


COMUNE DI TRIESTE

PROGETTO PER LE OPERE DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA CONSISTENTI NEL RIFACIMENTO
DELLA MURATURA DI CONTENIMENTO LUNGO UN
TRATTO DELLA VIA EDOARDO BORGHI (TRA IL N.
CIV.5 ED IL N. CIV. 7) A TRIESTE

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

<u>progettista :</u> ing. Giovanni Basilisco BSLGNN74S03L424C Arch. Matteo De Paoli DPLMTT87D02L424K tel. 040/2475854	
<u>collaboratore :</u> Arch. Stefano Cova	
<u>Proprietari :</u> Livio Budak, Alessandro Calligaris, Giampaolo Gherbassi, Stellia Mauri, Paola Azzimonti, Magdolna Lanci e Sara Minni	
<u>committente :</u> Comune di Trieste passo costanzi 2 34100 TRIESTE	

	bdp studio di Ing. G. Basilisco e Arch. M De Paoli s.r.l.s. Via del Coroneo 34, 34133 Trieste tel. 040/2475854 mail: info@bdpstudio.it		<u>Data:</u> 30/10/2019	R.CAL
RELAZIONE DI CALCOLO				
REV.	DATA	DESCRIZIONE	RESP.	
0	30/10/2019	EMISSIONE	Ing. Giovanni Basilisco	
NOME FILE:	2019_148_Relazione di calcolo			

INDICE

1.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI	2
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	2
3.	MATERIALI IMPIEGATI.....	3
4.	PARAMETRI SISMICI	4
5.	PARAMETRI TERRENO.....	4
1.	VERIFICHE	5
1.1	PARATIA A MICROPALI PRINCIPALE	5
1.1.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI	5
1.1.2	VERIFICHE	7
1.2	VERIFICA BARRE DI COLLEGAMENTO GUARD-RAIL-MURO	12
1.3	PARATIA A MICROPALI SECONDARIA NEL TERRENO A MONTE PER SICUREZZA CANTIERE	13
1.3.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI	13
1.3.2	VERIFICHE	15

1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

Oggetto della presente relazione è il calcolo, delle opere strutturali in acciaio e cemento armato relative alle opere di rifacimento del muro di contenimento del tratto di strada privata ad uso pubblico in via Borghi di fronte ai civici 5 e 7 a Trieste

Il muro esistente è crollato, provocando il franamento di parte della strada.

Il progetto prevede un intervento di rifacimento del porzione di muro crollato, e di rifacimento di parte dei muri esistenti ai due lati della zona interessata dal crollo, mediante la realizzazione di una paratia costituita da micropali, posti in opera con passo 60 cm, attorno alla quale verrà gettato un muro in cls armato a contenimento del terreno retrostante.

Con passo 1,8m verranno posti in opera dei pali inclinati con funzione di tirante per la struttura su descritta.

Tutti i calcoli sono stati eseguiti secondo i criteri della scienza delle costruzioni. Le verifiche sono state eseguite utilizzando il metodo agli stati limite

L'intervento è stato progettato e verificato secondo quanto prescritto dagli artt. 6.5 e 7.11,6.2 del D.M 17 gennaio 2018.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"

Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21 Gennaio 2009 n° 7

Ord. P.C.M. 20 marzo 2003 n.3274 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"

D.P.R. 380/2001 "Testo Unico dell'Edilizia"

Legge 26/05/1965 n.595 "Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici"

Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 11/03/1988 " Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

Norma UNI 9858 "Calcestruzzo: prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità"

Norma UNI-ENV 197/1 "Composizione, specificazione e criteri di conformità Cementi comuni"

L.R.16 del 11 agosto 2009 "Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio"

3. MATERIALI IMPIEGATI

Cls

Calcestruzzo di classe C25/30

$R_{ck} = 300 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 13,22 \text{ MPa}$

1. $E_c = 31220 \text{ MPa}$

La resistenza caratteristica si intende determinata dopo 28 gg.

Acciaio per cemento armato

Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata B450C ($f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$)

$E_s = 206 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

Acciaio per armatura micropali

Gli acciai impiegati sono S355

Per $T < 40 \text{ mm}$

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

4. PARAMETRI SISMICI

Coordinate Ed50

Lat. 45.666452°

Long. 13.777812°

Cat. Suolo E

Cat topografica T2

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso II

Parametri indipendenti

SL	TR [Anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
SLO	30.00	0.38	2.51	0.23
SLD	50.00	0.51	2.49	0.25
SLV	475.00	1.38	2.47	0.32
SLC	975.00	1.78	2.51	0.34

5. PARAMETRI TERRENO

1) Terreno di riporto retrostante paratia

$\gamma = 18 \text{ kN/mc}$

$c = 2 \text{ kPa}$

$\phi = 28^\circ$

2) Flysh

$\gamma = 23 \text{ kN/mc}$

$c = 100 \text{ kPa}$

$\phi = 18^\circ$

1. VERIFICHE

1.1 Paratia a Micropali principale

1.1.1 Calcolo sollecitazioni

Verifichiamo la spinta del terreno al fine di dimensionare la struttura

Azioni

Spinta del terreno

$$S_{terr} = 1/2 \gamma_t K_a H^2 + q_m K_a H$$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \delta')}{\sin^2 \psi} \frac{\sin(\psi - \delta)}{[1 + \sqrt{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta) / \sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}]^2}$$

Cond.	ϕ'	ψ	β	δ	rad ϕ'	rad ψ	rad β	rad δ	K_a
M1	28	90	0	18.667	0.4887	1.5708	0	0.32579	0.4197
M2	23	90	0	15.333	0.4014	1.5708	0	0.26762	0.5013

Spinta del terreno

COND.	δ	$S_{terr}(\text{kN/m})$	$S_H(\text{kN/m})$	$S_v(\text{kN/m})$
M1	28	46.27	40.86	21.72
M2	23.00	55.27	50.87	21.60

Spinta del carico a monte

Come sovracarico si considera il sovracarico variabile

$$q_m = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{qm} = q_m K_a H = 7.34 \text{ kN (M1)}, 8.77 \text{ kN (M2)}$$

COND.	δ	$S_q(\text{kN/m})$	$S_H(\text{kN/m})$	$S_v(\text{kN/m})$
M1	28	7.34	6.48	3.45
M2	23.00	8.77	8.07	3.43

Condizione simica

$$S_d = 1/2 \gamma_t (1 + k_v) K H^2$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 0,0337$$

$$\beta_m = 0,24 \text{ (per terreni di tipo E e } 0,1 < a_g(g) < 0,2$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,01688$$

$$\tan \vartheta = k_h / (1 \pm k_v) = 0,03314, 0,03427$$

$$\vartheta = 1,895^\circ, 1,965^\circ$$

$$\text{poiche } \beta = 0^\circ \leq \phi' - \vartheta = 26,105^\circ, 26,035^\circ$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \sin^2 \psi \sin(\psi - \vartheta - \delta)} [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}}]^2$$

$$K = 0,4502$$

Spinta terreno

$$S_d = 50,47 \text{ kN}$$

$$\Delta S_d = 50,47 - 46,27 = 4,20 \text{ kN}$$

Spinta in condizione sismica = S(M1) + ΔS_d

COND	δ	Sterr	Shterr	Svterr
SISMA	28	4.2	3.708	1.972

Spinta del carico variabile a monte

$$S_{qm} = q_m (1 \pm k_v) K H$$

$$S_{qm} = 8,011 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{qm} = 8,011 - 7,34 = 0,67 \text{ kN}$$

COND	δ	Sqm	Shqm	Svqm
SISMA	28	0.67	0.592	0.315

Forza inerziale dovuta al sisma

$$F_i = W_m \cdot k_h = 3,5 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/mc} \cdot 0,0337 = 0,737 \text{ kN}$$

Calcolata sulla massa del muro esistente

adotteremo i coefficienti parziali di cui all'art. 6.2.4.1.1 delle NTC2018

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

Per le verifiche si adotteranno le seguenti azioni di calcolo:

- SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- SLE (frequente)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

1.1.2 VERIFICHE

1.1.2.1 Verifica infissione pali

Per determinare la profondità d'infissione dei pali verticali si impone

$$\Sigma M_{soll} \leq \Sigma M_{stab}$$

$$\Sigma F_{soll} \leq \Sigma F_{stab}$$

Con

Combinazione EQU

$$\Sigma M_{soll} = [1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2] \cdot [2/3 H - h'] + [1,3 \cdot [\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(D)^2] \cdot D/2] \cdot [2/3(H+D) - h']$$

$$+ [1,5 \cdot q_m \cdot K_a(H+D) - 2c' \cdot \sqrt{k_a} \cdot (H+D)] \cdot [2/3(H+D) - h']$$

$$\Sigma M_{stab} = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_p D^2 \cdot (2/3 D + H - h')$$

$$\Sigma F_{soll} = 1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + [1,3 \cdot [\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(D)^2] \cdot D/2] + 1,5 \cdot q_m \cdot K_q(H+D) - 2c' \cdot \sqrt{k_a} \cdot H$$

$$\Sigma F_{stab} = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_p D^2 + T$$

Con

M_{soll} = Momenti sollecitanti calcolati rispetto all'asse dei tiranti

M_{stab} = Momenti stabilizzanti calcolati rispetto all'asse dei tiranti

F_{soll} = Forze orizzontali sollecitanti

F_{stab} = Forze orizzontali stabilizzanti

T = resistenza tirante

D = lunghezza d'infissione

H = altezza fronte libero berlinese 3,5 m

h' = distanza dal filo superiore dell'asse dei tiranti = 0,3 m

$$k_a' = \frac{\sin^2(\psi + d')}{\sin^2 \psi} \cdot \frac{\sin(\psi - \delta)}{\sin(\psi + \delta)} \cdot \frac{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta)}{\sin(\phi' - \beta)}} \cdot \frac{\sin(\psi - \delta)}{\sin(\psi + \beta)}]^2}{0,5945}$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta} \cdot \frac{\sin^2 \psi}{\sin(\psi + \vartheta)} \cdot \frac{[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi')}{\sin(\phi' + \beta - \vartheta)}} \cdot \frac{\sin(\psi + \vartheta)}{\sin(\psi + \beta)}]^2}{2,72}$$

dalle precedenti relazioni si ricava

$$D = 2,5 \text{ m}$$

Verranno messi in opera 7 pali inclinati per dare maggiore stabilità e verranno verificati in base alle reazioni dei pali della berlinese

$$\begin{aligned} M_{soll} &= 730,1 \text{ kNm} \\ M_{stab} &= 951,43 \text{ kNm} \\ M_{stab} / M_{soll} &= 1,31 > 1,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{soll} &= 223,66 \text{ kN} \\ \Sigma F_{stab} &= 391 \text{ kN} \\ \Sigma F_{stab} / \Sigma F_{soll} &= 1,748 > 1,3 \end{aligned}$$

Combinazione Sismica

$$\begin{aligned} \Sigma M_{soll} &= [1,3 * \frac{1}{2} * \gamma * K_a(H)^2 + \Delta S_{sisma}] * [2/3 H - h'] + [1,3 * [\frac{1}{2} * \gamma * K_a(H)^2 + \frac{1}{2} * \gamma * K_a(D)^2] * D/2] * [2/3(H+D) - h'] \\ &+ [1,5 * q_m * K_a(H+D) - \Delta q_{msisma} - 2c' \sqrt{ka} * (H+D)] * [2/3(H+D) - h'] + F_i * H/2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{stab} &= 1/2 * \gamma * K_p D^2 * (2/3 D + H - h') \\ \Sigma F_{soll} &= \frac{1}{2} * \gamma * K_a(H+D)^2 + \Delta S_{sisma} + q_m * K_q(H+D) + \Delta q_{msisma} + F_i \\ \Sigma F_{stab} &= 1/2 * \gamma * K_p D^2 + T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{soll} &= 568 \text{ kNm} \\ M_{stab} &= 951,43 \text{ kNm} \\ M_{stab} / M_{soll} &= 1,67 > 1,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{soll} &= 175,72 \text{ kN} \\ \Sigma F_{stab} &= 391 \text{ kN} \\ \Sigma F_{stab} / \Sigma F_{soll} &= 1,748 > 1,3 \end{aligned}$$

1.1.2.2 Verifica pali

Verifica pali verticali

- micropalo da 130 mm con armatura composta da tubolare d= 88,9 mm s= 10 mm

I pali sono infissi con passo 60 cm

Lo schema statico è quello di trave incastrata alla base ed incernierata in testa caricata con carico trapezoidale

Aliquota fissa

$$q = q_m = 5 \text{ kN/m}^2$$

aliquota variabile

$$q' = \gamma K_a H = 26,44 \text{ kN/m}^2$$

l'area d'influenza di ciascun palo è di 0,6m

$$q * 0,6 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$q' * 0,6 \text{ m} = 15,86 \text{ kN/m}^2$$

$$M^+ = 1/14,2 q * l^2 + q' l^2 / 15 * \sqrt{5} = 8,38 \text{ kNm}$$

$$M^- = 1/8 q * l^2 + q' l^2 / 15 = 17,54 \text{ kNm}$$

$$V = 5/8 q \cdot l + 4/10 \cdot q' \cdot l = 28,76 \text{ kN}$$

- **verifica a momento flettente SLU**

Poichè $V_{ed} < 0,5 V_{CRd}$ si trascura

$$M_{sd} = 17,54 \text{ kNm} < W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 60,28 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 355 \text{ KN/m}^2 \cdot 10^3 / 1,05 = 20,38 \text{ KNm}$$

- **verifica a taglio SLU**

$$V_{ed} = 28,76 \text{ KN} / V_{C,Rd} = 0,09 < 1$$

$$V_{C,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 307,83 \text{ KN}$$

$$A_v = 2A / \pi = 1577 \text{ mm}^2$$

1.1.2.3 Verifica pali diagonali

Ogni tirante ha un'area d'influenza di 1,8 m, pertanto la massima forza sollecitante sarà

$$F_d = (3/8 q \cdot l + 1/10 q' \cdot l) \cdot 1,8 \text{ m} = 28,46 \text{ kN}$$

- **Verifica a trazione armatura pali**

Il tirante avrà un'inclinazione di 30°

$$N_{ed} = F_d / \cos 30^\circ = 24,64 \text{ kN}$$

$$F_d / \gamma \cdot F_{snerv} = 1,2 \cdot 24,64 \cdot 1000 \text{ N} / 1,05 \cdot 4954 \cdot 355 \text{ KN} = 0,016 < 1$$

1) **Verifica ancoraggio**

Il tirante avrà un'inclinazione di 30°

$$N_{ed} = F_d / \cos 30^\circ = 24,64 \text{ kN}$$

$$L = \gamma_{Ra,p} \cdot F_d / [(\pi \cdot D \cdot \tau_{lim}) / \xi_{a3}]$$

$$L > 1,2 \cdot 24,64 \text{ kN} / [(\pi \cdot 130 \text{ mm} \cdot 0,35 \text{ N/mm}^2) / \xi_{a3}] = 584 \text{ mm}$$

n.b. il valore di τ_{lim} è desunto dalla perizia geotecnica

$$\xi_{a3} = 1,8$$

i tiranti dovranno intestarsi per almeno 2,5 m nel complesso Flyshioide
pertanto $F_{Rd} = \pi \cdot 130 \text{ mm} \cdot 0,35 \text{ N/mm}^2 \cdot 2500 \text{ mm} / 1,8 = 198,43 \text{ kN}$

$$\gamma_{Ra,p} \cdot F_d / F_{Rd} = 1,2 \cdot 24,64 \text{ kN} / 198,43 \text{ kN} = 0,149 < 1$$

1.1.2.4 Verifica setto in cls

Si tratta di un setto fissato ai pali con passo pari all'interasse dei pali = 0,6m di spessore 30 cm sollecitato dalla spinta del terreno

Azioni

Spinta del terreno

$$S_{\text{terr}} = 1/2 \gamma_t K_a H^2 + q_m K_a H$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \delta')}{\sin^2 \psi} \frac{\sin(\psi - \delta)}{[1 + \sqrt{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta) / \sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}]^2}$$

Cond.	ϕ'	ψ	β	δ	rad ϕ'	rad ψ	rad β	rad δ	K_a
M1	28	90	0	18.667	0.4887	1.5708	0	0.32579	0.4197
M2	23	90	0	15.333	0.4014	1.5708	0	0.26762	0.5013

Spinta del terreno

COND.	δ	Sterr(kN/m)	SH (kN/m)	Sv (kN/m)
M1	28	15.11	13.34	7.09
M2	23.00	18.05	16.61	7.05

Spinta del carico a monte

Come sovraccarico si considera il sovraccarico variabile

$$q_m = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{qm} = q_m K_a H = 1,67 \text{ kN (M1)}, 2,00 \text{ kN (M2)}$$

COND.	δ	Sq(kN/m)	SH(kN/m)	Sv(kN/m)
M1	28	1.60	1.41	0.75
M2	23.00	2.00	1.84	0.78

Condizione sismica

$$S_d = 1/2 \gamma_t (1 + k_v) K H^2$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\text{max}} / g = 0,0337$$

$$\beta_m = 0,24 \text{ (per terreni di tipo E e } 0,1 < a_g(g) < 0,2$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,01688$$

$$\tan \vartheta = k_h / (1 \pm k_v) = 0,03314, 0,03427$$

$$\vartheta = 1,895^\circ, 1,965^\circ$$

poiche $\beta = 0^\circ \leq \phi' - \vartheta = 26,105^\circ$, $26,035^\circ$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \sin^2 \psi \sin(\psi - \vartheta - \delta) [1 + \sqrt{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \vartheta) / \sin(\psi - \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}]^2}$$

$$K = 0,4502$$

Spinta terreno

$$S_d = 16,20 \text{ kN}$$

$$\Delta S_d = 16,20 - 15,11 = 1,09 \text{ kN}$$

$$\text{Spinta in condizione sismica} = S(M1) + \Delta S_d$$

COND	δ	Sterr	Shterr	Svterr
SISMA	28	1.09	0.962	0.512

Spinta del carico variabile a monte

$$S_{qm} = q_m (1 + k_v) K H$$

$$S_{qm} = 1,83 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{qm} = 1,83 - 1,67 = 0,16 \text{ kN}$$

COND	δ	Sqm	Shqm	Svqm
SISMA	28	0.16	0.141	0.075

Forza inerziale dovuta al sisma

$$F_I = W_m \cdot k_h = 2m \cdot 0,3m \cdot 25 \text{ kN/mc} \cdot 0,0337 = 0,505 \text{ kN}$$

Calcolata sulla massa del muro esistente

$$S = 18,31$$

$$L = 0,6m$$

$$M = S \cdot l^2 / 8 = 0,82 \text{ KNm}$$

$$V = S \cdot l / 2 = 5,49 \text{ KNm}$$

- verifica a momento flettente e taglio SLU

STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a momento flettente		POSITIVO								
Med +	0.82	kNm	c	30	mm	b	600	mm	h	300	mm	
n	5		14	5		d	270	mm	d'	30	mm	
	8	mm	⊕	8	mm	A	180000	mm ²	Jy	5400000000	mm ⁴	
n			n			Jx	13500000000	mm ⁴	Jx, reag	102905199	mm ⁴	
⊕		mm	⊕		mm	Asmin,1	240.08	mm ²	Asmin,2	210.6	mm ²	
As	251.2	mm ²	As'	251.2	mm ²	Asmax	7200	mm ²	OK	armatura max e min		
Ns	98.29565	kN	Ns'	98.295652	kN	OK						
Sezione rettangolare, flessione retta, doppia armatura, cls non reagente a trazione, comportamento lineare												
lim asse neutro (2.27c)	68.1	mm				w	0.04283		s'	-0.5791		
x (acc. Snervato)	0.00	mm	acciaio non snervato			u	1		β	0.8		
x (acciaio non snervato)	22.83	mm				u1	1.84256		k	0.4		
Mrd,pl	26.83	kNm	OK									
STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a taglio per elementi non armati a taglio										
Ved	5.49	kN	b	600	mm	h	300	mm	z (0.667)	200.10	mm	OK
fctd	8.00	N/mm ²	tmax	0.05	N/mm ²	PRIMO STADIO: MODELLO LINEARE, CLS RESISTENTE A TRAZIONE						

1.1.2.5 Verifica cordolo di testa

Si tratta di un cordolo il cls di sezione 50x30 solleciatato dalle reazioni dei tiranti

$$R = 1,2 \cdot 28,46 = 34,15 \text{ kN}$$

$$L = 1,8m$$

$$M=R\cdot l/4=15,36\text{KNm}$$

$$V=R/2=17,08\text{ KNm}$$

- verifica a momento flettente e taglio SLU

STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a momento flettente		POSITIVO							
Med +	15.36	kNm	c	30	mm	b	500	mm	h	300	mm
n	5		14	n	5	d	270	mm	d'	30	mm
	16	mm	Ø		16	A	150000	mm2	Jy	3125000000	mm4
n			n			Jx	1125000000	mm4	Jx, reag	360786338	mm4
Ø		mm	Ø			Asmin,1	200.07	mm2	Asmin,2	175.5	mm2
As	1004.8	mm2	As'	1004.8	mm2	Asmax	6000	mm2	OK	armatura max e min	
Ns	393.1826	kN	Ns'	393.18261	kN						OK
Sezione rettangolare, flessione retta, doppia armatura, cls non reagente a trazione, comportamento lineare											
lim asse neutro (2.27c)	68.1	mm				w	0.20559		s'	0.43429	
x (acc. Snervato)	0.00	mm	acciaio non snervato			u	1		β	0.8	
x (acciaio non snervato)	39.25	mm				u1	1.84256		k	0.4	
Mrd,pl	97.54	kNm	OK								

STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a taglio per elementi non armati a taglio										
Ved	17.08	kN	b	500	mm	h	300	mm	z (0.667)	200.10	mm	OK
ftcd	8.00	N/mm2	tmax	0.17	N/mm2	PRIMO STADIO: MODELLO LINEARE, CLS RESISTENTE A TRAZIONE						

1.2 VERIFICA BARRE DI COLLEGAMENTO GUARD-RAIL-MURO

Sulla muro in cls verranno fissati in testa dei guard-rail di tipo Certificato CE classe H2, tali elementi, saranno ancorati ai manufatti in cls per mezzo di barre d'acciaio M22.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alle specifiche dei produttori relativamente alle sollecitazioni, le verifiche sulle barre di ancoraggio.

Sollecitazioni di progetto consigliate per le barriere Bordo Ponte

Tipo Barriera	Tipo di cordolo	Calcestruzzo Ra (N/mm ²)	Momento (kNm)	Taglio (kN)
H2 BP - 01	rialzato 12,5 cm	40	13,75	55,0
H2 BP - 01	rialzato 12,5 cm	45	13,75	55,0
H2 BP - 02	livello asfalto	40	20,16	38,6
H2 BP - 03	livello asfalto	40	20,16	73,6

NB: Le sollecitazioni consigliate sono quelle di snervamento incrementate del fattore di sicurezza 1,8 rispetto alle sollecitazioni di plasticizzazione, introdotte a causa della natura impulsiva del carico applicato.

$$Msd = 13,75 \text{ kNm}$$

$$Vsd = 55 \text{ kN}$$

progetto-verifica a taglio

$$F_{v,ed} / F_{v,Rd} = 13,74 / 115,2 = 0,119$$

$$F_{v,ed} = V_{max} / nb = 55 \text{ kN} / 4 = 13,74 \text{ kN}$$

La connessione prevede due file di bulloni

$$nb=4$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{td} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 * 800 * 300 / 1,25 = 115,2 \text{ kN}$$

progetto-verifica tirafondo

$$Nsd = M / z / 2 = 13,75 \text{ kNm} / 0,2 \text{ m} / 2 = 34,37 \text{ kN}$$

$$F_t, R_d = A_c \cdot f_{ctb} = 2\pi r \cdot l \cdot f_{ctk} = 2 \cdot 3,14 \cdot 11 \cdot 300 \cdot 1,83 = 37,94 \text{ kN} > N_{sd}$$

1.3 Paratia a Micropali secondaria nel terreno a monte per sicurezza cantiere

1.3.1 Calcolo sollecitazioni

Verifichiamo la spinta del terreno al fine di dimensionare la struttura

Azioni

Spinta del terreno

$$S_{terr} = 1/2 \gamma_t K_a H^2 + q_m K_a H$$

$$H = 5.6 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \delta')}{\sin^2 \psi} \frac{\sin(\psi - \delta)}{[1 + \sqrt{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta) / \sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}]^2}$$

Cond.	ϕ'	ψ	β	δ	rad ϕ'	rad ψ	rad β	rad δ	K_a
M1	28	90	0	18.667	0.4887	1.5708	0	0.32579	0.4197
M2	23	90	0	15.333	0.4014	1.5708	0	0.26762	0.5013

Spinta del terreno

COND.	δ	$S_{terr}(\text{kN/m})$	$S_H(\text{kN/m})$	$S_v(\text{kN/m})$
M1	28	118.46	104.59	55.61
M2	23.00	141.49	130.24	55.28

Spinta del carico a monte

Come sovracarico si considera il sovracarico variabile

$$q_m = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{qm} = q_m K_a H = 4,7 \text{ kN (M1)}, 5,61 \text{ kN (M2)}$$

COND.	δ	$S_q(\text{kN/m})$	$S_H(\text{kN/m})$	$S_v(\text{kN/m})$
M1	28	4.70	4.15	2.21
M2	23.00	5.61	5.16	2.19

Condizione simica

$$S_d = 1/2 \gamma_t (1 + k_v) K H^2$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 0,0337$$

$$\beta_m = 0,24 \quad (\text{per terreni di tipo E e } 0,1 < a_g(g) < 0,2)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,01688$$

$$\tan \vartheta = k_h / (1 \pm k_v) = 0,03314, \quad 0,03427$$

$$\vartheta = 1,895^\circ, \quad 1,965^\circ$$

$$\text{poiché } \beta = 0^\circ \leq \phi' - \vartheta = 26,105^\circ, \quad 26,035^\circ$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \sin^2 \psi \sin(\psi - \vartheta - \delta)} [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}}]^2$$

$$K = 0,4502$$

Spinta terreno

$$S_d = 127,06 \text{ kN}$$

$$\Delta S_d = 127,06 - 118,46 = 8,60 \text{ kN}$$

$$\text{Spinta in condizione sismica} = S(M1) + \Delta S_d$$

COND	δ	Sterr	Shterr	Svterr
SISMA	28	8.6	7.593	4.037

Spinta del carico variabile a monte

$$S_{qm} = q_m (1 \pm k_v) K H$$

$$S_{qm} = 5,12 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{qm} = 5,12 - 4,70 = 0,42 \text{ kN}$$

COND	δ	Sqm	Shqm	Svqm
SISMA	28	0.42	0.371	0.197

adotteremo i coefficienti parziali di cui all'art. 6.2.4.1.1 delle NTC2018

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

Per le verifiche si adotteranno le seguenti azioni di calcolo:

- SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- SLE (frequente)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

1.3.2 VERIFICHE

1.3.2.1 Verifica infissione pali

Per determinare la profondità d'infissione dei pali verticali si impone

$$\Sigma M_{soll} \leq \Sigma M_{stab}$$

$$\Sigma F_{soll} \leq \Sigma F_{stab}$$

Con

Combinazione EQU

$$\Sigma M_{soll} = [1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2] \cdot [2/3H] + [1,3 \cdot [\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(D)^2] \cdot D/2] \cdot [2/3(H+D)]$$

$$+ [1,5 \cdot q_m \cdot K_a(H+D) - 2c' \cdot \sqrt{k_a} \cdot (H+D)] \cdot [2/3(H+D)]$$

$$\Sigma M_{stab} = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_p D^2 \cdot (2/3D+H)$$

$$\Sigma F_{soll} = 1,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + [1,3 \cdot [\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(H)^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a(D)^2] \cdot D/2] + 1,5 \cdot q_m \cdot K_q(H+D) - 2c' \cdot \sqrt{k_a} \cdot H$$

$$\Sigma F_{stab} = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_p D^2$$

Con

M_{soll} = Momenti sollecitanti calcolati rispetto all'asse dei tiranti

M_{stab} = Momenti stabilizzanti calcolati rispetto all'asse dei tiranti

F_{soll} = Forze orizzontali sollecitanti

F_{stab} = Forze orizzontali stabilizzanti

T = resistenza tirante

D = lunghezza d'infissione

H = altezza fronte libero berlinese 5.6 m

$$k_a' = \frac{\sin^2(\psi + d')}{\sin^2 \psi} \cdot \frac{\sin(\psi - \delta)}{\sin(\psi + \delta)} [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}}]^2 = 0,5945$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta} \cdot \frac{\sin^2 \psi}{\sin(\psi + \vartheta)} [1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi') \sin(\phi' + \beta - \vartheta)}{\sin(\psi + \vartheta) \sin(\psi + \beta)}}]^2 = 2,72$$

dalle precedenti relazioni si ricava

$$D = 2,4 \text{ m}$$

Verrà messo in opera 1 pali inclinati per dare maggiore stabilità e verrà verificato in base alle reazioni dei pali della berlinese

$$M_{soll} = 917,28 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} = 1297 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} / M_{soll} = 1,41 > 1,3$$

$$\Sigma F_{soll}=248,93 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{stab}=360 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{stab}/\Sigma F_{soll}=1,44 > 1,3$$

E' stato considerato cautelativamente il 50% del valore di c per lo strato di Flysh

Combinazione Sismica

$$\Sigma M_{soll} = [1,3 * \frac{1}{2} * \gamma * K_a(H)^2 + \Delta S_{sisma}] * [2/3H] + [1,3 * [\frac{1}{2} * \gamma * K_a(H)^2 + \frac{1}{2} * \gamma * K_a(D)^2] * D/2] * [2/3(H+D)]$$

$$+ [1,5 * q_m * K_a(H+D) - \Delta q_{msisma} - 2c' \sqrt{k_a} * (H+D)] * [2/3(H+D)] + F_i * H/2$$

$$\Sigma M_{stab} = \frac{1}{2} * \gamma * K_p D^2 * (2/3D+H)$$

$$\Sigma F_{soll} = \frac{1}{2} * \gamma * K_a(H+D)^2 + \Delta S_{sisma} + q_m * K_q(H+D) + \Delta q_{msisma} + F_i$$

$$\Sigma F_{stab} = \frac{1}{2} * \gamma * K_p D^2 + T$$

$$M_{soll} = 508,9 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} = 1297 \text{ kNm}$$

$$M_{stab}/M_{soll} = 2,54 > 1,3$$

$$\Sigma F_{soll} = 138,54 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{stab} = 360,34 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{stab}/\Sigma F_{soll} = 2,6 > 1,3$$

1.3.2.2 Verifica pali

Verifica pali verticali

- micropalo da 130 mm con armatura composta da tubolare d= 88,9 mm s= 10 mm

I pali sono infissi con passo 55 cm

Lo schema statico è quello di trave incastrata alla base ed incernierata in testa caricata con carico trapezoidale

Aliquota fissa

$$q=q_m = 2 \text{ kN/m}^2$$

aliquota variabile

$$q' = \gamma K_a H = 25,30 \text{ kN/m}^2$$

H= altezza muro di contenimento =3,35 m

l'area d'influenza di ciascun palo è di 0,55 m

$$q * 0,55 \text{ m} = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q' * 0,55 \text{ m} = 13,91 \text{ kN/m}^2$$

$$M^+ = 1/14,2 q * l^2 + q' l^2 / 15 * \sqrt{5} = 5,52 \text{ kNm}$$

$$M^- = 1/8 q * l^2 + q' l^2 / 15 = 11,95 \text{ kNm}$$

$$V = 5/8 q * l + 4/10 * q' l = 20,94 \text{ kN}$$

- verifica a momento flettente SLU

Poichè $V_{ed} < 0,5V_{CRd}$ si trascura

$$M_{sd} = 11,95 \text{ kNm} < W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 60,28 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 355 \text{ KN/m}^2 \cdot 10^3 / 1,05 = 20,38 \text{ KNm}$$

- **verifica a taglio SLU**

$$V_{ed} = 20,94 \text{ KN} / V_{CRd} = 0,09 < 1$$

$$V_{CRd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 307,83 \text{ KN}$$

$$A_v = 2A / \pi = 1577 \text{ mm}^2$$

1.3.2.3 Verifica pali diagonali

Il tirante ha un'area d'influenza di 1,65 m, pertanto la massima forza sollecitante sarà

$$F_d = (3/8 q \cdot l + 1/10 q' l) \cdot 1,65 \text{ m} = 9,96 \text{ kN}$$

- **Verifica a trazione armatura pali**

Il tirante avrà un'inclinazione di 30°

$$N_{ed} = F_d / \cos 30^\circ = 8,62 \text{ kN}$$

$$F_d / \gamma \cdot F_{snerv} = 1,2 \cdot 8,62 \cdot 1000 \text{ N} / 1,05 \cdot 4954 \cdot 355 \text{ KN} = 0,005 < 1$$

2) **Verifica ancoraggio**

Il tirante avrà un'inclinazione di 30°

$$N_{ed} = F_d / \cos 30^\circ = 8,62 \text{ kN}$$

$$L = \gamma_{Ra,p} \cdot F_d / [(\pi \cdot D \cdot \tau_{lim}) / \xi_{a3}]$$

$$L > 1,2 \cdot 8,62 \text{ kN} / [(\pi \cdot 130 \text{ mm} \cdot 0,35 \text{ N/mm}^2) / \xi_{a3}] = 130 \text{ mm}$$

n.b. il valore di τ_{lim} è desunto dalla perizia geotecnica

$$\xi_{a3} = 1,8$$

i tiranti dovranno intestarsi per almeno 1 m nel complesso Flyshioide

pertanto $F_{Rd} = \pi \cdot 130 \text{ mm} \cdot 0,35 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} / 1,8 = 79,37 \text{ kN}$

$$\gamma_{Ra,p} \cdot F_d / F_{Rd} = 1,2 \cdot 8,62 \text{ kN} / 79,37 \text{ kN} = 0,13 < 1$$

1.3.2.4 Verifica cordolo in cls

Si tratta di un cordolo in cls di sezione 30x30 arato con 3 +3 f16 sollecitato dalle reazioni dei tiranti
 $R = 10,34 \text{ kN}$

L=1 m

M=R*I/4=2,58 KNm

V=R/2=5,17 KNm

STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a momento flettente		POSITIVO							
Med +	2.58	kNm	c	30	mm	b	300	mm	h	300	mm
n	3		14	n	3	d	270	mm	d'	30	mm
	16	mm	Φ	16	mm	A	90000	mm ²	Jy	675000000	mm ⁴
n			n			Jx	675000000	mm ⁴	Jx, reag	216471803	mm ⁴
Φ		mm	Φ		mm	Asmin,1	120.04	mm ²	Asmin,2	105.3	mm ²
As	602.88	mm ²	As'	602.88	mm ²	Asmax	3600	mm ²	OK	armatura max e min	
Ns	235.9096	kN	Ns'	235.90957	kN						
Sezione rettangolare, flessione retta, doppia armatura, cls non reagente a trazione, comportamento lineare											
lim asse neutro (2.27c)	68.1	mm				ω	0.20559		s'	0.43429	
x (acc. Snervato)	0.00	mm	acciaio non snervato			u	1		β	0.8	
x (acciaio non snervato)	39.25	mm				u1	1.84256		k	0.4	
Mrd,pl	58.53	kNm	OK								
STATI LIMITE ULTIMO		Verifica a taglio per elementi armati a taglio									
Ved	5.17	kN	bw	300	mm	n bracci	1		α	90	int. [mm]
Vrsd	59.71	kN	Asw	50.24	mm ²	Φ staffe	8	mm	θ	45	
Vrod	178.06	kN	Ast min	450	mm ² /m	imax,1	216	mm	INTERASSE MASSIMO - 0,8d		OK
Vrd	59.71	kN	OK			imax,2	240	mm	INTERASSE MASSIMO - 15Φ		OK

Elenco firmatari

ATTO SOTTOSCRITTO DIGITALMENTE AI SENSI DEL D.P.R. 445/2000 E DEL D.LGS. 82/2005 E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI

Questo documento è stato firmato da:

NOME: DE WALDERSTEIN ANDREA

CODICE FISCALE: DWLNDR66E20E125S

DATA FIRMA: 23/12/2019 10:31:43

IMPRONTA: 6CAB951888286A77C1441C72867851305430068B4DA608B4455548E593C36804
5430068B4DA608B4455548E593C36804CBABD860A45F5464C1682D049BF9437D
CBABD860A45F5464C1682D049BF9437D4A3F3AADEC5E8AFB69F3EB7C59C40C84
4A3F3AADEC5E8AFB69F3EB7C59C40C844CB8B2A0229B41A2DC845CBD9769E705