



CITTÀ DI TORINO

VICE DIREZIONE INGEGNERIA

DIREZIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'

SERVIZIO PONTI, VIE D'ACQUA E INFRASTRUTTURE

INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI STRADE COLLINARI LOTTO 7

**PROGETTO :
DEFINITIVO****ELABORATO :****DATA :
SETTEMBRE 2013****Relazione di calcolo strutturale****GRUPPO DI LAVORO
Ing. Antonio MOLLO
Arch. Giorgio COROTTO****PROGETTISTA :
Ing. Giovanna COBELLI****RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
Ing. Giorgio MARENGO****DIRETTORE DELLA DIREZIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
Ing. Roberto BERTASIO**

VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA
DIREZIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
SERVIZIO PONTI, VIE D'ACQUA E INFRASTRUTTURE

INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI COLLINARI LOTTO 7

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTO DEFINITIVO INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI COLLINARI - LOTTO 7

Riferimenti normativi – bibliografia

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96);
- Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica – DM 16/01/1996;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/01/96. (Circolare N.ro 65/AA.GG. del 10/04/1997);
- D.M. 14/01/2008 Nuove norme tecniche per le Costruzioni;

Nel caso di costruzioni di tipo 1 e 2, classe d'uso I e II e siti ricadenti in zona 4 è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili (vedi art. 2.7 del D.M. 14/01/2008) e quindi l'applicazione delle seguenti leggi:

- Decr. Min. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DM 14/02/92;
- DM 20/11/87;
- 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. (DM 11/03/88 Supp GU. N. 127 del 1/6/88);
- Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche – DM 09/01/1996;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/96- Circolare M.LL.PP. N.156 AA.GG./S.T.C. del 04/07/96 (Supp n. 151 alla G.U. N. 217 del 16/09/96);
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" - Circolare M.LL.PP. N.65 AA.GG. del 10/04/97 (Supp n. 89 alla G.U. N. 97 del 28/04/97).

Caratteristiche dei materiali**Conglomerato cementizio**Sottofondazioni: $R_{ck} \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$

fondazione,	strutture	in	elevazione:
$\left\{ \begin{array}{l} R_{ck} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Acciaio da c.a.} \end{array} \right.$	$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{amm} = 97,65 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_{co} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_{cl} = 18,29 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$		
	$\rightarrow \sigma_{famm} = 2600 \text{ kg/cm}^2$		

Acciaio per armatura

Si pone in evidenza che i calcoli strutturali sono stati eseguiti considerando per le barre d'armatura una tensione ammissibile pari a 2600 kg/cm^2 , che risulta cautelativa rispetto alle nuove classi di resistenza per gli acciai per strutture in cemento armato introdotte dal DM 14/01/08

Si specifica, inoltre, che in opera verrà utilizzato acciaio B450C, in accordo alle nuove prescrizioni legislative, con le seguenti caratteristiche di resistenza.

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ **Classe di esposizione – copriferro minimo.**

La classe d'esposizione, considerata per tutta la struttura è 2b ambiente umido con gelo.

Copriferro minimo pari a 40 mm.

Massimo rapporto a/c 0,50.

Contenuto minimo di cemento in kg/m^3 300.

strada Val San Martino 239**Stratigrafia e caratteristiche geotecniche dei terreni**

I risultati dell'indagine geognostica (indagine sismica a rifrazione) eseguita dalla Società GEOLAB, riportate nella relazione geologica a firma del geologo Mario NALDI, evidenziano a profondità superiore a 6-8 metri la presenza di terreni molto compatti o rocce tenere che, nel caso in esame costituiscono il substrato marnoso arenaceo tipico di questa zona della collina torinese, come individuato dalla cartografia geologica.

A profondità comprese tra i 2-3 metri e i 6-8 metri si individua uno strato di transizione costituito da sabbie argillose derivanti dall'alterazione del substrato marnoso arenaceo con un grado di addensamento discreto.

In superficie è ben evidente una zona oggetto di movimento incipiente, costituita da sedimenti limo-argillosi poco consistenti o addirittura di riporto, con scarse caratteristiche di resistenza a taglio.

Si individua pertanto la presenza di una probabile fascia di scorrimento situata a profondità di 2-3 metri dal piano di strada che delimita il corpo frana in incipiente movimento. E' ipotizzabile la

presenza di venute d'acqua o falde sospese che accelerano l'evoluzione della frana appesantendo il terreno superficiale e generando una sottospinta che favorisce l'instabilità.

Cortina di micropali (strada Val San Martino 239)

Segue una breve spiegazione dei calcoli contenuti negli output di calcolo dei file di excel di seguito riportati.

Calcolo della profondità della cortina dei micropali.

Carichi

I carichi che gravano sulla paratia sono costituiti essenzialmente dal peso proprio del cuneo di terreno costituito dagli strati superficiali incoerenti che tenderebbe a scivolare a valle scorrendo sullo strato compatto di base.

Sopra a tale carico, vanno poi considerati i sovraccarichi che possono transitare su una strada comunale di questo livello che è ragionevole quantificare mediante carico uniformemente distribuito pari a 20,00 kN/mq e considerare anche l'urto del veicolo in svio sul guard rail fondato sulla costruenda struttura.

Dati di input:

- lo sbalzo, ovvero la distanza tra il piano campagna da consolidare e il terreno con caratteristiche geotecniche buone;
- il peso specifico del terreno, estratto dalla relazione geologica, $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;
- l'angolo di attrito del terreno in gradi, $\phi' = 30^\circ$
- il sovraccarico stradale 20,00 kN/m²
- gli incrementi di calcolo per ottenere il risultato in modo ricorsivo

Metodo utilizzato

Equilibrio alla rotazione della struttura palo/paratia attorno al punto in cui viene trattenuto dal tirante. Si ottiene la profondità in cui il momento risultante dalle diverse spinte è nullo, che corrisponda alla profondità a cui spingere la paratia.

Momento dovuto alla spinta attiva:

$$\lambda_a = K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi'/2)$$

$$P_t = \lambda_a \gamma_t h^2/2$$

$$b_t = 2/3 h$$

$$M_t = b_t P_t$$

Momento dovuto ai carichi stradali

$$\gamma_s = 20 \text{ kN}$$

$$P_s = \lambda_a \gamma_s h$$

$$B_s = 1/2 h$$

$$M_s = b_s P_s$$

Momento dovuto alla spinta passiva dalla quota h_{sub} m

$$K_p = \lambda_p = 1/K_a$$

$$P_p = \lambda_p \gamma_t (h - h_{\text{sub}})^2/2$$

$$B_p = h_{\text{sub}} + 2/3 (h - h_{\text{sub}})$$

$$M_p = b_p P_p$$

Calcolo tensione orizzontale dei tiranti

Dati di input

Come sopra con aggiunta della:

- profondità dei pali scelta

Metodo utilizzato

Equazione di equilibrio attorno al punto più basso per ottenere la tensione orizzontale di equilibrio contrastante spinta attiva, carichi stradali e spinta passiva.

Dato di output: tensione orizzontale

Servendosi di una tabella ricursiva per il calcolo dell'equilibrio alla rotazione della struttura palo attorno al punto più basso, si ottiene il valore del momento risultante ad ogni profondità dei pali ed si estrapola così il valore massimo.

Dato di output: Momento massimo nella palificata

Dimensionamento micropali e tiranti

Si realizza una struttura con micropali disposti su due file al fine di distribuire il momento flettente tra i due pali e ridurre così diametro e spessore dei micropali necessari rispetto all'utilizzo di un unica fila. Per offrire un miglior effetto di trattenuta del terreno i pali verranno disposti a quinconce,.

Input:

- distanza tra le file
- numero di pali in un metro
- sforzo normale ammissibile (σ)

Output

- Sforzo normale nel palo
- Area minima della sezione del palo, dalla quale si scelgono le dimensioni dei pali commerciali disponibili. Si passa alle successive verifiche.

Verifica della portanza dei micropali

Poichè i pali potrebbero sprofondare sotto le spinte normali a cui vengono sottoposti o addirittura scollegarsi dalla boiaccia cementizia che li àncora al terreno, si devono effettuare le seguenti verifiche.

Verifica allo sfilamento malta terreno

Input:

- diametro di perforazione scelta
- numero di pali in un metro
- coefficiente di sicurezza
- tensione di aderenza in funzione delle caratteristiche del terreno attraversato (da tabelle) t_{ad}
- Tensione massima, T_{max} , ovvero lo sforzo normale ottenuto dai precedenti calcoli.

Output:

- lunghezza di ancoraggio minima necessaria

Poichè

$$\pi \cdot 0,20 \cdot L \cdot 0,85 \cdot t_{ad} = T$$

allora

$$L = T / \pi \cdot 0,20 \cdot 0,85 \cdot t_{ad}$$

Se la lunghezza minima è inferiore alla lunghezza già scelta la verifica è positiva quindi non produce modifiche altrimenti si incrementa la lunghezza del palo

Verifica allo sfilamento acciaio malta

Come la verifica precedente, dove $t_{ad} = 0,6$ Mpa,

Dimensionamento dei tiranti

Dati di input

- Tmax
- Metri di interasse tra un tirante e il successivo
- Gradi di inclinazione del tirante
- Tensione ammissibile (σ)

Output

- Tensione massima nel singolo tirante

Nota la tensione massima di esercizio a cui deve resistere il singolo tirante, si determina la tipologia di tirante da utilizzare. La scelta avviene sia con l'ausilio di tabelle dei costruttori che tramite calcoli teorici.

Ad esempio, scegliendo come tiranti delle barre Dywidag 950/1050 diametro 32 mm, la tensione massima di snervamento di 950 kN moltiplicata per un coefficiente riduttivo pari a 0,8 restituisce un valore della tensione massima pari a 760 kN. Tale valore deve risultare superiore a quello della massima tensione di esercizio.

Verifica allo sfilamento dei tiranti malta/terreno e acciaio/malta

Come sopra descritto ma con dati di input relativi al diametro di perforazione della sede dei tiranti e alle superfici laterali sviluppate dai diametri dei tiranti.

(segue foglio di calcolo in excel)

Val San Martino sup 239

Calcolo profondità del palo

Geometria della struttura

profondità dello sbalzo o dello strato saldo 5 m

Parametri geotecnici

peso specifico terra		19 kN/mc	1900 Kg/mc
pi greco		3,14159	
fi		30	
lambda	Ka	0,33333	
resistenza al taglio di picco	fi' p	33°	
resistenza al taglio residua	fi' r	30°	
coeff passivo	kp	3	
con coeff sicurezza 0,5	kp/2	1,5	
sovraccarico stradale		20 kN/mq	

Momento

incremento step	x	spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	risultante
kNm					
	0	0,00	0	0,000	0,00
1	0,25	0,03	0	0,208	0,24
2	0,5	0,26	0	0,833	1,10
3	0,75	0,89	0	1,875	2,77
4	1	2,11	0	3,333	5,44
5	1,25	4,12	0	5,208	9,33
6	1,5	7,13	0	7,500	14,63
7	1,75	11,31	0	10,208	21,52
8	2	16,89	0	13,333	30,22
9	2,25	24,05	0	16,875	40,92
10	2,5	32,99	0	20,833	53,82
11	2,75	43,90	0	25,208	69,11
12	3	57,00	0	30,000	87,00
13	3,25	72,47	0	35,208	107,68
14	3,5	90,51	0	40,833	131,35
15	3,75	111,33	0	46,875	158,20
16	4	135,11	0	53,333	188,44
17	4,25	162,06	0	60,208	222,27
18	4,5	192,38	0	67,500	259,88
19	4,75	226,25	0	75,208	301,46
20	5	263,89	0	83,333	347,22
21	5,25	305,48	-4,601563	91,875	392,76
22	5,5	351,24	-19	100,833	433,07
23	5,75	401,34	-44,08594	110,208	467,46
24	6	456,00	-80,75	120,000	495,25
25	6,25	515,41	-129,8828	130,208	515,73
26	6,5	579,76	-192,375	140,833	528,22
27	6,75	649,27	-269,1172	151,875	532,02
28	7	724,11	-361	163,333	526,44
29	7,25	804,50	-468,9141	175,208	510,79
30	7,5	890,63	-593,75	187,500	484,38
31	7,75	982,69	-736,3984	200,208	446,50

Val San Martino sup 239 Calcolo delle Tensioni

Geometria della struttura

sbalzo 5 m d

Parametri geotecnici

peso specifico terra 19 kN/mc
 pi greco 3,141593
 fi 30
 lambda 0,333333 Ka
 coeff passivo 3 kp
 con coeff sicurezza 0,5 1,5 kp/2
 sovraccarico stradale 20 kN/mq
profondità del palo 9 m
 incremento scelto 0 m
 lunghezza del palo 9 m
 sovraccarico stradale 20 kN/mq

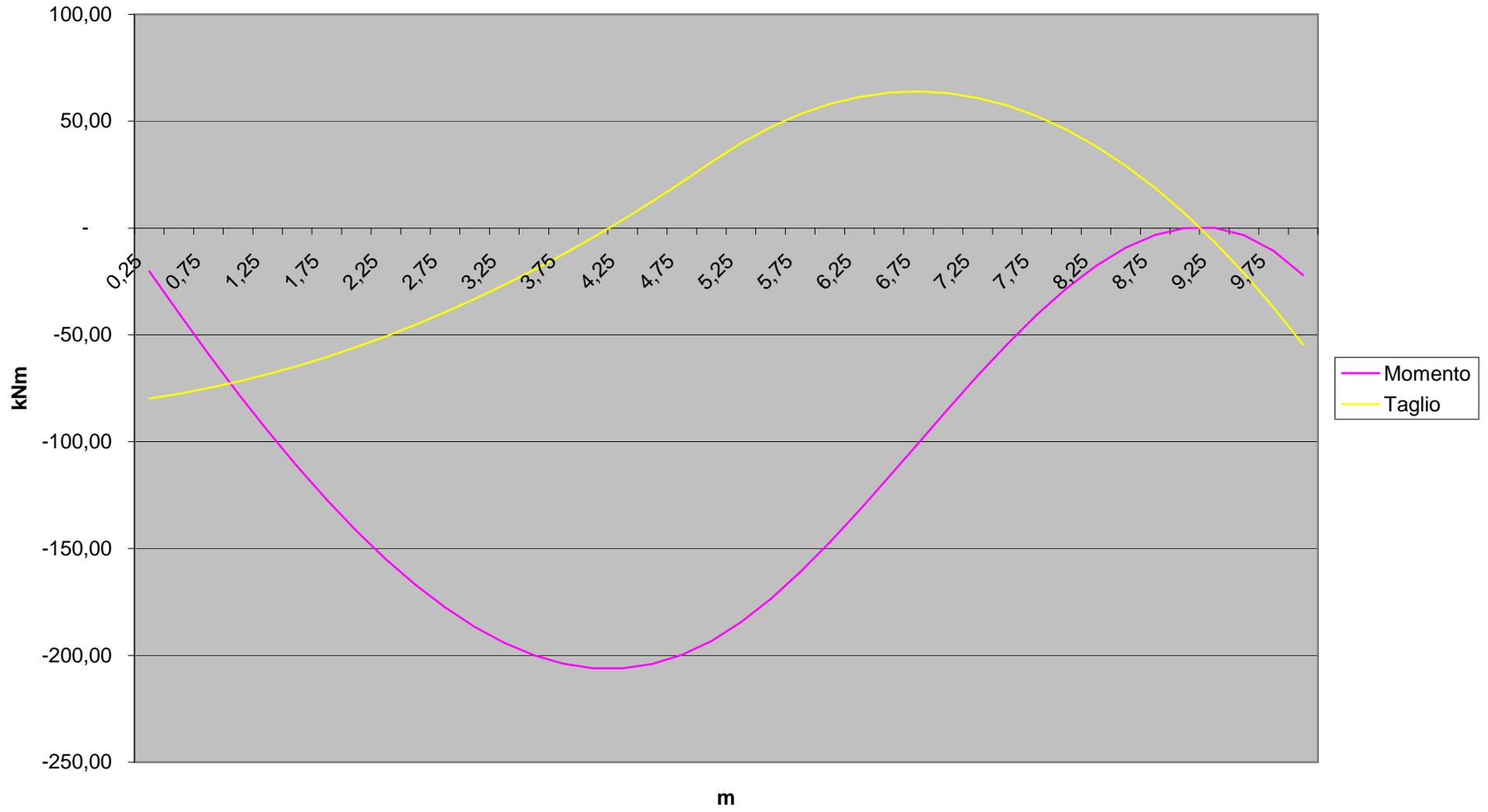
Momento

profondità spinta spinta carichi dovuto a tensio
 struttura attiva passiva stradali T risultante ne
 9 769,50 -304 270,000 **81,72** kN

incremento **0,25** m

step	x						spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	Taglio
		kNm		Momento							
0		-	-	-	-	-					
1	0,25	0,02	-	0,21	- 20,43	- 20,21	0,20	-	1,67	- 81,72	- 79,86
2	0,5	0,13	-	0,83	- 40,86	- 39,90	0,79	-	3,33	- 81,72	- 77,60
3	0,75	0,45	-	1,88	- 61,29	- 58,97	1,78	-	5,00	- 81,72	- 74,94
4	1	1,06	-	3,33	- 81,72	- 77,33	3,17	-	6,67	- 81,72	- 71,89
5	1,25	2,06	-	5,21	- 102,15	- 94,88	4,95	-	8,33	- 81,72	- 68,44
6	1,5	3,56	-	7,50	- 122,58	- 111,52	7,13	-	10,00	- 81,72	- 64,60
7	1,75	5,66	-	10,21	- 143,01	- 127,15	9,70	-	11,67	- 81,72	- 60,36
8	2	8,44	-	13,33	- 163,44	- 141,67	12,67	-	13,33	- 81,72	- 55,72
9	2,25	12,02	-	16,88	- 183,88	- 154,98	16,03	-	15,00	- 81,72	- 50,69
10	2,5	16,49	-	20,83	- 204,31	- 166,98	19,79	-	16,67	- 81,72	- 45,26
11	2,75	21,95	-	25,21	- 224,74	- 177,58	23,95	-	18,33	- 81,72	- 39,44
12	3	28,50	-	30,00	- 245,17	- 186,67	28,50	-	20,00	- 81,72	- 33,22
13	3,25	36,24	-	35,21	- 265,60	- 194,15	33,45	-	21,67	- 81,72	- 26,61
14	3,5	45,26	-	40,83	- 286,03	- 199,94	38,79	-	23,33	- 81,72	- 19,60
15	3,75	55,66	-	46,88	- 306,46	- 203,92	44,53	-	25,00	- 81,72	- 12,19
16	4	67,56	-	53,33	- 326,89	- 206,00	50,67	-	26,67	- 81,72	- 4,39
17	4,25	81,03	-	60,21	- 347,32	- 206,08	57,20	-	28,33	- 81,72	3,81
18	4,5	96,19	-	67,50	- 367,75	- 204,06	64,13	-	30,00	- 81,72	12,40
19	4,75	113,13	-	75,21	- 388,18	- 199,85	71,45	-	31,67	- 81,72	21,39
20	5	131,94	-	83,33	- 408,61	- 193,33	79,17	-	33,33	- 81,72	30,78
21	5,25	152,74	- 0,07	91,88	- 429,04	- 184,50	87,28	- 0,89	35,00	- 81,72	39,67
22	5,5	175,62	- 0,59	100,83	- 449,47	- 173,61	95,79	- 3,56	36,67	- 81,72	47,17
23	5,75	200,67	- 2,00	110,21	- 469,90	- 161,03	104,70	- 8,02	38,33	- 81,72	53,29
24	6	228,00	- 4,75	120,00	- 490,33	- 147,08	114,00	- 14,25	40,00	- 81,72	58,03
25	6,25	257,70	- 9,28	130,21	- 510,76	- 132,13	123,70	- 22,27	41,67	- 81,72	61,38
26	6,5	289,88	- 16,03	140,83	- 531,19	- 116,51	133,79	- 32,06	43,33	- 81,72	63,34
27	6,75	324,63	- 25,46	151,88	- 551,63	- 100,57	144,28	- 43,64	45,00	- 81,72	63,92
28	7	362,06	- 38,00	163,33	- 572,06	- 84,67	155,17	- 57,00	46,67	- 81,72	63,11
29	7,25	402,25	- 54,11	175,21	- 592,49	- 69,13	166,45	- 72,14	48,33	- 81,72	60,92
30	7,5	445,31	- 74,22	187,50	- 612,92	- 54,32	178,13	- 89,06	50,00	- 81,72	57,34
31	7,75	491,34	- 98,79	200,21	- 633,35	- 40,58	190,20	- 107,77	51,67	- 81,72	52,38
32	8	540,44	- 128,25	213,33	- 653,78	- 28,25	202,67	- 128,25	53,33	- 81,72	46,03
33	8,25	592,71	- 163,06	226,88	- 674,21	- 17,68	215,53	- 150,52	55,00	- 81,72	38,29

Val San Martino sup 239



Val San Martino sup 239

Dimensionamento pali e tiranti

Dimensionamento pali

numero pali in un metro **1**
 M massimo **206,08** kNm 2060800 Kg cm

1° ipotesi: cortina di micropali su un'unica fila

M in ogni palo -2.060.800 kg cm
 sigma ammissibile **2600** kg/cmq
 W 792,62 cm

2° ipotesi: due file

interasse tra le file **0,5** m
 N sforzo normale 412,16 kN 41.216,00 kg
 sigma ammissibile **2600** kg/cmq
 Area minima sez palo **15,852** cmq

per cui sarebbe sufficiente un palo:

diametro **60,3** mm
 spessore **5** mm
 si sceglie: 16,336
 diametro **73** mm
 spessore **8** mm peso
 Area sezione del palo 16,34 cmq
 tensione nel palo scelto 2.522,97 kg/cmq < 2600 kg/cmq **verificata**

73,00	diametro tubo in mm
8,00	spessore in mm
3,14	pi greco
0,0365	raggio ext
0,0285	raggio int
0,00163	area corona circolare
7850,00	peso spec acciaio
12,82	kg per metro lineare

Verifica della portanza dei micropali

malta terreno

numero di pali in un metro 1
 diametro di perforazione **18** cm
 coefficiente di sicurezza **0,85**
 tensione di aderenza **0,2** MPa Pa=N/mq 200 kN/mq minima per sabbia con limo
 Tmax in un palo 412,16 kN
 Lunghezza di ancoraggio minima 4,29 m
 zona tra testapali e strato saldo 5,00 m
lunghezza minima del palo 9,29 m troppo corto

lunghezza scelta del palo 9 m

acciaio malta

tensione di aderenza **0,6** MPa 600 kN/mq
 perimetro del palo 0,2293 mq
 Tmax risultante 501,46 kN **ok, maggiore di quella massima**

Dimensionamento tiranti

T in un metro di trave di testa **82** kN = 8200 kg
 interasse **5** m
 sigma ammissibile **2600** kg/cmq
 inclinazione dei tiranti:
 pi greco 3,1416
 gradi in un radiante 180
 gradi inclinazione **45**
 frazione dei radianti 4
 coseno 0,70710678

T massima nel singolo tirante 57.982,76 kg **579,83** kN
 coefficienti di sicurezza 0,8 0,8
 oppure un barra dywidag **950/1050** N/mmq **950** **760** **1050** **630**
 spessore **32** mm
 Area sezione 804,25 mmq
 Tmax 675,57 kN > 579,83 **verificata**

dywidag
32,00
3,14
0,01600
0,00080
7850,00
6,31

Verifica allo sfilamento dei tiranti

malta terreno

diametro di perforazione **15** cm
 coefficiente di sicurezza **0,85**
 tensione di aderenza **0,2** MPa Pa=N/mq 200 kN/mq per sabbia grossa e ghiaia
 Tmax precedentemente calcolata 579,83 kN
 Lunghezza di ancoraggio in condizioni di esercizio 7,24 m
 oltre a 7,07 m
 incremento d'ancoraggio per verifica successiva **3,69** m
lunghezza totale del tirante 18,00 m

acciaio malta

tensione di aderenza **0,6** MPa 600 kN/mq
 diametro barra 32 mm
 Tmax risultante 560,28 kN > 579,83 **non verificata!**
 verificata con coefficiente di sicurezza pari a 0,9

Verifica sismica

Spinta in condizioni dinamiche

Zona sismica 1 S=12 C=0,10

Zona sismica 2 S= 9 C=0,07

Zona sismica 3 S= 6 C=0,04

Zona sismica 4 S= 5 C=0,03

quindi, poiché Torino è in zona 4,

S	5	
C	0,03	
Terreno		
γ_t (Kg/mc)	1900	
q (Kg/mq)	2000	sovraccarico
φ_{dec}	30	
φ_{rad}	0,5235988	

Struttura

H (m)	9	
ε_{rad} terreno	0	inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale
e'rad	0,029991	
e'dec	1,718358	
α_{rad}	0	inclinazione del paramento rispetto alla verticale
a'rad	0,029991	
a'dec	1,718358	
bdec	88,281642	
brad	1,5408053	
qrad	0	
qdec	0	

Calcolo della spinta equivalente derivante dai calcoli dell'azione sismica con la formula di Coulomb generalizzata.

Calcolo spinta F del cuneo di terreno

	31650,00	kg	
F_s	33353,46		
DFs	1688,46	Kg	16,88 kN

doce DFs è l'incremento di spinta esercitata dal terreno sotto sisma

Calcolo spinta dovuta all'inerzia della struttura

W peso della struttura

pali	2,00		
lunghezza parte superiore senza con	4,50	m	
peso al metro lineare del palo	12,23	kg	
peso pali d'acciaio	110,07	kg	
peso boiaccia	2.400,00	kg/mc	
diametro perforazione	18,00	cm	
volume pali boiaccia	0,23	mc	
peso pali boiaccia	549,65	kg	
larghezza struttura	0,50	m	
volume terreno intercluso	2,02	mc	
peso terreno intercluso	3.839,86	kg	
peso trave in c.a.			
peso totale struttura W	4.499,58	kg	45,00 kN
C= (S-2)/100 coeff. Sismico	0,03		
Fi (inerzia della struttura sotto sisma solo parte fuori terra)	Fi = C W		1,35 kN

Val San Martino sup 239

Ricalcolo tensioni

Geometria della struttura

sbalzo 5 m d

Parametri geotecnici

peso specifico terra 19 kN/mc
 pi greco 3,141593
 fi 30
 lambda 0,333333 Ka
 coeff passivo 3 kp
 con coeff sicurezza 0,5 1,5 kp/2
 sovraccarico stradale 20 kN/mq
profondità del palo 9 m
 incremento scelto 0 m
 lunghezza del palo 9 m
 sovraccarico stradale 20 kN/mq

Momento

profondità struttura	spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	DFs	Fi	risultante e tensione
9	769,50	-304	270,000		16,88	1,35	93,65 kN
incremento	0,25 m				101,31	6,07	

step	x	kNm	Momento	spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	Taglio
0	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0,25	0,02	0,21 - 23,41 - 23,19	0,20	-	1,67	- 93,65 -	91,79
2	0,5	0,13	0,83 - 46,83 - 45,86	0,79	-	3,33	- 93,65 -	89,53
3	0,75	0,45	1,88 - 70,24 - 67,92	1,78	-	5,00	- 93,65 -	86,87
4	1	1,06	3,33 - 93,65 - 89,26	3,17	-	6,67	- 93,65 -	83,82
5	1,25	2,06	5,21 - 117,07 - 109,80	4,95	-	8,33	- 93,65 -	80,37
6	1,5	3,56	7,50 - 140,48 - 129,42	7,13	-	10,00	- 93,65 -	76,53
7	1,75	5,66	10,21 - 163,89 - 148,03	9,70	-	11,67	- 93,65 -	72,29
8	2	8,44	13,33 - 187,31 - 165,53	12,67	-	13,33	- 93,65 -	67,65
9	2,25	12,02	16,88 - 210,72 - 181,82	16,03	-	15,00	- 93,65 -	62,62
10	2,5	16,49	20,83 - 234,13 - 196,81	19,79	-	16,67	- 93,65 -	57,20
11	2,75	21,95	25,21 - 257,55 - 210,39	23,95	-	18,33	- 93,65 -	51,37
12	3	28,50	30,00 - 280,96 - 222,46	28,50	-	20,00	- 93,65 -	45,15
13	3,25	36,24	35,21 - 304,37 - 232,93	33,45	-	21,67	- 93,65 -	38,54
14	3,5	45,26	40,83 - 327,79 - 241,70	38,79	-	23,33	- 93,65 -	31,53
15	3,75	55,66	46,88 - 351,20 - 248,66	44,53	-	25,00	- 93,65 -	24,12
16	4	67,56	53,33 - 374,61 - 253,73	50,67	-	26,67	- 93,65 -	16,32
17	4,25	81,03	60,21 - 398,03 - 256,79	57,20	-	28,33	- 93,65 -	8,12
18	4,5	96,19	67,50 - 421,44 - 257,75	64,13	Mmax	30,00	- 93,65 -	0,47
19	4,75	113,13	75,21 - 444,85 - 256,52	71,45	-	31,67	- 93,65 -	9,46
20	5	131,94	83,33 - 468,27 - 252,99	79,17	-	33,33	- 93,65 -	18,85
21	5,25	152,74	91,88 - 491,68 - 247,14	87,28	0,89	35,00	- 93,65 -	27,74
22	5,5	175,62	100,83 - 515,09 - 239,24	95,79	3,56	36,67	- 93,65 -	35,24
23	5,75	200,67	110,21 - 538,51 - 229,63	104,70	8,02	38,33	- 93,65 -	41,36
24	6	228,00	120,00 - 561,92 - 218,67	114,00	14,25	40,00	- 93,65 -	46,10
25	6,25	257,70	130,21 - 585,33 - 206,70	123,70	22,27	41,67	- 93,65 -	49,45
26	6,5	289,88	140,83 - 608,75 - 194,06	133,79	32,06	43,33	- 93,65 -	51,41
27	6,75	324,63	151,88 - 632,16 - 181,11	144,28	43,64	45,00	- 93,65 -	51,99
28	7	362,06	163,33 - 655,57 - 168,19	155,17	57,00	46,67	- 93,65 -	51,18
29	7,25	402,25	175,21 - 678,99 - 155,64	166,45	72,14	48,33	- 93,65 -	48,99
30	7,5	445,31	187,50 - 702,40 - 143,81	178,13	89,06	50,00	- 93,65 -	45,41
31	7,75	491,34	200,21 - 725,81 - 133,05	190,20	107,77	51,67	- 93,65 -	40,45
32	8	540,44	213,33 - 749,23 - 123,70	202,67	128,25	53,33	- 93,65 -	34,10
33	8,25	592,71	226,88 - 772,64 - 116,11	215,53	150,52	55,00	- 93,65 -	26,36

Val San Martino sup 239

Verifica dimensionamento

Dimensionamento pali

numero pali in un metro **1**
 M massimo **257,75** kNm 2.577.500 Kg cm

1° ipotesi: cortina di micropali su un'unica fila

M in ogni palo 2577500 kg cm
 sigma ammissibile **2600** kg/cm²
 W 991,35 cmc

2° ipotesi: due file

interasse tra le file **0,5** m
 N sforzo normale 515,50 kN 51.550,00 kg
 sigma ammissibile **2600** kg/cm²
 Area minima sez palo **19,827** cm²

palo scelto in condizioni di esercizio

diametro **70** mm
 spessore **8** mm

e si sceglie

diametro **88,9** mm
 spessore **8** mm

Area sezione del palo 20,33 cm²
 tensione nel palo scelto **2535,36382** kg/cm²

88,90	diametro tubo in mm
8,00	spessore in mm
3,14	pi greco
0,0445	raggio ext
0,0365	raggio int
20,33239	area corona circolare
7850,00	peso spec acciaio
15,96	kg per metro lineare

peso **si** < **2600** kg/cm² **verificata**

Verifica della portanza dei micropali

malta terreno

numero di pali in un metro **1**
 diametro di perforazione **20** cm
 coefficiente di sicurezza **0,85**
 tensione di aderenza **0,2** MPa 200 kN/mq Pa=N/mq
 Tmax in un palo 515,50 kN minima per sabbia con limo
 Lunghezza di ancoraggio necessaria in caso di sisma 4,83 m
 ancoraggio in condizioni di esercizio 4,00 m
 per cui l'incremento dovrebbe essere **0,83** m
 e la lunghezza complessiva del palo ritenuta sufficiente è di **9,00** m

acciaio malta

tensione di aderenza **0,6** MPa 600 kN/mq
 perimetro del palo 0,27928759 mq
 Tmax risultante 687,42 kN **ok, maggiore di quella massima**

Dimensionamento pali tiranti

T in testa **93,65** kN = 9.365 kg 468,25
 interasse **5** m
 sigma ammissibile **2600** kg/cm²

inclinazione dei tiranti:

pi greco 3,14159265
 gradi in un radiante 180
 gradi inclinazione **45**
 frazione dei radianti 4
 coseno 0,70710678

Dywidag	
32,00	diametro in mm
3,14	pi greco
0,0160	raggio in m
0,0008	area sez
7850,00	peso spec acciaio
6,31	kg/m

T massima al singolo tirante 66220,55 kg **662,21** kN
 coefficienti di sicurezza 0,8 **0,8**
 scelta tipo di barre Dywidag **950/1050** N/mm² **950** 760 **1050** 840
 spessore **32** mm
 Area sezione 804,25 mm²
 Tmax del singolo tirante 675,57 kN **verificata**

Verifica allo sfilamento dei tiranti

malta terreno

diametro di perforazione **15** cm
 coefficiente di sicurezza **0,9**
 tensione di aderenza **0,2** MPa Pa=N/mq
 Tmax precedentemente calcolata 662,21 kN 200 kN/mq minima per sabbia con limo
 Lunghezza di ancoraggio necessaria in caso di sisma 7,81 m
 per raggiungere lo strato solido 7,07 m parte di tirante al di fuori dello strato solido
 aggiunti per tenuta acciaio malta 3,12 m
lunghezza ideale del tirante 18,00 m

acciaio malta

tensione di aderenza **0,6** MPa 600 kN/mq
 diametro barra **32** mm
 da aggiungere **4** m
 Tmax risultante 640,96 kN > 662,21 **non verificata!**
 per cui il tirante sotto sisma non si sfilerebbe con altri 0,00 m
 a quelli precedentemente calcolati di 18,00 m
 ma considerando anche la tenuta del tratto al di fuori dello strato solido 7,07 m
 18,00 m
 si ritiene sufficiente un tirante di **18,00** m
 lunghezza complessiva pari a **18,00** m

Tabella riepilogativa delle scelte effettuate in base ai risultati dei calcoli

Strada Val San Martino 239 - tabella riassuntiva	
Micropali	
Num. file di pali	2
sfalsate	si
interasse tra le file (m)	0,5
interasse tra i pali (m)	1
diametro perforazione (mm)	200
lunghezza (m)	9,0
diametro palo (mm)	88,9
spessore (mm)	8
peso al metro (kg)	15,96
lunghezza (m)	9
Tiranti	
inclinazione (°)	45
diametro perforazione (mm)	150
lunghezza (m)	18
barra Dywidag	
tipo	950/1050
spessore (mm)	32
peso al metro (kg)	6,31
lunghezza (m)	18

Verifica della sezione e calcolo del ferro d'armatura della trave di collegamento testa pali e tiranti

Alla sommità della paratia viene collocata una trave di testa in c.a. di sezione 60×100 cm allo scopo di consentire la trasmissione delle forze tra i due ordini di micropali oltre che per realizzare un sistema in cui la deformata sia la stessa lungo tutto lo sviluppo longitudinale della paratia, al fine di ripartire su più micropali un eventuale effetto di sovraccarico localizzato.

Lo schema statico impiegato per la verifica della trave di testa è quello legato al suo comportamento flessionale nel piano orizzontale in cui la trave, soggetta alle reazioni distribuite dei micropali verticali (pari a 132,44 kN/m), si inflette tra due tiranti consecutivi. Lo schema naturale in questa condizione è quello di trave continua su più appoggi (rappresentati dalle reazioni dei tiranti).

Considerando la reazione che deve offrire la struttura nel caso di massima sollecitazione dei tiranti, il carico distribuito applicato alla trave (tre campate di 5 m più due sbalzi laterali di 1,5 m) è pari a 132,44 kN = p_{orizz}

Tenuto conto dello schema statico di trave continua su più appoggi soggetta a un carico distribuito p_{orizz} si ottiene il seguente momento massimo:

$M_{max} = 339,38 \text{ kNm}$ (segue foglio di calcolo excel della trave continua su più appoggi)

Scegliendo una sezione di base 60 cm e altezza 100 cm con 4 cm di copriferro si ottengono le seguenti verifiche:

$$h_s = 0,96 \text{ m}$$

$$A_{\text{ferri}} = M_{\text{max}} / (0,9 \times f_{yd} \times h_s) = 339,38 \times 100 / (0,9 \times 2600 \times 0,96) = 15,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con n. 6 ferri } A_{f \text{ singolo}} = 15,10 / 6 = 2,517 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si scelgono quindi ferri di diametro 18mm con } A_f = 2,54 \text{ cm}^2 \text{ e } A_{f \text{ reale}} = 15,24 \text{ cm}^2 > 15,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcolo asse neutro } N = m A_f / \text{base} \times (-1 + (1 + (2 \times \text{base} \times h_s) / (m \times A_f))^{1/2}) = 18,79 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{cls}} = 2 \times M / (\text{base} \times N \times (h_s - N/3)) = 41,04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 95,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{fe}} = M / (A_f \times (h_s - N/3)) = 2.530 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{famm}} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica a taglio della trave di collegamento

Geometria della struttura

base 60 cm

altezza 100 cm

$T_{\text{max}} = 16.968,88 \text{ Kg}$ (vedi foglio di calcolo suddetto)

$$\tau_{\text{max}} = T_{\text{max}} / 0,9 \times b \times h = T_{\text{max}} / 0,9 (60 * 96) = 16.968,88 / 5.760,00 = 2,95 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{co}} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

essendo la $\tau_{\text{max}} < \tau_{\text{co}}$ non è necessario una armatura a taglio.

Useremo quindi una armatura minima costituita da staffe di diametro 12 mm ogni 20 cm

Verifica a taglio della trave di collegamento in prossimità dei tiranti

Geometria della struttura

base 60 cm

altezza 100 cm

$T_{\text{max}} = 36.917,65 \text{ Kg}$ (vedi foglio di calcolo)

$$\tau_{\text{max}} = T_{\text{max}} / 0,9 \times b \times h = T_{\text{max}} / 0,9 (60 * 96) = 36.917,65 / 5.760,00 = 6,41 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{\text{co}} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcolo delle staffe:

Passo delle staffe $p = 10 \text{ cm}$

$$\text{Area della sezione della singola staffa } A_s = T_{\text{max}} \times p / (0,9 \times h_s \times \sigma_{\text{famm}}) = 1,65 \text{ cm}^2$$

Usando una staffa a due bracci, il diametro corrispondente è pari a 5,12 mm

La staffe scelte saranno del diametro 12 mm > 5,12mm ogni 10 cm

Muro di sostegno in c.a (strada Pecetto 1)

Seguono i fogli di calcolo di “Excel” in cui sono state condotte le verifiche geotecniche del muro nelle diverse sezioni scelte con altezze variabili da 1 a 4 m.

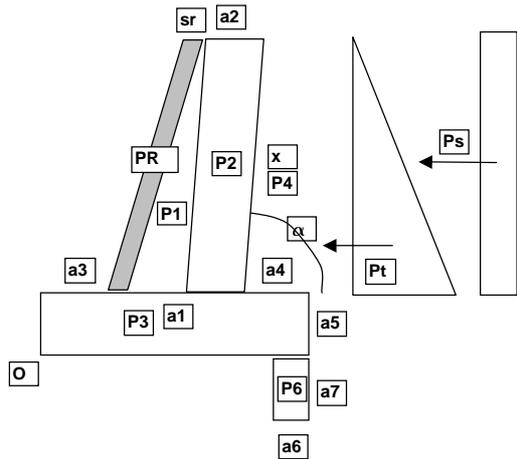
Verifica al ribaltamento, allo scorrimento, carico limite della fondazione

Muro sottoscarpa all'inizio di strada Pecetto (bivio con Val San Martino inf)

Geometria della struttura

altezza muro	x	4 m		
base maggiore	a1	0,6 m		
base minore	a2	0,2 m		
inclinazione paramento interno rispetto all'orizz.		63 °	lato inclinato	4,49 m
esterno fondazione	a3	0,8 m		
interno fondazione	a4	0,3 m	risultato verifica al ribaltamento	verificata
altezza fondazione	a5	0,6 m	risultato verifica allo scorrimento	non verificata
lunghezza fondazione		1,7 m	risultato verifica allo scorrimento con sperone	ok
spessore rivestimento	sr	0,2 m		
larghezza dente	a6	0,5 m		
altezza dente	a7	0,4 m		

		peso specifico kN/mc	peso kN	bracci momenti contro ribaltament o attorno ad O	O
P1	0,8 mc	25	20	1,75	34,92
P2	0,8 mc	25	20	2,3191	46,38
P3	1,02 mc	25	25,5	0,85	21,68
P4	1,2 mc	19	22,8	2,5691	58,57
PR	0,804 mc	22	17,69	2,3191	41,02
P6	0,2 mc	25	5	1,45	7,25
totali			110,99		209,82
	4,824 mc				
	2,820 mc ca				



Parametri geotecnici

peso specifico terra	19 kN/mc
pi greco	3,14
fi	30
lambda	0,33333
c'	0

Calcolo spinta terreno

profondità	4 m
Pt	50,67 kN
bt	1,33
Mt	67,56 kNm

Calcolo spinta sovraccarico

ps	20 kN/mq
Ps	26,6667 kN/mq
bs	2 m
Ms	53,3333 kNm

Momento totale in esercizio 120,89 kNm

Urto veicolo in svio su barriera superiore

Fo eq	100 kN	a	45 °
punto applicazione	Pu 70,71 kN	1 m	dal piano viabile
abbassamento del piano viabile rispetto alla sommità della parete	0 m		
ripartita su due piantoni distanti	1,5 m		
	Pef	35,355 kN	
	bu	5 m	
	Murto	176,775 kNm	

Momento totale con urto 297,66 kNm

Carico limite

Formule di Terzaghi

coefficienti di carico limite		
φ	30 °	0,5236 rad
Nq	18,38	
Nc	30,11	
Nγ	22,38	

larghezza della fondazione	B	1,7 m	
c'		0	
profondità della superficie di appoggio dal piano campagna	D	0,6 m	
sovraccarico presente ai lati della fondazione	q'	11,40 kN/mq	
carico limite	q lim	571,06 kN/mq	
carico dovuto al peso della struttura		110,99 kN	
superficie di appoggio		1,7 mq	
carico unitario della struttura		65,287 kN/mq	
rapporto tra carico limite e carico della struttura		8,75	ok

verifica scivolamento

coefficiente di attrito terra struttura		f	0,5-0,7
f	0,6		
Ntot (peso struttura)	110,99		
Ptot (spinte)	77,33		
Nxf/P	0,861 >	1,3	non verificata
Verifica dopo l'inserimento dello sperone			allora dente di ancoraggio o sperone
inclinazione dovuta al dente	0,322 radianti	18,4 °	sen cos
N'xf/P'	2,03 >	1,3	0,31623 0,9486833
		ok	

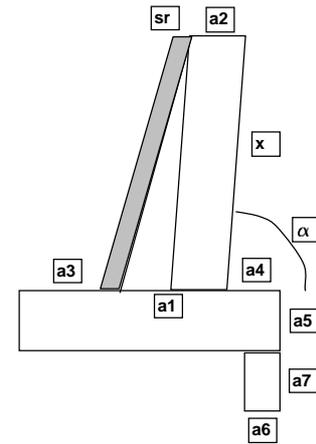
verifica al ribaltamento

M stab	209,82	
M rib	120,89	
rapporto	1,73564274 >	1,5 verificata

Muro sottoscarpa all'inizio di strada Pecetto (bivio con Val San Martino inf)

Geometria della struttura			
altezza muro	x	3 m	
base maggiore	a1	0,5 m	
base minore	a2	0,2 m	
			radianti seno coseno
inclinazione paramento interno		63 °	1,0996 0,89100652 0,454
esterno fondazione	a3	0,75 m	
interno fondazione	a4	0,3 m	risultato verifica al ribaltamento
altezza fondazione	a5	0,6 m	risultato verifica allo scivolamento
lunghezza fondazione		1,55 m	risultato verifica allo scivolamento con sperone
spessore rivestimento		0,2 m	
larghezza dente	a6	0,5 m	
altezza dente	a7	0,4 m	

verificata
non verificata
ok



		peso specifico	peso	bracci	momenti	contro	ribaltamento
		kN	kN				
P1	0,45 mc	25	11,25	1,46	16,42		
P2	0,6 mc	25	15	1,9143	28,71		
P3	0,93	25	23,25	0,775	18,02		
P4	0,9	19	17,1	2,1643	37,01		
PR	0,60299254	22	13,27	1,9643	26,06		
P6	0,2	25	5	1,3	6,50		
totali			84,87		132,72		
	2,18						

Parametri geotecnici

peso specifico terra	19 kN/mc
pi greco	3,14
fi	30
lambda	0,33333
c'	0

Calcolo spinta terreno

profondità	3 m
Pterra	28,50 kN
bt	1,00
Mt	28,50 kNm

Calcolo spinta sovraccarico

ps	20 kN/mq
Ps	20 kN/mq
bs	1,5 m
Ms	30 kNm

Momento totale in esercizio 58,50 kNm

Urto veicolo in svio su barriera superiore

Fo eq	100 kN	a	45 °
	Pu 70,71 kN		
punto applicazione	1 m	dal piano viabile	

abbassamento del piano viabile rispetto alla sommità della parete	0 m
ripartita su due piantoni distanti	1,5 m
	Pef 35,355 kN
	bu 4 m
	Murto 141,42 kNm

Momento totale con urto 199,92 kNm

Carico limite**Formule di Terzaghi**

coefficienti di carico limite		
φ	30 °	0,5236 rad
Nq	18,38	
Nc	30,11	
Nγ	22,38	
larghezza della fondazione	B	1,55 m
c'		0
profondità della superficie di appoggio dal piano campagna	D	0,6 m
sovraccarico presente ai lati della fondazione	q'	11,40 kN/mq
carico limite	q lim	539,17 kN/mq
carico dovuto al peso della struttura		84,87 kN

superficie di appoggio	1,55 mq	
carico unitario della struttura	54,752 kg/cmq	
rapporto tra carico limite e carico della struttura	9,85	ok

verifica scivolamento

coefficiente di attrito terra struttura		f	0,5-0,7	
f	0,6			
Ntot (peso struttura)	84,87			
Ptot (spinte)	48,5			
Nxf/P	1,04988663 >	1,3	non verificata	allora dente di ancoraggio o sperone
Verifica dopo l'inserimento dello sperone				
inclinazione dovuta al dente	0,36397896 radianti	20,9 °		sen cos
N'xf/P'	3,83 >	1,3	ok	0,356 0,9344877

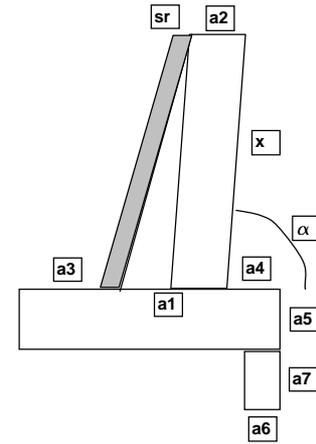
verifica al ribaltamento

M stab	132,72	
M rib	58,50	
rapporto	2,26871771 >	1,5 verificata

Muro sottoscarpa all'inizio di strada Pecetto (bivio con Val San Martino inf)**Geometria della struttura**

altezza muro	x	2 m			
base maggiore	a1	0,4 m			
base minore	a2	0,2 m	radianti	seno	coseno
inclinazione paramento interno		63 °	1,0996	0,89100652	0,454
esterno fondazione	a3	0,5 m			
interno fondazione	a4	0,3 m			
altezza fondazione	a5	0,4 m			
lunghezza fondazione		1,2 m			
spessore rivestimento		0,2 m			
larghezza dente	a6	0,3 m			
altezza dente	a7	0,3 m			

risultato verifica al ribaltamento **verificata**
risultato verifica allo scivolamento **non verificata**
risultato verifica allo scivolamento con sperone **ok**



		peso specifico	peso	bracci	momenti	ribaltamento
		kN	kN		contro	
P1	0,2 mc	25	5	0,97	4,87	
P2	0,4 mc	25	10	1,3095	13,10	
P3	0,48	25	12	0,6	7,20	
P4	0,6	19	11,4	1,5595	17,78	
PR	0,40199502	22	8,84	1,4095	12,47	
P6	0,09	25	2,25	1,05	2,36	
totali			49,49		57,77	

Parametri geotecnici

peso specifico terra	19 kN/mc
pi greco	3,14
fi	30
lambda	0,33333
c'	0

Calcolo spinta terreno

profondità	2 m
Pterra	12,67 kN
bt	0,67
Mt	8,44 kNm

Calcolo spinta sovraccarico

ps	20 kN/mq
Ps	13,3333 kN/mq
bs	1 m
Ms	13,3333 kNm

Momento totale in esercizio 21,78 kNm

Urto veicolo in svio su barriera superiore

Fo eq	100 kN	a	45 °
Pu	70,71 kN		
punto applicazione	1 m	dal piano viabile	
abbassamento del piano viabile rispetto alla sommità della parete	0 m		
ripartita su due piantoni distanti	1,5 m		
Pef	35,355 kN		
bu	3 m		
Murto	106,065 kNm		

Momento totale con urto 127,84 kNm

Carico limite**Formule di Terzaghi**

coefficienti di carico limite		
phi	30 °	0,5236 rad
Nq	18,38	
Nc	30,11	
N-gamma	22,38	
larghezza della fondazione	B	1,2 m
c'		0
profondità della superficie di appoggio dal piano campagna	D	0,4 m
sovraccarico presente ai lati della fondazione	q'	7,60 kN/mq
carico limite	q lim	394,89 kN/mq
carico dovuto al peso della struttura		49,49 kN
superficie di appoggio		1,2 mq
carico unitario della struttura		41,245 kg/cmq

rapporto tra carico limite e
carico della struttura 9,57 **ok**

verifica scivolamento

coefficiente di attrito terra struttura f 0,5-0,7

f 0,6

Ntot (peso struttura) 49,49

Ptot (spinte) 26

Nxf/P 1,1421667 >

1,3 **non verificata** allora dente di ancoraggio o sperone

Verifica dopo l'inserimento dello sperone

inclinazione dovuta al dente 0,32175055 radianti 18,4 °
N'xf/P' 3,67 > 1,3 **ok** 0 sen cos
0,31623 0,9486833

verifica al ribaltamento

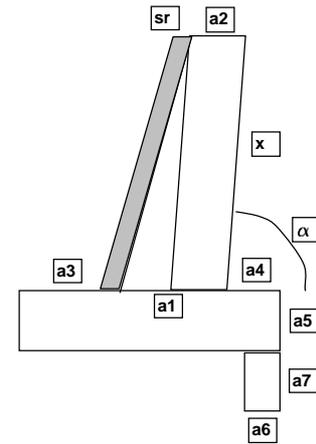
M stab 57,77

M rib 21,78

rapporto 2,65257176 > 1,5 **verificata**

Muro sottoscarpa all'inizio di strada Pecetto (bivio con Val San Martino inf)

Geometria della struttura				
altezza muro	x	1 m		
base maggiore	a1	0,3 m		
base minore	a2	0,2 m	radianti seno	coseno
inclinazione paramento interno		63 °	1,0996	0,89100652
esterno fondazione	a3	0,5 m		
interno fondazione	a4	0,3 m	risultato verifica al ribaltamento	verificata
altezza fondazione	a5	0,4 m	risultato verifica allo scivolamento	ok
lunghezza fondazione		1,1 m	risultato verifica allo scivolamento con sperone	ok
spessore rivestimento		0,2 m		
larghezza dente	a6	0 m		
altezza dente	a7	0 m		



		peso specifico			
		kN	kN	peso	bracci
					momenti
					contro
					ribaltamento
P1	0,05 mc	25	1,25	0,74	0,92
P2	0,2 mc	25	5	0,9548	4,77
P3	0,44	25	11	0,55	6,05
P4	0,3	19	5,7	1,2048	6,87
PR	0,20099751	22	4,42	1,1048	4,89
P6	0	25	0	1,1	0,00
totali			27,37		23,50

Parametri geotecnici		
peso specifico terra	19 kN/mc	
pi greco	3,14	
fi	30	
lambda	0,33333	
c'	0	

Calcolo spinta terreno		
profondità	1 m	
Pterra	3,17 kN	
bt	0,33	
Mt	1,06 kNm	

Calcolo spinta sovraccarico		
ps	20 kN/mq	
Ps	6,66667 kN/mq	
bs	0,5 m	
Ms	3,33333 kNm	

Momento totale in esercizio 4,39 kNm

Urto veicolo in svio su barriera superiore

Fo eq	100 kN	a	45 °
punto applicazione	Pu	70,71 kN	1 m dal piano viabile
abbassamento del piano viabile rispetto alla sommità della parete		0 m	
ripartita su due piantoni distanti		1,5 m	
	Pef	35,355 kN	
	bu	2 m	
	Murto	70,71 kNm	

Momento totale con urto 75,10 kNm

Carico limite**Formule di Terzaghi**

coefficienti di carico limite		
φ	30 °	0,5236 rad
Nq	18,38	
Nc	30,11	
Nγ	22,38	
larghezza della fondazione	B	1,1 m
c'		0
profondità della superficie di appoggio dal piano campagna	D	0,4 m
sovraccarico presente ai lati della fondazione	q'	7,60 kN/mq
carico limite	q lim	373,62 kN/mq
carico dovuto al peso della struttura		27,37 kN
superficie di appoggio		1,1 mq

carico unitario della struttura	24,884 kg/cmq	
rapporto tra carico limite e carico della struttura	15,01	ok

verifica scivolamento

coefficiente di attrito terra struttura		f	0,5-0,7	
f	0,6			
Ntot (peso struttura)	27,37			
Ptot (spinte)	9,83333333			
Nxf/P	1,67015259 >	1,3	ok	allora dente di ancoraggio o sperone

Verifica dopo l'inserimento dello sperone

inclinazione dovuta al dente	0 radianti	0,0 °	0	sen	cos	1
N'xf/P'	1,67 >	1,3	ok			

verifica al ribaltamento

M stab	23,50	
M rib	4,39	
rapporto	5,3537006 >	1,5 verificata

strada Pecetto bivio Val San Martino inf.

Verifica strutturale del muro

	altezza sezione m	Taglio m	altezza della parete m	Momento kN m	As in cmq	numero ferri	As singolo ferro cm2	diámetro scelto cm	As singolo ferro cm2	Af reale m	lunghezza base omogeneizzazione m	m	asse neutro x cm	hs-x/3 cm	σ_{cls} kg/cmq	fck	σ_{Fe} kg/cmq	fyk	
	< 6 kg/cmq																		
normale	0,57	1,933	4	120,89	12.323,03	9,23904	5	1,8478072	fi 16	2,01	10,05	1	15	1,5075	11,69	53,10392	39,71	<	2600
	0,47	1,455	3	58,50	5.963,30	5,42217	5	1,084434	fi 12	1,13	5,65	1	15	0,8475	8,12	44,29394	33,17	<	2600
	0,37	0,975	2	21,78	2.219,96	2,56405	5	0,5128106	fi 8	0,5	2,5	1	15	0,375	4,91	35,36461	25,59	<	2600
con urto	0,492	0,492	1	4,39	447,39	0,70812	5	0,1416237	fi 8	0,5	2,5	1	15	0,375	4,14	25,6198	8,43	<	2600
	0,57	2,817	4	297,66	30.342,90	22,7492	6	3,791536	fi 22	3,8	22,8	1	15	3,42	16,62	51,46021	70,96	<	2600
	0,47	2,516	3	199,92	20.379,20	18,5299	6	3,0883198	fi 20	3,14	18,84	1	15	2,826	13,72	42,42808	70,04	<	2600
	0,37	61,355	2	127,84	13.031,88	15,0518	6	2,5086401	fi 18	2,54	15,24	1	15	2,286	10,92	33,36011	71,55	<	2600
	0,27	45,188	1	75,10	7.655,34	12,1167	6	2,0194525	fi 16	2,01	12,06	1	15	1,809	8,24	24,25373	76,62	<	2600
0,17	8,452	0	35,5	3.618,76	9,09692	6	1,516154	fi 14	1,54	9,24	1	15	1,386	5,62	15,1276	85,17	<	2600	

Materiali									
Ferri									
resistenza ammissibile del ferro				2600		Kg/cm2			
calcestruzzo									
		N/mm2							
resistenza cubica minima		Rck		20,00		25,00		30,00	
resistenza prism		fck		16,60		20,75		24,90	
resistenza a trazione		fct		1,62		1,88		2,12	
modulo elastico		Ec		24.158		26.023,76		27.654	
sigma amm				7,25		8,50		9,75	
taglio		sigma 0		0,47		0,53		0,60	

	cmq	kg/m	
fi 6	0,283	0,222	calcolo
fi 8	0,5	0,395	24,00
fi 10	0,785	0,617	3,14
fi 12	1,13	0,888	0,01200
fi 14	1,54	1,208	4,52389
fi 16	2,01	1,578	7850,00
fi 18	2,54	1,998	3,551
fi 20	3,14	2,466	
fi 22	3,8	2,984	
fi 24	4,52	3,551	

Verifiche strutturali e calcolo delle armature

M max = 297,66 kNm

Scegliendo una sezione di base 100 cm (consideriamo una striscia di un metro) e altezza 60 cm si effettuano i seguenti calcoli:

A ferri = M max / (0,9 x fyd x hs) = 297,66 x 1000 / (0,9 x 260 x 0,57) = 22,75 cmq

Con n. 6 ferri A f singolo 22,75 / 6 = 3,79 cmq

Si scelgono quindi ferri di diametro 22 mm con Af = 3,84 cmq e A f reale = 22,8 cmq > 22,75 cmq

Calcolo asse neutro N = m Af/base x (-1 + (1+(2x base x hs)/(m x Af))^1/2) = 16,62 cm

sigma cls = 2 x M / (base x N x (hs-N/3)) = 70,96 kg/cmq < sigma amm = 95,65 Kg/cmq

sigma Fe = M / (Af x (hs-N/3)) = 2.586 kg/cmq < sigma Fe amm = 2600 Kg/cmq

Verifica strutturale della fondazione

Si calcola il carico di esercizio nella sezione con altezza del muro di 4 m. (vedi foglio di calcolo relativo)

carico unitario = 65,287 kN/mq

con profondità di 1 m il carico al metro lineare è il medesimo.

Considerando la lunghezza della mensola esterna (vedi valore a3= 0,8 m) si ottiene un momento orario pari a:

M or = p x l ^2 / 2 = 65,287 x 0,8 ^2 / 2 = 20,89 kN/m

quindi il momento della sezione di incastro della fondazione sarà:

M max muro + M max fondazione = 297,66 + 20,89 = 318,55 kN/m

	altezza sezione m	Taglio m	altezza della parete m	Momento kN m	As in cmq	numero ferri	As singolo ferro cm2	diámetro scelto cm	As singolo ferro cm2	Af reale m	lunghezza base coeff di omogeneizzazione m	m	asse neutro x cm	hs-x/3 cm	σ_{cls} kg/cmq	fck	σ_{Fe} kg/cmq	fyk	
	0,57	2,817	4	318,55	32.471,97	24,3455	7	3,4779221	fi 22	3,8	26,6	1	15	3,99	17,71	51,09751	71,78	<	2600

SOMMARIO

Riferimenti normativi – bibliografia	1
Caratteristiche dei materiali	2
Conglomerato cementizio	2
Acciaio per armatura	2
Classe di esposizione – copriferro minimo.	2
strada Val San Martino 239	2
Stratigrafia e caratteristiche geotecniche dei terreni	2
Calcolo della profondità della cortina dei micropali.	3
Verifica allo sfilamento malta terreno	4
Verifica allo sfilamento acciaio malta	5
Dimensionamento dei tiranti	5
Verifica della sezione e calcolo del ferro d'armatura della trave di collegamento testa pali e tiranti	6
Muro di sostegno in c.a (strada Pecetto 1)	8