29	14.634,29
+			<b>verifica a taglio</b>			<b>3,42</b>		<b>4,44</b>		<b>4,44</b>	
Verifica a pressoflessione SLE (comb. rara)			σs limite	3.600,00							
			σs	1.211,92							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato acciaio</b>	<b>f acciaio</b>	<b>2,97</b>						
			σc limite	112,05							
			σc	13,96							
			<b>Indice di verifica alle tensioni lato cls</b>	<b>f cls</b>	<b>8,03</b>						

**6. FASI SUCCESSIVE DI PROGETTAZIONE**

I dimensionamenti e le verifiche riportate in questo documento hanno definito la geometria e composizione dei principali elementi strutturali del progetto.

La successiva progettazione esecutiva dovrà riportare le verifiche esaustive richieste dalla normativa tecnica vigente per la quale sarà propedeutico eseguire un'apposita campagna d'indagini di carattere geotecnico e sulle strutture interferenti con l'opera.



### 6.1.1. INDAGINI GEOTECNICHE

Per quanto riguarda la passerella sul torrente Ricalz, ad integrazione della campagna d'indagine eseguita nel 2020 da Geologia Tecnica su citata si ritiene necessario eseguire:

- n.ro due prove penetrometriche dinamiche DP in corrispondenza delle due fondazioni della futura passerella fino a 15 metri di profondità o fino a rifiuto;
- n.ro due carotaggi continui fino almeno 10 metri di profondità sempre sulle future spalle con prova SPT sul fondo delle perforazioni;

In adiacenza ai muri di sostegno di progetto lato Corbanese si prescrivono:

- *tratto muro di ripa*: almeno due prove penetrometriche dinamiche DP fino alla quota di fondazione del muro esistente o fino a rifiuto accompagnate da carotaggi continui fino almeno 10 metri;
- *tratto muro esistente da rialzare*: almeno una prova penetrometrica dinamica DP fino alla quota di fondazione del muro esistente o fino a rifiuto accompagnate da un carotaggio continuo fino almeno 10 metri;

In adiacenza al muro di sostegno di progetto lato Casotto si prescrivono almeno quattro prove penetrometriche dinamiche DP fino alla quota di fondazione del muro esistente o fino a rifiuto accompagnate da carotaggi continui fino almeno 10 metri.

### 6.1.2. INDAGINI SUI MURI DI SPONDA ESISTENTI

Le numerose interferenze delle strutture di progetto con altre costruzioni esistenti quali i muri di sponda dei torrenti Cervano e Ricalz vincolano il completamento delle verifiche proposte in questa sede alla realizzazione di una campagna d'indagine atta a definire le geometrie e le caratteristiche strutturali dei materiali che compongono i muri esistenti nelle diverse zone d'interferenza.

L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini dei muri esistenti quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali, eventuali relazioni di collaudo; la forma originaria e le successive modifiche.

La geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile mentre i dati occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

I rilievi delle armature è finalizzato a conseguire la quantità e distribuzione delle armature orizzontali verticali e piegate, gli spessori dei copriferri, le lunghezze di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi.

La norma prevede che per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o integrazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio certificato al prelievo dei campioni per le prove distruttive i cui esiti sono soggetti a certificazione ai sensi dello stesso articolo 59 del DPR 380/01.

Le indagini ritenute necessarie per la determinazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei muri esistenti sono:

- 1) Scansioni pacometriche radar dei muri visibili;
- 2) Indagini georadar verticali e orizzontali lato torrente;

- 3) Carotaggi ai muri in c.a. con prove di resistenza in laboratorio (con successivo ripristino del costruito);
- 4) Prelievo di alcuni spezzoni di barre delle armature principali con prove di resistenza in laboratorio (con successivo ripristino del costruito);
- 5) Carotaggi verticali e inclinati ad angolatura variabile per determinare le geometrie dei muri.

In particolare si procederà al prelievo del materiale, alla verifica fisica, chimica e meccanica della carota stessa.

Le indagini distruttive potranno essere completate con altre non distruttive che consentano di estendere le caratteristiche rilevate a campione verso altre zone delle strutture esistenti.

Infine, si ritiene opportuno procedere ad eseguire un "*progetto simulato*" delle opere esistenti che consenta il miglioramento del livello di conoscenza e di conseguenza i fattori di confidenza associati.



Al S.U.E./S.U.A.P. del Comune di

DICHIARAZIONE DEL/I PROGETTISTA/I DELLE STRUTTURE E DEL COLLAUDATORE  
(ART. 93, COMMA 4, DEL D.P.R. 380/2001)

I sottoscritti:

Cimoli, ing. Sergio

in qualità di progettista delle strutture in opera,

- in qualità di progettista delle strutture prefabbricate,

- in qualità di collaudatore statico (se previsto)

dei lavori di PISTA CICLABILE BIDIREZIONALE LUNGO LA S.P. 635, LATO EST, FRA  
CORBANESE E CASOTTO (TV)

da realizzare in Comuni di Tarzo e San Pietro di Feletto, su

particella/e identificata/e al  NCT  NCEU al foglio \_\_\_\_\_ mappale/i \_\_\_\_\_ sub \_\_\_\_\_, ai sensi dell'art. 93, comma 4, del D.P.R. 380/2001,

Consapevole/i che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'articolo 76 del D.P.R. 445/2000;

ASSEVERA / ASSEVERANO

- che le opere in oggetto sono state progettate nel rispetto delle vigenti norme tecniche per le costruzioni;
- che il progetto di fattibilità tecnica ed economica riguardante le strutture e quello architettonico sono tra loro coerenti;
- che sono rispettate le prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione urbanistica.

Vigonza (PD)

27/11/2024

Luogo e data \_\_\_\_\_, \_\_\_\_\_

Il progettista delle strutture prefabbricate   (timbro e firma – anche in formato digitale)	Il progettista delle strutture in opera  SERGIO INGEGNERE Sez. A - n° 6648 (timbro e firma – anche in formato digitale)	Il collaudatore   (timbro e firma – anche in formato digitale)
--	--	---