

COMUNE DI LODE'
PROVINCIA DI NUORO

Costruzione di un muro di sostegno
in Corso Villanova

(Messa in sicurezza del versante in conseguenza di frane e smottamenti
nella strada di accesso all'abitato ID 21365 - CIG ZB01FB4776

ALL. 2 RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA: -

PROGETTO ESECUTIVO

IL PROGETTISTA

Ing. Francesco Trudu

IL COMMITTENTE

Amm. Comunale Lodè

Agosto 2018



PROGETTO/LAVORI

Costruzione di un muro di sostegno in Corso Villanova - Muro "TIPO 1" sul corso Villanova

COMMITTENTE

Amm. Comunale Lodè

COMUNE

Lodè

ANNOTAZIONI

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche di tipo geotecnico (ribaltamento, scorrimento, carico limite, stabilità globale) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo EQU

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,3$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f'=1$

coesione efficace $g_{c'}=1$

coesione non drenata $g_{cu}=1$

peso dell'unità di volume $g_g=1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f'=1,25$

coesione efficace $g_{c'}=1,25$

coesione non drenata $g_{cu}=1,4$

peso dell'unità di volume $g_g=1$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R3

Opera di sostegno:

coeff. sicurezza al ribaltamento $g_{Rib}=1,15$

coeff. sicurezza allo scorrimento $g_{Scorr}=1,1$

coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno $g_{Qlim}=1,4$

coeff. sicurezza resistenza del terreno a valle $g_{Sp}=1,4$

Pali di fondazione:

coeff. sicurezza resistenza alla base $g_b=1,35$

coeff. sicurezza resistenza laterale in compressione $g_s=1,15$

coeff. sicurezza resistenza laterale in trazione $g_{st}=1,25$

coeff. sicurezza resistenza a carichi trasversali $g_T=1,3$

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale sono condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

UNITA' DI MISURA

Sistema Tecnico

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, spostamenti ...): m

Aree sezioni: mq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: m^4

Forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente - per metro lineare di muro): $kg \cdot m$

Sovraccarico uniformemente ripartito: kg/mq

Coesione: kg/mq

Pesi unità di volume: kg/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cm

tempi: secondi (s)

velocità: m/s

accelerazioni: m/s^2

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

calcoli strutturali

dimensioni, copriferro, interferro: cm

diametri tondini, staffe e spirali: mm

aree sezioni: cm^2

volumi: cm^3

Momenti di inerzia sezioni: cm^4

Tensioni/pressioni, Moduli elastici, carico limite unitario, resistenze mater.: kg/cm^2

METODI DI CALCOLO

Muro

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata

calcolo del carico limite del complesso fondazione superficiale-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

stabilità globale: metodo di Bishop

analisi sismica: metodo pseudostatico

calcolo spostamenti permanenti indotti dal sisma: metodo Newmark > Whitman e Liao

Pali di fondazione

valori del fattore di forma N_q per il carico limite assiale: Berezantzev et al. (1961)

valori del fattore di forma N_q per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)

Analisi del palo sotto carichi di esercizio (verifiche strutturali e calcolo spostamenti nel palo):

"Palo elastico su suolo elastico alla Winkler" - soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

SISTEMA DI RIFERIMENTO ASSOLUTO

Origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse X orizzontale verso monte, asse Y verticale verso l'alto, asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

INPUT DEL PROBLEMA

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni di rottura drenate - Assenza di pressioni neutre

TIPOLOGIA E SEZIONE MURO

Muro a sbalzo in C.A.

DATI GEOMETRICI

Sezione muro

scarpa esterna, $Se=0$ m
spessore muro in testa, $Bm=0,3$ m
scarpa interna, $Si=0$ m
altezza parte superiore muro, $Hm=2,7$ m
altezza complessiva muro, $H=3,2$ m
altezza fondazione, $Hf=0,5$ m
larghezza fondazione, $B=2,3$ m
sviluppo fondazione a monte, $L=1$ m
sviluppo longitudinale del muro (lungo l'asse Z), $Lz=90$ m

Terreni circostanti

inclinazione pendio di monte rispetto all'orizzontale, $i(^{\circ})=20$
affond. piano di posa fondazione, $D=0,6$ m
affond. terreno di monte rispetto al coronamento muro, $Ha=0$ m
angolo di rotazione del piano di posa della fondaz. rispetto all'orizzontale, $\alpha(^{\circ})=0$
spessore del magrone, $Sm=0,1$ m

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume dell'acqua, $gw=1000$ kg/mc

Terreno spingente (1)

peso dell'unità di volume, $g=2000$ kg/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi(^{\circ})=30$
coesione drenata terreno spingente, $c'=0,000002$ kg/mq
angolo di attrito diaframma verticale da estremo di fondaz. di monte = 20°

Terreno di fondazione (2)

peso dell'unità di volume, $g=2100$ kg/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi(^{\circ})=32$
coesione drenata terreno di fondazione, $c'=0,00003$ kg/mq
costante di sottofondo o di Winkler del terreno di fondazione, $kt=10$ kg/cm

Terreno di riporto sopra la fondazione di monte (3)

peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la fondaz., $g3=1800$ kg/mc

PROPRIETA' AL CONTATTO MURO-TERRENI E PALI-TERRENI

Angoli di attrito sulle superfici di contatto muro-terreni

angolo di attrito terrapieno-muro, $\delta=20^{\circ}$
angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno, $\delta_1=32^{\circ}$
adesione al contatto muro-magrone o muro-terreno $ad_1=0$ kg/mq
angolo di attrito magrone-terreno di fondazione, $\delta_2=32^{\circ}$
adesione al contatto magrone-terrenodi fondazione $ad_2=0$ kg/mq

DATI MATERIALE MURO E PALI

peso dell'unità di volume, $gm=2500$ kg/mc
peso dell'unità di volume del magrone = 2000 kg/mc

Calcestruzzo

resistenza caratteristica cubica a compressione, $Rck=300$ kg/cm²
modulo di elasticità longitudinale, $Ec=319.173$ kg/cm²
coeff. parziale di sicurezza = $1,5$
diagramma di progetto tensione-deformazione: parabola-rettangolo
deformazione $\epsilon_{c2} = 0,2\%$
deformazione $\epsilon_{c3} = 0,175\%$
deformazione $\epsilon_{c4} = 0,07\%$
deformazione di rottura o ultima = $0,35\%$
resistenza media a compress. cilindrica, $f_{cm}=330,55$ kg/cm²
resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg, $f_{ck}=249$ kg/cm²
resistenza di progetto a compress., $f_{cd}=141,1$ kg/cm²
resistenza media a trazione, $f_{ctm}=25,75$ kg/cm²
resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}=18,02$ kg/cm²
resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}=12,01$ kg/cm²

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale, $E_s=2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

diagramma di progetto tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}=4.500,00 \text{ kg/cm}^2$

resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=3.913,04 \text{ kg/cm}^2$

SOVRACCARICHI: 1) UNIFORMEMENTE RIPARTITO SUL TERRAPIENO; 2) CONCENTRATO SUL MURO

terrapieno: di tipo permanente, $g_1=0 \text{ kg/m}^2$

terrapieno: di tipo variabile, $q_1=50 \text{ kg/m}^2$

muro (di tipo permanente), componente orizz. $H_2=0 \text{ kg/m}$

muro (di tipo permanente), componente vert. $V_2=200 \text{ kg/m}$

AZIONE SISMICA

non viene considerata

DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO

Muro

rapporto armature = 0

diametro armatura trasversale (staffe o di ripartizione), $d_{st}=8 \text{ mm}$

numero di braccia delle eventuali staffe per ml di muro = 4

percentuale dell'armatura longit. a flessione per determinare l'armat. di ripartiz. = 20%

Muro e pali (quando presenti)

diametro tondini = 12 mm

copriferro = 4 cm

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 30 cm

VERIFICHE AGLI S.L.E.

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della

fondazione = 0,005 ($\beta_{max}=0,29^\circ$)

spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm

IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2) - di riporto sopra la fondaz. di monte (3)

Condizioni di spinta "attiva"

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni fondamentali (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (muro)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- carico concentrato sul coronamento del muro e sovraccario permanente sul terrapieno
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario sul terrapieno q_1 (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario

Combinazioni sismiche

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

OUTPUT DEL PROBLEMA

AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)

Muro

area = 1,96 mq

peso = 4.900,00 kg

ascissa baricentro muro = 1,15 m

ordinata baricentro muro = 0,91 m

Terreno di riporto sopra la fondazione a monte

area = 2,88 mq

peso = 5.187,57 kg

ascissa baricentro terreno = 1,81 m

ordinata baricentro terreno = 1,94 m

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=30^\circ$

coesione drenata di progetto terreno spingente, $\text{C1d}=0 \text{ kg/mq}$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=5.260,92 \text{ kg}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=4.943,65 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=1,19 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=1.799,34 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=2,3 \text{ m}$

Momento ribaltante, $\text{Mrib}=7.634,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $\text{Mstab}=19.395,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 2,54

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=30^\circ$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=5.260,92 \text{ kg}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=4.943,65 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=1,19 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=1.799,34 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=2,3 \text{ m}$

Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $\text{Tlim}=7.552,74 \text{ kg}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $\text{Rh}=6.426,74 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,18

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,22

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\text{Fi2d} (^\circ)=32$

coesione drenata terreno di fondazione, $\text{c'2d}=0 \text{ kg/mq}$

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $\text{g1}=2000 \text{ kg/mc}$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $\text{g2}=2100 \text{ kg/mc}$

Risultante dei carichi in fondazione, $\text{R}=13.689,28 \text{ kg}$

componente normale al piano posa fondazione, $\text{Rn}=12.086,91 \text{ kg}$

componente tangenziale al piano posa fondazione, $\text{Rt}=6.426,74 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = 28°

eccentricità di R, $E_c = -0,18$ m

$B/6 = 0,38$ m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $B' = 1,95$ m

Fattori del carico limite

$N_c = 35,49$

$N_q = 23,18$

$N_g = 30,21$

Fattori di inclinazione del carico

$i_c = 0,47$

$i_q = 0,47$

$i_g = 0,02$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c = 1$

$\alpha_q = 1$

$\alpha_g = 1$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 1,42$ kg/cm²

Carico limite, $Q_{lim} = 27.562,46$ kg

Sottospinta, $S_w = 0,00$ kg

Carico di esercizio, $Q_{es} = R_n - S_w = 12.086,91$ kg

Coeff. di sicurezza = 2,28

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, $F_{id} (^\circ) = 26,56$

coesione drenata di progetto, $C'd = 0$ kg/m²

Cerchio critico: $X_c (m) = 1,15$ $Y_c (m) = 6,4$ $R_c (m) = 6,62$

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	73,43	0	-26,96	0	0,38	0	6,4	0	102,68	39,91
2	209,09	0	-23,33	0	0,38	0	6,4	0	273,55	106,32
3	323,26	0	-19,79	0	0,38	0	6,4	0	399,4	155,24
4	417,47	0	-16,32	0	0,38	0	6,4	0	490,9	190,8
5	492,87	0	-12,92	0	0,38	0	6,4	0	555,2	215,79
6	550,32	0	-9,57	0	0,38	0	6,4	0	597,23	232,13
7	590,46	0	-6,25	0	0,38	0	6,4	0	620,38	241,13
8	613,68	0	-2,95	0	0,38	0	6,4	0	627,04	243,71
9	1270,44	0	0	0	0,3	0	6,4	0	1270,44	493,79
10	2789,07	0	3,04	0	0,4	0	6,4	0	2736,57	1063,64
11	2879,11	0	6,52	0	0,4	0	6,4	0	2774,59	1078,42
12	2949,27	0	10,03	0	0,4	0	6,4	0	2802,4	1089,22
13	2999,01	0	13,57	0	0,4	0	6,4	0	2820,47	1096,25
14	3027,52	0	17,17	0	0,4	0	6,4	0	2828,94	1099,54
15	3033,64	0	20,85	0	0,4	0	6,4	0	2827,58	1099,01
16	3015,83	0	24,61	0	0,4	0	6,4	0	2815,77	1094,42
17	2972	0	28,49	0	0,4	0	6,4	0	2792,38	1085,33
18	2899,32	0	32,52	0	0,4	0	6,4	0	2755,56	1071,02
19	2793,9	0	36,75	0	0,4	0	6,4	0	2702,4	1050,36
20	2650,21	0	41,22	0	0,4	0	6,4	0	2628,25	1021,54
21	2459,97	0	46,02	0	0,4	0	6,4	0	2525,36	981,55
22	2209,98	0	51,3	0	0,4	0	6,4	0	2379,78	924,96
23	1876,41	0	57,28	0	0,4	0	6,4	0	2162,9	840,66
24	1406,11	0	64,53	0	0,4	0	6,4	0	1800,45	699,79
25	563,68	0	75,52	0	0,4	0	6,4	0	899,93	349,78

$L (m) = 12,86$

$M_{resist} = 149.527,83$ kg*m

$M_{instab} = 116.259,84$ kg*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,286

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

Momento flettente sezione di incastro, $M_y = 2.864,09 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Taglio sezione di incastro, $T_z = -5.376,54 \text{ kg}$

armatura inferiore = 10,18 cmq (9 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us} = 17.285,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui} = -7.919,61 \text{ kg} \cdot \text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd} = 17.285,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro, $M_y = -2.301,80 \text{ kg} \cdot \text{m}$

taglio sezione di incastro, $T_z = 4.110,02 \text{ kg}$

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 10,18 cmq (9 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us} = 7.919,61 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui} = -17.285,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd} = -17.285,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$

MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 2,7 m largh. sez = 0,3 m)

Momento ribaltante, $M_{rib} = 3.319,65 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab} = 643,56 \text{ kg} \cdot \text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h = 3.688,50 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v = 3.257,70 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e = -0,97 \text{ m}$ ($u = -0,82 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y = 3.164,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Sforzo normale, $N_x = -3.257,70 \text{ kg}$

Taglio, $T_z = -3.688,50 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f} = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us} = 4.918,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui} = -4.918,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd} = 4.918,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,35 m largh. sez = 0,3 m)

Momento ribaltante, $M_{rib} = 414,96 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab} = 259,33 \text{ kg} \cdot \text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h = 922,13 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v = 1.470,67 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e = -0,26 \text{ m}$ ($u = -0,11 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y = 376,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Sforzo normale, $N_x = -1.470,67 \text{ kg}$

Taglio, $T_z = -922,13 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f} = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us} = 4.695,68 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui} = -4.695,68 \text{ kg} \cdot \text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd} = 4.695,68 \text{ kg} \cdot \text{m}$

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\phi_{1d}=30^\circ$

coesione drenata di progetto terreno spingente, $c_{1d}=0$ kg/mq

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $St=5.339,46$ kg

componente orizzontale, $S_{th}=5.017,45$ kg

braccio componente orizzontale, $Y_{St}=1,19$ m

componente verticale, $S_{tv}=1.826,20$ kg

braccio componente verticale, $X_{St}=2,3$ m

Momento ribaltante, $M_{rib}=7.748,89$ kg*m

Momento stabilizzante, $M_{stab}=19.457,50$ kg*m

Coeff. di sicurezza = 2,51

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\phi_{1d}=30^\circ$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $St=5.339,46$ kg

componente orizzontale, $S_{th}=5.017,45$ kg

braccio componente orizzontale, $Y_{St}=1,19$ m

componente verticale, $S_{tv}=1.826,20$ kg

braccio componente verticale, $X_{St}=2,3$ m

Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $T_{lim}=7.569,53$ kg

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $R_h=6.522,69$ kg

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,16

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,21

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\phi_{2d} (^\circ)=32$

coesione drenata terreno di fondazione, $c'_{2d}=0$ kg/mq

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=2000$ kg/mc

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=2100$ kg/mc

Risultante dei carichi in fondazione, $R=13.758,24$ kg

componente normale al piano posa fondazione, $R_n=12.113,78$ kg

componente tangenziale al piano posa fondazione, $R_t=6.522,69$ kg

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = $28,3^\circ$

eccentricità di R, $E_c=-0,18$ m

$B/6 = 0,38$ m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,93$ m

Fattori del carico limite

$N_c=35,49$

$N_q=23,18$

$N_g=30,21$

Fattori di inclinazione del carico

$i_c=0,47$

$i_q=0,47$

$i_g=0,01$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c=1$

$\alpha_q=1$

$\alpha_g=1$

Carico limite unitario, $q_{lim}=1,39 \text{ kg/cm}^2$
 Carico limite, $Q_{lim}=26.852,65 \text{ kg}$
 Sottospinta, $Sw=0,00 \text{ kg}$
 Carico di esercizio, $Q_{es}=R_n-Sw=12.113,78 \text{ kg}$
 Coeff. di sicurezza = 2,22
VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, $Fid(^{\circ})=26,56$

coesione drenata di progetto, $C'd=0 \text{ kg/m}^2$

Cerchio critico: $X_c(m)=1,15$ $Y_c(m)=6,4$ $R_c(m)=6,62$

concio	Wt	Wq	alfa ($^{\circ}$)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	73,43	0	-26,96	0	0,38	0	6,4	0	102,76	40,06
2	209,09	0	-23,33	0	0,38	0	6,4	0	273,71	106,7
3	323,26	0	-19,79	0	0,38	0	6,4	0	399,59	155,77
4	417,47	0	-16,32	0	0,38	0	6,4	0	491,08	191,43
5	492,87	0	-12,92	0	0,38	0	6,4	0	555,36	216,49
6	550,32	0	-9,57	0	0,38	0	6,4	0	597,35	232,85
7	590,46	0	-6,25	0	0,38	0	6,4	0	620,46	241,86
8	613,68	0	-2,95	0	0,38	0	6,4	0	627,07	244,44
9	1270,44	0	0	0	0,3	0	6,4	0	1270,44	495,24
10	2789,07	26,05	3,04	0	0,4	0	6,4	0	2761,96	1076,65
11	2879,11	26,05	6,52	0	0,4	0	6,4	0	2799,35	1091,22
12	2949,27	26,05	10,03	0	0,4	0	6,4	0	2826,62	1101,86
13	2999,01	26,05	13,57	0	0,4	0	6,4	0	2844,25	1108,73
14	3027,52	26,05	17,17	0	0,4	0	6,4	0	2852,38	1111,9
15	3033,64	26,05	20,85	0	0,4	0	6,4	0	2850,78	1111,27
16	3015,83	26,05	24,61	0	0,4	0	6,4	0	2838,84	1106,62
17	2972	26,05	28,49	0	0,4	0	6,4	0	2815,42	1097,49
18	2899,32	26,05	32,52	0	0,4	0	6,4	0	2778,7	1083,17
19	2793,9	26,05	36,75	0	0,4	0	6,4	0	2725,8	1062,55
20	2650,21	26,05	41,22	0	0,4	0	6,4	0	2652,11	1033,83
21	2459,97	26,05	46,02	0	0,4	0	6,4	0	2549,96	994,01
22	2209,98	26,05	51,3	0	0,4	0	6,4	0	2405,53	937,71
23	1876,41	26,05	57,28	0	0,4	0	6,4	0	2190,5	853,89
24	1406,11	26,05	64,53	0	0,4	0	6,4	0	1831,4	713,9
25	563,68	26,05	75,52	0	0,4	0	6,4	0	939,87	366,37

$L(m) = 12,86$

$M_{resist} = 150.888,24 \text{ kg} \cdot m$

$M_{instab} = 117.661,17 \text{ kg} \cdot m$

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,282

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

Momento flettente sezione di incastro, $My=2.903,39 \text{ kg} \cdot m$

Taglio sezione di incastro, $Tz=-5.441,49 \text{ kg}$

armatura inferiore = 10,18 cmq (9 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=17.285,67 \text{ kg} \cdot m$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-7.919,61 \text{ kg} \cdot m$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=17.285,67 \text{ kg} \cdot m$

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro, $My=-2.369,33 \text{ kg} \cdot m$

taglio sezione di incastro, $Tz=4.231,43 \text{ kg}$

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 10,18 cmq (9 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=7.919,61 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-17.285,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=-17.285,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$

MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 2,7 m largh. sez = 0,3 m)

Momento ribaltante, $M_{rib}=3.385,07 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab}=649,66 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=3.761,19 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=3.278,05 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,98 \text{ m}$ ($u = -0,83 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y=3.227,12 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Sforzo normale, $N_x=-3.278,05 \text{ kg}$

Taglio, $T_z=-3.761,19 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f}=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=4.920,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-4.920,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=4.920,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,35 m largh. sez = 0,3 m)

Momento ribaltante, $M_{rib}=431,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab}=262,38 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=958,47 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=1.480,85 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,26 \text{ m}$ ($u = -0,11 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y=391,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Sforzo normale, $N_x=-1.480,85 \text{ kg}$

Taglio, $T_z=-958,47 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f}=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=4.696,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-4.696,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=4.696,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$

ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE MURO

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe

Mensola di fondazione di valle

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 5.441,49 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=18.295,9 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd}=142.228,8 \text{ kg}$

essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 33,3 cm

Mensola di fondazione di monte

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 4.231,43 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=18.295,9 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd}=142.228,8 \text{ kg}$

essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 33,3 cm

Mensola in elevazione

Sez. 1-1

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $Tz_{max} = 3.761,19 \text{ kg}$
 Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $Tcls = 11.937,7 \text{ kg}$
 Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $Vrcd = 78.733,8 \text{ kg}$
 essendo $Tz_{max} \leq Tcls$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)
 armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 19,8 cm

Sez. 2-2

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $Tz_{max} = 958,47 \text{ kg}$
 Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $Tcls = 11.937,7 \text{ kg}$
 Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $Vrcd = 78.733,8 \text{ kg}$
 essendo $Tz_{max} \leq Tcls$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)
 armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 19,8 cm

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 13.058,83 \text{ kg}$
 componente orizzontale dei carichi in fondazione, $Rh = 4.943,65 \text{ kg}$
 componente verticale dei carichi in fondazione, $Rv = 12.086,91 \text{ kg}$
 angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $22,24^\circ$
 eccentricità di R, $Ec = -48,88 \text{ m}$
 limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 16,67 \text{ m}$
 distanza di R dal lembo maggiormente compresso, $u = 1,12 \text{ m}$
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p1 = 7.202,4 \text{ kg/mq}$
 cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w1 = 0,07 \text{ cm}$
 tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,000215$ ($\beta = 0,01^\circ$)
 Verifica allo S.L.E. soddisfatta

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 13.111,77 \text{ kg}$
 componente orizzontale dei carichi in fondazione, $Rh = 5.017,45 \text{ kg}$
 componente verticale dei carichi in fondazione, $Rv = 12.113,78 \text{ kg}$
 angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $22,5^\circ$
 eccentricità di R, $Ec = -48,89 \text{ m}$
 limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 16,67 \text{ m}$
 distanza di R dal lembo maggiormente compresso, $u = 1,11 \text{ m}$
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p1 = 7.248,3 \text{ kg/mq}$
 cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w1 = 0,07 \text{ cm}$
 tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,000217$ ($\beta = 0,01^\circ$)
 Verifica allo S.L.E. soddisfatta

ARMATURE DI CALCOLO

Mensola di fondazione di valle		armatura
lembo superiore		4 Φ 12 (4,52 cmq)
lembo inferiore		9 Φ 12 (10,18 cmq)
Mensola di fondazione di monte		armatura
lembo superiore		9 Φ 12 (10,18 cmq)
lembo inferiore		4 Φ 12 (4,52 cmq)
Mensola in elevazione		armatura
sez. 1-1 (H = 2,7 m)		
lato terra		4 Φ 12 (4,52 cmq)
lato libero		4 Φ 12 (4,52 cmq)
sez. 2-2 (H = 1,35 m)		
lato terra		4 Φ 12 (4,52 cmq)

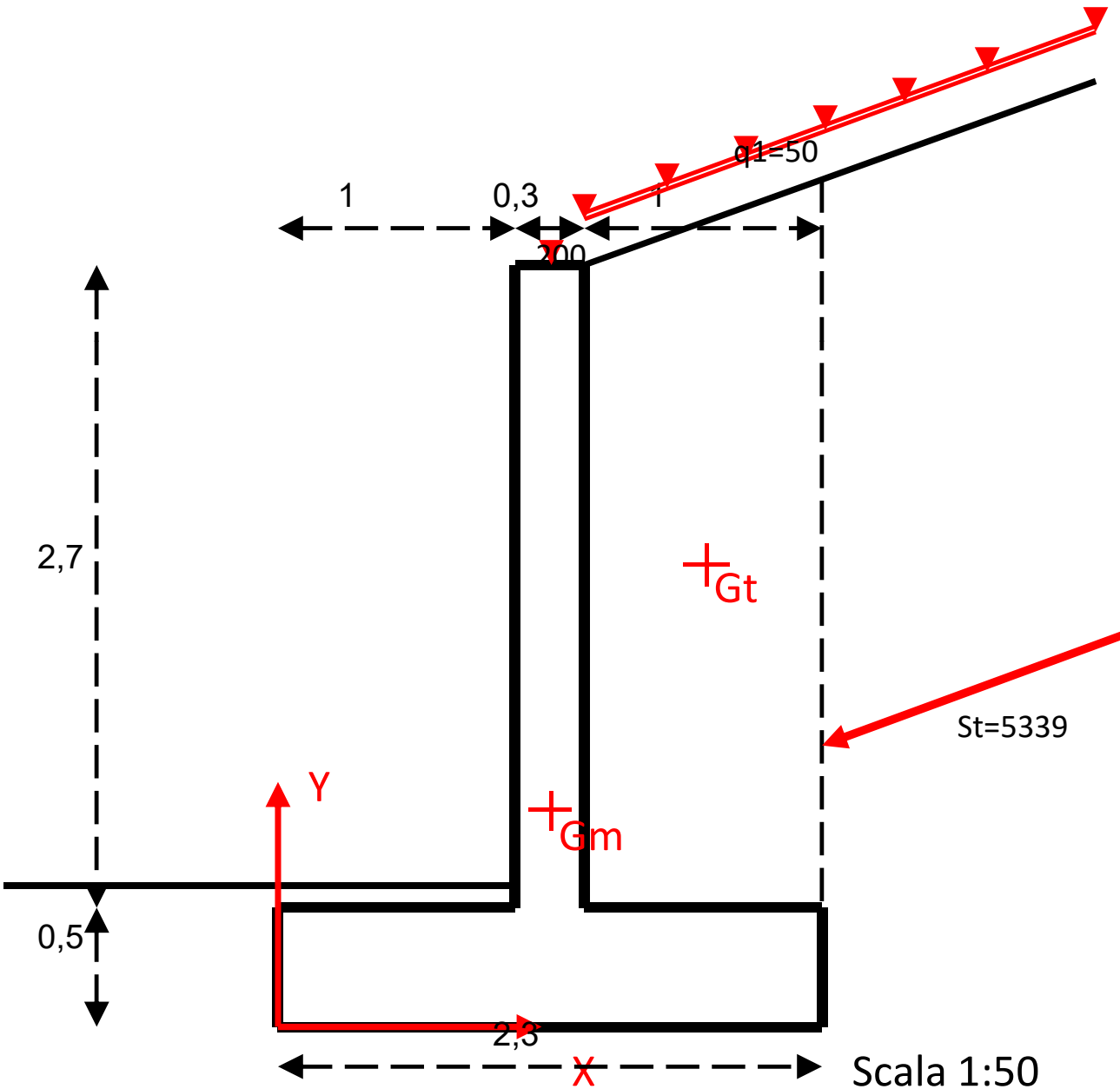
COMPUTO METRICO MATERIALI

MURO	<u>per ml di muro</u>	<u>complessivo</u>
Calcestruzzo	1,96 mc	176,40 mc
Acciaio		
- a flessione (f12)	67,6 m	6.086,7 m
	60 kg	5.404 kg
- a taglio/ripartiz. (f8)	55,9 m	5.030,9 m
	22 kg	1.985 kg
incidenza acciaio/cls = 41,9 kg/mc		
Magrone di cls	0,25 mc	22,50 mc
Casseformi	6,40 mq	576,00 mq

Il Tecnico

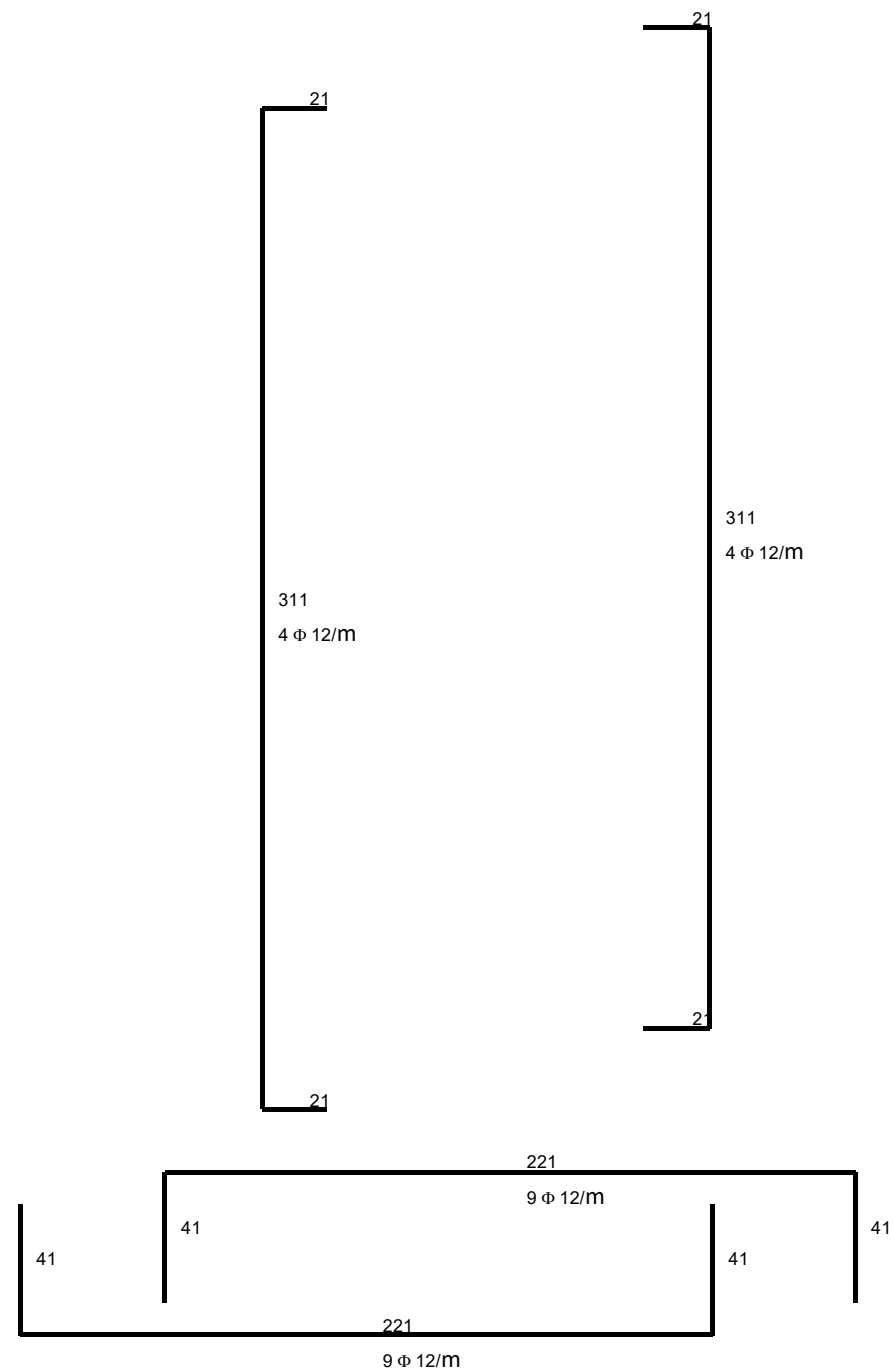
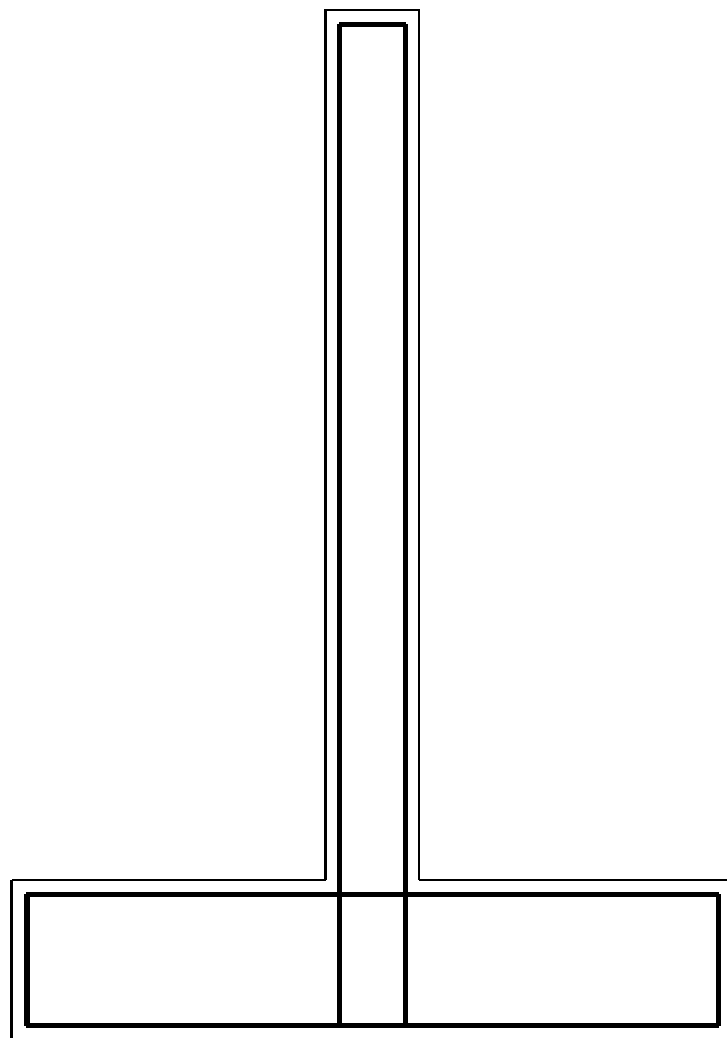
Ing.Francesco Trudu

Schema Grafico del Muro

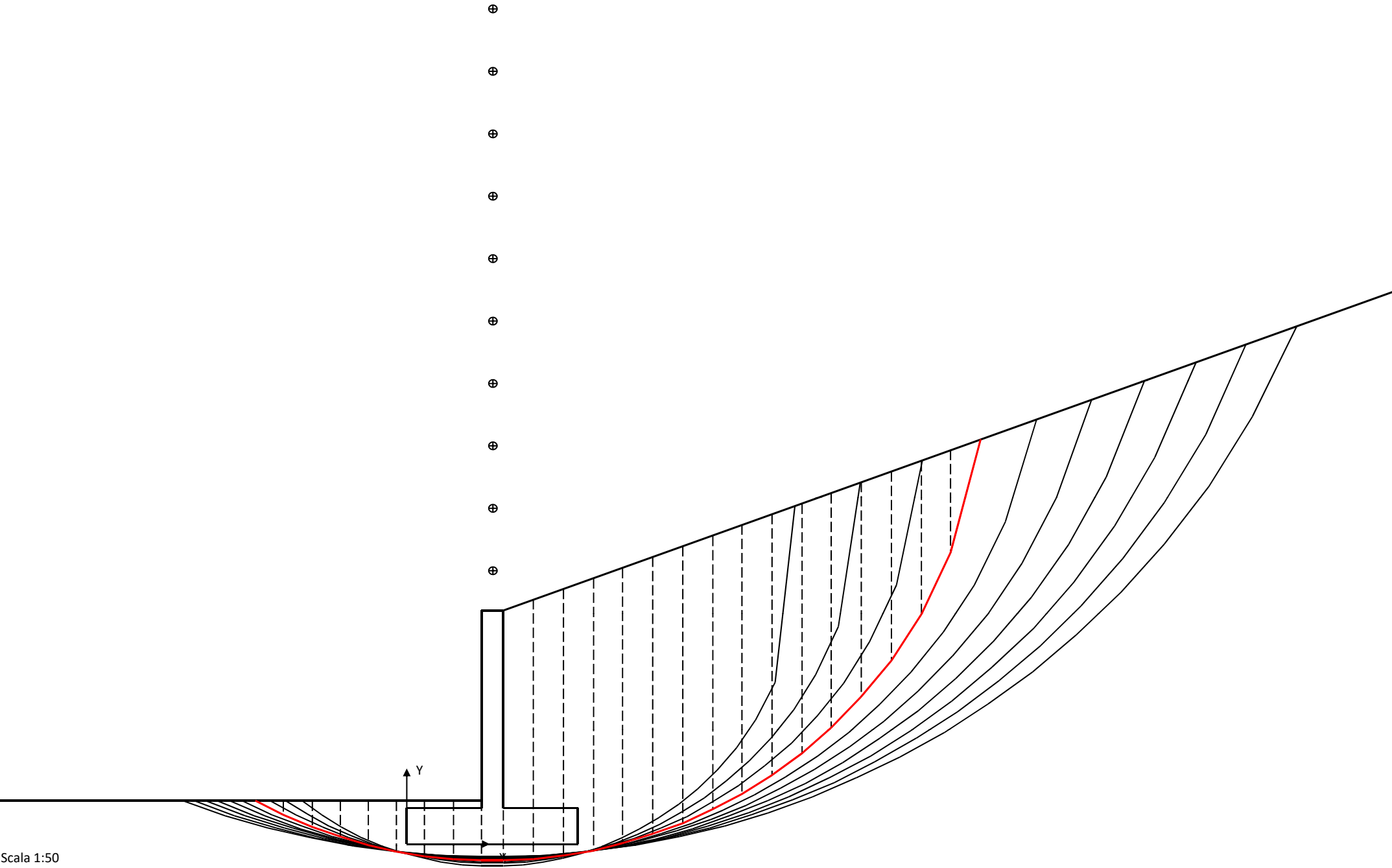


Muro "TIPO 1" sul corso Villanova

ESECUTIVO C.A. (scala 1:20)



Distinta Armature



Scala 1:50

PROGETTO/LAVORI

Costruzione di un muro di sostegno in Corso Villanova - Muro "TIPO 2" su Via Cantaru

COMMITTENTE

Amm. Comunale Lodè

COMUNE

Lodè

ANNOTAZIONI

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche di tipo geotecnico (ribaltamento, scorrimento, carico limite, stabilità globale) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo EQU

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,3$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f'=1$

coesione efficace $g_{c'}=1$

coesione non drenata $g_{cu}=1$

peso dell'unità di volume $g_g=1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f'=1,25$

coesione efficace $g_{c'}=1,25$

coesione non drenata $g_{cu}=1,4$

peso dell'unità di volume $g_g=1$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R3

Opera di sostegno:

coeff. sicurezza al ribaltamento $g_{Rib}=1,15$

coeff. sicurezza allo scorrimento $g_{Scorr}=1,1$

coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno $g_{Qlim}=1,4$

coeff. sicurezza resistenza del terreno a valle $g_{Sp}=1,4$

Pali di fondazione:

coeff. sicurezza resistenza alla base $g_b=1,35$

coeff. sicurezza resistenza laterale in compressione $g_s=1,15$

coeff. sicurezza resistenza laterale in trazione $g_{st}=1,25$

coeff. sicurezza resistenza a carichi trasversali $g_T=1,3$

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale sono condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

UNITA' DI MISURA

Sistema Tecnico

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, spostamenti ...): m

Aree sezioni: mq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: m^4

Forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente - per metro lineare di muro): $kg \cdot m$

Sovraccarico uniformemente ripartito: kg/mq

Coesione: kg/mq

Pesi unità di volume: kg/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cm

tempi: secondi (s)

velocità: m/s

accelerazioni: m/s^2

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

calcoli strutturali

dimensioni, copriferro, interferro: cm

diametri tondini, staffe e spirali: mm

aree sezioni: cm^2

volumi: cm^3

Momenti di inerzia sezioni: cm^4

Tensioni/pressioni, Moduli elastici, carico limite unitario, resistenze mater.: kg/cm^2

METODI DI CALCOLO

Muro

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata

calcolo del carico limite del complesso fondazione superficiale-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

stabilità globale: metodo di Bishop

analisi sismica: metodo pseudostatico

calcolo spostamenti permanenti indotti dal sisma: metodo Newmark > Whitman e Liao

Pali di fondazione

valori del fattore di forma N_q per il carico limite assiale: Berezantzev et al. (1961)

valori del fattore di forma N_q per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)

Analisi del palo sotto carichi di esercizio (verifiche strutturali e calcolo spostamenti nel palo):

"Palo elastico su suolo elastico alla Winkler" - soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

SISTEMA DI RIFERIMENTO ASSOLUTO

Origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse X orizzontale verso monte, asse Y verticale verso l'alto, asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

INPUT DEL PROBLEMA

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni di rottura drenate - Assenza di pressioni neutre

TIPOLOGIA E SEZIONE MURO

Muro a sbalzo in C.A.

DATI GEOMETRICI

Sezione muro

scarpa esterna, $Se=0$ m
spessore muro in testa, $Bm=0,2$ m
scarpa interna, $Si=0$ m
altezza parte superiore muro, $Hm=1,8$ m
altezza complessiva muro, $H=2,2$ m
altezza fondazione, $Hf=0,4$ m
larghezza fondazione, $B=1,6$ m
sviluppo fondazione a monte, $L=0,8$ m
sviluppo longitudinale del muro (lungo l'asse Z), $Lz=40$ m

Terreni circostanti

inclinazione pendio di monte rispetto all'orizzontale, $i(^{\circ})=20$
affond. piano di posa fondazione, $D=0,5$ m
affond. terreno di monte rispetto al coronamento muro, $Ha=0$ m
angolo di rotazione del piano di posa della fondaz. rispetto all'orizzontale, $\alpha(^{\circ})=0$
spessore del magrone, $Sm=0,1$ m

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume dell'acqua, $gw=1000$ kg/mc

Terreno spingente (1)

peso dell'unità di volume, $g=2000$ kg/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi(^{\circ})=30$
coesione drenata terreno spingente, $c'=0,000002$ kg/mq
angolo di attrito diaframma verticale da estremo di fondaz. di monte = 20°

Terreno di fondazione (2)

peso dell'unità di volume, $g=2100$ kg/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi(^{\circ})=32$
coesione drenata terreno di fondazione, $c'=0,00003$ kg/mq
costante di sottofondo o di Winkler del terreno di fondazione, $kt=10$ kg/cm

Terreno di riporto sopra la fondazione di monte (3)

peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la fondaz., $g3=1800$ kg/mc

PROPRIETA' AL CONTATTO MURO-TERRENI E PALI-TERRENI

Angoli di attrito sulle superfici di contatto muro-terreni

angolo di attrito terrapieno-muro, $\delta=20^{\circ}$
angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno, $\delta_1=32^{\circ}$
adesione al contatto muro-magrone o muro-terreno $ad_1=0$ kg/mq
angolo di attrito magrone-terreno di fondazione, $\delta_2=32^{\circ}$
adesione al contatto magrone-terrenodi fondazione $ad_2=0$ kg/mq

DATI MATERIALE MURO E PALI

peso dell'unità di volume, $gm=2500$ kg/mc
peso dell'unità di volume del magrone = 2000 kg/mc

Calcestruzzo

resistenza caratteristica cubica a compressione, $Rck=300$ kg/cm²
modulo di elasticità longitudinale, $Ec=319.173$ kg/cm²
coeff. parziale di sicurezza = $1,5$
diagramma di progetto tensione-deformazione: parabola-rettangolo
deformazione $\epsilon_{c2} = 0,2\%$
deformazione $\epsilon_{c3} = 0,175\%$
deformazione $\epsilon_{c4} = 0,07\%$
deformazione di rottura o ultima = $0,35\%$
resistenza media a compress. cilindrica, $f_{cm}=330,55$ kg/cm²
resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg, $f_{ck}=249$ kg/cm²
resistenza di progetto a compress., $f_{cd}=141,1$ kg/cm²
resistenza media a trazione, $f_{ctm}=25,75$ kg/cm²
resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}=18,02$ kg/cm²
resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}=12,01$ kg/cm²

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale, $E_s=2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

diagramma di progetto tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}=4.500,00 \text{ kg/cm}^2$

resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=3.913,04 \text{ kg/cm}^2$

SOVRACCARICHI: 1) UNIFORMEMENTE RIPARTITO SUL TERRAPIENO; 2) CONCENTRATO SUL MURO

terrapieno: di tipo permanente, $g_1=0 \text{ kg/m}^2$

terrapieno: di tipo variabile, $q_1=50 \text{ kg/m}^2$

muro (di tipo permanente), componente orizz. $H_2=0 \text{ kg/m}$

muro (di tipo permanente), componente vert. $V_2=150 \text{ kg/m}$

AZIONE SISMICA

non viene considerata

DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO

Muro

rapporto armature = 0

diametro armatura trasversale (staffe o di ripartizione), $d_{st}=8 \text{ mm}$

numero di braccia delle eventuali staffe per ml di muro = 4

percentuale dell'armatura longit. a flessione per determinare l'armat. di ripartiz. = 20%

Muro e pali (quando presenti)

diametro tondini = 12 mm

copriferro = 4 cm

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 30 cm

VERIFICHE AGLI S.L.E.

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della

fondazione = 0,005 ($\beta_{max}=0,29^\circ$)

spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm

IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2) - di riporto sopra la fondaz. di monte (3)

Condizioni di spinta "attiva"

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni fondamentali (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (muro)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- carico concentrato sul coronamento del muro e sovraccario permanente sul terrapieno
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario sul terrapieno q_1 (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario

Combinazioni sismiche

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

OUTPUT DEL PROBLEMA

AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)

Muro

area = 1 mq

peso = 2.500,00 kg

ascissa baricentro muro = 0,76 m

ordinata baricentro muro = 0,6 m

Terreno di riporto sopra la fondazione a monte

area = 1,56 mq

peso = 2.801,65 kg

ascissa baricentro terreno = 1,21 m

ordinata baricentro terreno = 1,37 m

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=30^\circ$

coesione drenata di progetto terreno spingente, $\text{C1d}=0 \text{ kg/mq}$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=2.570,41 \text{ kg}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=2.415,40 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,83 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=879,13 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,6 \text{ m}$

Momento ribaltante, $\text{Mrib}=2.607,44 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $\text{Mstab}=6.811,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 2,61

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=30^\circ$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=2.570,41 \text{ kg}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=2.415,40 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,83 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=879,13 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,6 \text{ m}$

Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $\text{Tlim}=3.955,91 \text{ kg}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $\text{Rh}=3.140,01 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,26

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,33

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\text{Fi2d} (^\circ)=32$

coesione drenata terreno di fondazione, $\text{c'2d}=0 \text{ kg/mq}$

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $\text{g1}=2000 \text{ kg/mc}$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $\text{g2}=2100 \text{ kg/mc}$

Risultante dei carichi in fondazione, $\text{R}=7.066,71 \text{ kg}$

componente normale al piano posa fondazione, $\text{Rn}=6.330,78 \text{ kg}$

componente tangenziale al piano posa fondazione, $\text{Rt}=3.140,01 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = 26,38°

eccentricità di R, $E_c = -0,14$ m

$B/6 = 0,27$ m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $B' = 1,33$ m

Fattori del carico limite

$N_c = 35,49$

$N_q = 23,18$

$N_g = 30,21$

Fattori di inclinazione del carico

$i_c = 0,5$

$i_q = 0,5$

$i_g = 0,03$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c = 1$

$\alpha_q = 1$

$\alpha_g = 1$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 1,29$ kg/cm²

Carico limite, $Q_{lim} = 17.106,57$ kg

Sottospinta, $S_w = 0,00$ kg

Carico di esercizio, $Q_{es} = R_n - S_w = 6.330,78$ kg

Coeff. di sicurezza = 2,7

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, $F_{id} (^\circ) = 26,56$

coesione drenata di progetto, $C'd = 0$ kg/m²

Cerchio critico: $X_c (m) = 0,76$ $Y_c (m) = 5,57$ $R_c (m) = 5,75$

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	49,94	0	-26,31	0	0,32	0	5,57	0	68,08	25,02
2	142,38	0	-22,83	0	0,32	0	5,57	0	182,74	67,16
3	220,5	0	-19,43	0	0,32	0	5,57	0	268,64	98,73
4	285,28	0	-16,1	0	0,32	0	5,57	0	332,17	122,07
5	337,43	0	-12,83	0	0,32	0	5,57	0	377,68	138,79
6	377,5	0	-9,6	0	0,32	0	5,57	0	408,24	150,03
7	405,91	0	-6,4	0	0,32	0	5,57	0	426,02	156,56
8	422,92	0	-3,22	0	0,32	0	5,57	0	432,54	158,95
9	610,19	0	-0,64	0	0,2	0	5,57	0	612,73	225,18
10	1587,67	0	1,99	0	0,33	0	5,57	0	1568,62	576,46
11	1651,82	0	5,25	0	0,33	0	5,57	0	1604,59	589,68
12	1703,68	0	8,53	0	0,33	0	5,57	0	1632,73	600,02
13	1742,97	0	11,84	0	0,33	0	5,57	0	1653,47	607,64
14	1769,31	0	15,19	0	0,33	0	5,57	0	1667,02	612,62
15	1782,12	0	18,59	0	0,33	0	5,57	0	1673,36	614,95
16	1780,65	0	22,07	0	0,33	0	5,57	0	1672,24	614,54
17	1763,88	0	25,63	0	0,33	0	5,57	0	1663,11	611,18
18	1730,5	0	29,3	0	0,33	0	5,57	0	1645,05	604,55
19	1678,72	0	33,11	0	0,33	0	5,57	0	1616,64	594,11
20	1606,15	0	37,09	0	0,33	0	5,57	0	1575,69	579,06
21	1509,42	0	41,3	0	0,33	0	5,57	0	1518,76	558,14
22	1383,64	0	45,8	0	0,33	0	5,57	0	1440,32	529,31
23	1221,21	0	50,71	0	0,33	0	5,57	0	1330,68	489,02
24	1009,1	0	56,2	0	0,33	0	5,57	0	1171,1	430,37
25	720,86	0	62,68	0	0,33	0	5,57	0	917,68	337,24
26	276,59	0	71,31	0	0,33	0	5,57	0	413,69	152,03

$L (m) = 10,48$

$M_{resist} = 80.120,12$ kg*m

$M_{instab} = 58.899,83$ kg*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,36
VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

Momento flettente sezione di incastro, $M_y=804,49 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Taglio sezione di incastro, $T_z=-2.530,36 \text{ kg}$

armatura inferiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=11.956,28 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-6.233,62 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=11.956,28 \text{ kg}\cdot\text{m}$

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro, $M_y=-977,30 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro, $T_z=2.083,49 \text{ kg}$

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=6.233,62 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-11.956,28 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=-11.956,28 \text{ kg}\cdot\text{m}$

MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,8 m largh. sez = 0,2 m)

Momento ribaltante, $M_{rib}=983,60 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab}=196,80 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=1.639,33 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=1.508,98 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,62 \text{ m}$ ($u = -0,52 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y=937,70 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Sforzo normale, $N_x=-1.508,98 \text{ kg}$

Taglio, $T_z=-1.639,33 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f}=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=3.059,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-3.059,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=3.059,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\phi_{1d}=30^\circ$

coesione drenata di progetto terreno spingente, $C_{1d}=0 \text{ kg/mq}$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $St=2.625,31 \text{ kg}$

componente orizzontale, $S_{th}=2.466,99 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $Y_{St}=0,83 \text{ m}$

componente verticale, $S_{tv}=897,91 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $X_{St}=1,6 \text{ m}$

Momento ribaltante, $M_{rib}=2.663,13 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab}=6.841,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 2,57

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d} = 30^\circ$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St} = 2.625,31 \text{ kg}$

componente orizzontale, $\text{Sth} = 2.466,99 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt} = 0,83 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv} = 897,91 \text{ kg}$

braccio componente verticale, $\text{XSt} = 1,6 \text{ m}$

Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $\text{Tlim} = 3.967,64 \text{ kg}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $\text{Rh} = 3.207,08 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,24

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,31

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\text{Fi2d} (^\circ) = 32$

coesione drenata terreno di fondazione, $\text{c}'2\text{d} = 0 \text{ kg/mq}$

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $\text{g1} = 2000 \text{ kg/mc}$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $\text{g2} = 2100 \text{ kg/mc}$

Risultante dei carichi in fondazione, $\text{R} = 7.113,52 \text{ kg}$

componente normale al piano posa fondazione, $\text{Rn} = 6.349,56 \text{ kg}$

componente tangenziale al piano posa fondazione, $\text{Rt} = 3.207,08 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = $26,8^\circ$

eccentricità di R, $\text{Ec} = -0,14 \text{ m}$

$\text{B}/6 = 0,27 \text{ m}$

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $\text{B}' = 1,32 \text{ m}$

Fattori del carico limite

$\text{Nc} = 35,49$

$\text{Nq} = 23,18$

$\text{Ng} = 30,21$

Fattori di inclinazione del carico

$\text{ic} = 0,49$

$\text{iq} = 0,49$

$\text{ig} = 0,03$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\text{alfa}_c = 1$

$\text{alfa}_q = 1$

$\text{alfa}_g = 1$

Carico limite unitario, $\text{qlim} = 1,25 \text{ kg/cmq}$

Carico limite, $\text{Qlim} = 16.495,42 \text{ kg}$

Sottospinta, $\text{Sw} = 0,00 \text{ kg}$

Carico di esercizio, $\text{Qes} = \text{Rn} - \text{Sw} = 6.349,56 \text{ kg}$

Coeff. di sicurezza = 2,6

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, $\text{Fid} (^\circ) = 26,56$

coesione drenata di progetto, $\text{C}'\text{d} = 0 \text{ kg/mq}$

Cerchio critico: $\text{Xc} (\text{m}) = 0,76$ $\text{Yc} (\text{m}) = 5,57$ $\text{Rc} (\text{m}) = 5,75$

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	49,94	0	-26,31	0	0,32	0	5,57	0	68,15	25,15

2	142,38	0	-22,83	0	0,32	0	5,57	0	182,89	67,51
3	220,5	0	-19,43	0	0,32	0	5,57	0	268,82	99,23
4	285,28	0	-16,1	0	0,32	0	5,57	0	332,34	122,68
5	337,43	0	-12,83	0	0,32	0	5,57	0	377,83	139,47
6	377,5	0	-9,6	0	0,32	0	5,57	0	408,36	150,74
7	405,91	0	-6,4	0	0,32	0	5,57	0	426,1	157,29
8	422,92	0	-3,22	0	0,32	0	5,57	0	432,58	159,68
9	610,19	0	-0,64	0	0,2	0	5,57	0	612,74	226,18
10	1587,67	21,23	1,99	0	0,33	0	5,57	0	1589,5	586,73
11	1651,82	21,23	5,25	0	0,33	0	5,57	0	1624,98	599,83
12	1703,68	21,23	8,53	0	0,33	0	5,57	0	1652,69	610,06
13	1742,97	21,23	11,84	0	0,33	0	5,57	0	1673,07	617,58
14	1769,31	21,23	15,19	0	0,33	0	5,57	0	1686,34	622,48
15	1782,12	21,23	18,59	0	0,33	0	5,57	0	1692,47	624,74
16	1780,65	21,23	22,07	0	0,33	0	5,57	0	1691,2	624,27
17	1763,88	21,23	25,63	0	0,33	0	5,57	0	1682	620,88
18	1730,5	21,23	29,3	0	0,33	0	5,57	0	1663,97	614,22
19	1678,72	21,23	33,11	0	0,33	0	5,57	0	1635,68	603,78
20	1606,15	21,23	37,09	0	0,33	0	5,57	0	1594,97	588,75
21	1509,42	21,23	41,3	0	0,33	0	5,57	0	1538,46	567,89
22	1383,64	21,23	45,8	0	0,33	0	5,57	0	1460,63	539,16
23	1221,21	21,23	50,71	0	0,33	0	5,57	0	1351,95	499,04
24	1009,1	21,23	56,2	0	0,33	0	5,57	0	1193,85	440,69
25	720,86	21,23	62,68	0	0,33	0	5,57	0	942,96	348,08
26	276,59	21,23	71,31	0	0,33	0	5,57	0	444,42	164,05

L (m) = 10,48

M_resist = 81.141,68 kg*m

M_instab = 59.916,14 kg*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,354

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

Momento flettente sezione di incastro, $M_y=819,47 \text{ kg*m}$

Taglio sezione di incastro, $T_z=-2.573,15 \text{ kg}$

armatura inferiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=11.956,28 \text{ kg*m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-6.233,62 \text{ kg*m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=11.956,28 \text{ kg*m}$

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro, $M_y=-1.019,42 \text{ kg*m}$

taglio sezione di incastro, $T_z=2.176,08 \text{ kg}$

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=6.233,62 \text{ kg*m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-11.956,28 \text{ kg*m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=-11.956,28 \text{ kg*m}$

MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,8 m largh. sez = 0,2 m)

Momento ribaltante, $M_{rib}=1.012,68 \text{ kg*m}$

Momento stabilizzante, $M_{stab}=199,51 \text{ kg*m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=1.687,79 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=1.522,54 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,63 \text{ m}$ ($u = -0,53 \text{ m}$)

Momento flettente, $M_y=965,42 \text{ kg*m}$

Sforzo normale, $N_x = -1.522,54 \text{ kg}$

Taglio, $T_z = -1.687,79 \text{ kg}$

armatura lato terra, $A_f = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f} = 4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us} = 3.060,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui} = -3.060,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd} = 3.060,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$

ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE MURO

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe

Mensola di fondazione di valle

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 2.573,15 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls} = 15.865,1 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd} = 110.481,3 \text{ kg}$

essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 27,8 cm

Mensola di fondazione di monte

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 2.176,08 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls} = 15.865,1 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd} = 110.481,3 \text{ kg}$

essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 27,8 cm

Mensola in elevazione

Sez. 1-1

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 1.687,79 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls} = 9.640,7 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd} = 46.986,3 \text{ kg}$

essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 11,8 cm

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 6.775,91 \text{ kg}$

componente orizzontale dei carichi in fondazione, $R_h = 2.415,40 \text{ kg}$

componente verticale dei carichi in fondazione, $R_v = 6.330,78 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $20,88^\circ$

eccentricità di R, $E_c = -49,24 \text{ m}$

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 16,67 \text{ m}$

distanza di R dal lembo maggiormente compresso, $u = 0,76 \text{ m}$

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p_1 = 5.559,8 \text{ kg/mq}$

cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w_1 = 0,06 \text{ cm}$

tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,000244$ ($\beta = 0,01^\circ$)

Verifica allo S.L.E. soddisfatta

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 6.811,97 \text{ kg}$

componente orizzontale dei carichi in fondazione, $R_h = 2.466,99 \text{ kg}$

componente verticale dei carichi in fondazione, $R_v = 6.349,56 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $21,23^\circ$

eccentricità di R, $E_c = -49,25 \text{ m}$

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 16,67 \text{ m}$

distanza di R dal lembo maggiormente compresso, $u = 0,75 \text{ m}$

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p_1=5.607,7 \text{ kg/mq}$
cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w_1=0,06 \text{ cm}$
tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,000248$ ($\beta=0,01^\circ$)
Verifica allo S.L.E. soddisfatta

ARMATURE DI CALCOLO

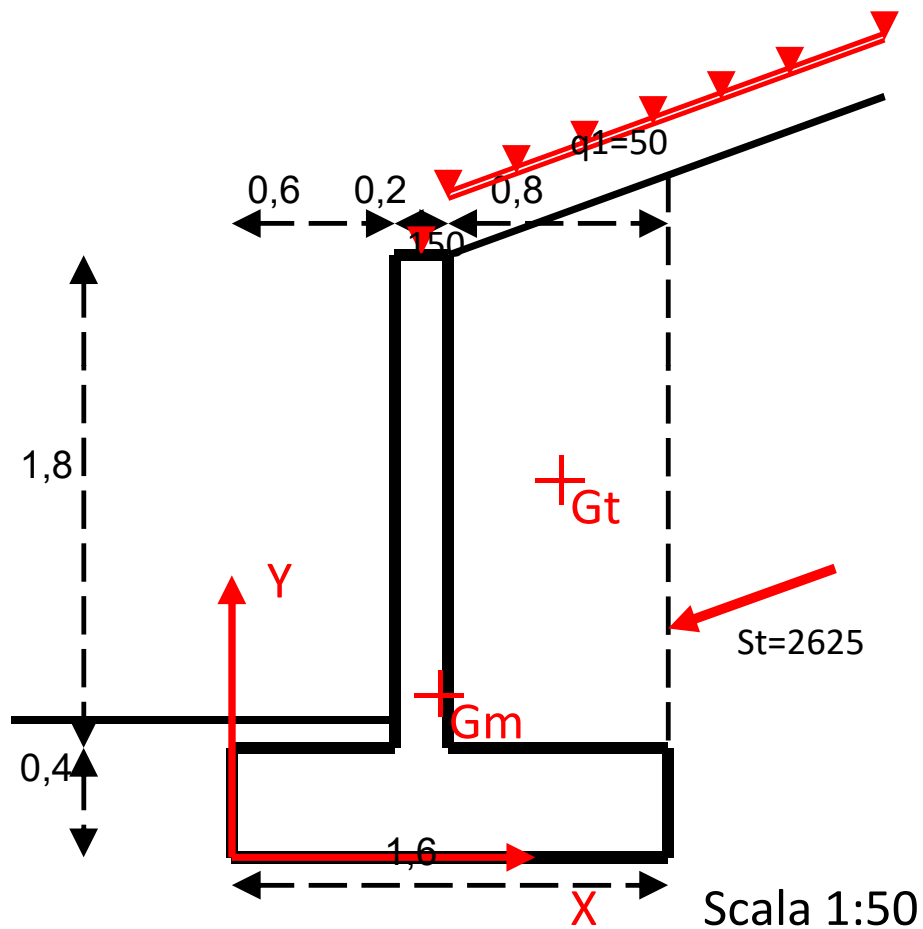
Mensola di fondazione di valle	armatura
lembo superiore	4 Φ 12 (4,52 cmq)
lembo inferiore	8 Φ 12 (9,05 cmq)
Mensola di fondazione di monte	armatura
lembo superiore	8 Φ 12 (9,05 cmq)
lembo inferiore	4 Φ 12 (4,52 cmq)
Mensola in elevazione	armatura
sez. 1-1 (H = 1,8 m)	
lato terra	4 Φ 12 (4,52 cmq)
lato libero	4 Φ 12 (4,52 cmq)

COMPUTO METRICO MATERIALI

MURO	<u>per ml di muro</u>	<u>complessivo</u>
Calcestruzzo	1,00 mc	40,00 mc
Acciaio		
- a flessione (f12)	44,2 m	1.768,0 m
	39 kg	1.570 kg
- a taglio/ripartiz. (f8)	51,0 m	2.040,6 m
	20 kg	805 kg
incidenza acciaio/cls = 59,4 kg/mc		
Magrone di cls	0,18 mc	7,20 mc
Casseformi	4,40 mq	176,00 mq

Il Tecnico
Ing.Francesco Trudu

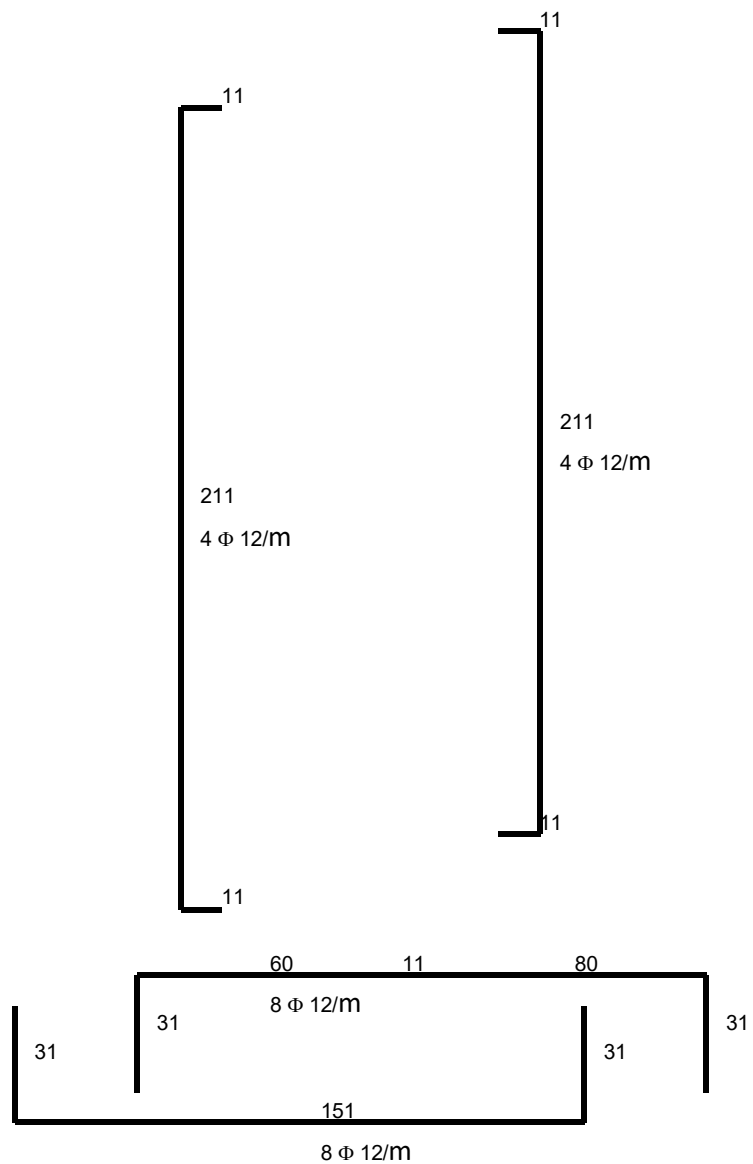
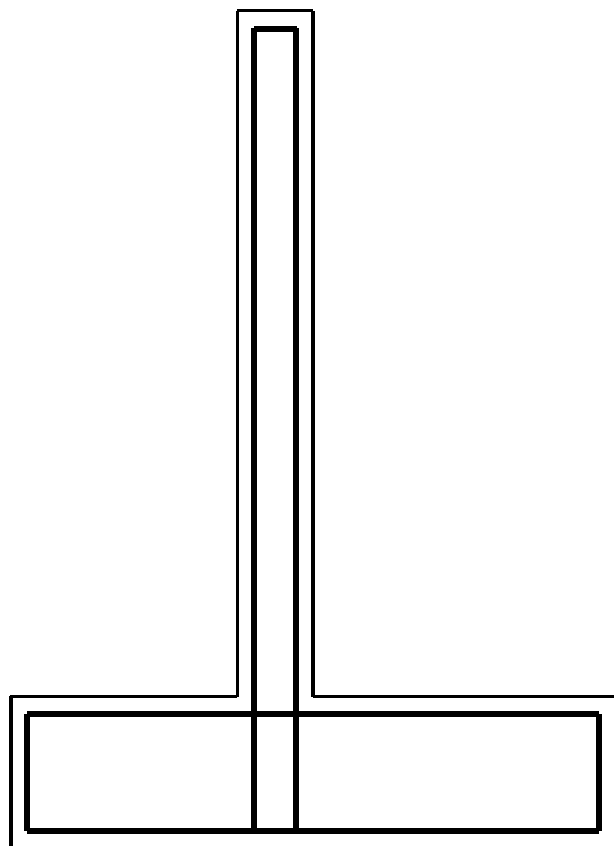
Schema Grafico del Muro



Muro "TIPO 2" su via Cantaru

ESECUTIVO C.A. (scala 1:20)

Muro "TIPO 2" su via Cantaru



Distinta Armature

Muro "TIPO 2" su via Cantaru

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

⊕

Scala 1:50

Verifica alla stabilit  globale

