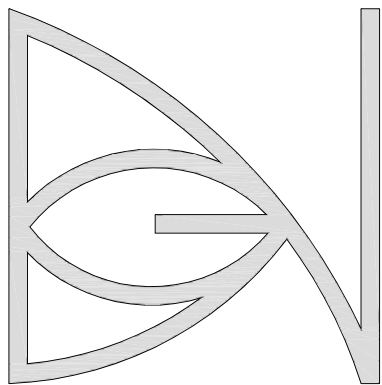


gianni de nardin



Studio di Ingegneria
Via Pez, 28
32030 - Cesiomaggiore (BL)
Tel. ufficio: 0439 448446
cell.: 347 7966005

e-mail: gianni.denardin@gmail.com
pec: gianni.denardin@ingpec.eu
c.f. DNR GNN 63R03 D530Q
p.i. 00861820256

ingegnere

**REALIZZAZIONE PERCORSI PEDONALI E INTERVENTI FINALIZZATI ALLA
SICUREZZA STRADALE NELL'AMBITO URBANO DELL'ABITATO DI RASAI.
PROGETTO ESECUTIVO**



COMUNE DI SEREN DEL GRAPPA
Piazza Tiziano Vecellio - Seren del Grappa (BL)



OGGETTO: **ELABORATI STRUTTURALI : RELAZIONE DI CALCOLO**

Scale:

COLLABORATORE:

Tavola

S-02

REV.	DATA	NOME FILE	OGGETTO / MODIFICHE APPORTATE	DIS.	CONTR.
0	21/11/2022	2016-014\architettonico\Progetto definitivo esecutivo	EMISSIONE	GDN	GDN

Gli elaborati grafici contenuti nelle tavole sono di proprietà dello studio esecutore e non possono essere riprodotti né consegnati a terzi senza l'autorizzazione scritta: art. 99 L.22/04/1941 n°633

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. REALIZZAZIONE MURI DI SOSTEGNO	3
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
4. MATERIALI IMPIEGATI, CARATTERISTICHE MECCANICHE, CLASSE DI ESPOSIZIONE	6
4.1. ELEMENTI IN C.A.	6
4.1.1. Calcestruzzo classe C32/40 - XC4+XF1	6
4.1.1. Calcestruzzo classe C25/30 - XC2	8
4.1.2. Acciaio per barre d'armature B450C.....	10
4.2. ACCIAIO CARPENTERIA S355	11
5. ANALISI DEI CARICHI.....	12
5.1. CARICO NEVE	12
5.2. CARICO VARIABILE	13
5.3. AZIONE SISMICA	14
6. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA.....	15
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI IN SITO	16
7.1. PARAMETRI GEOTECNICI	16
8. SOFTWARE IMPIEGATI	16
9. PROGETTO E VERIFICA MURO SOSTEGNO HMAX=2,20 M	17
10. PROGETTO E VERIFICA MURO SOSTEGNO HMAX=1,30 M	18
11. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO MURO IN PIETRA	19
11.1. VERIFICA DELLE CONNESSIONI CON BARRE INIETTATE	21
11.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA PARTE SOMMITALE DEL MURO	25

12. ALLEGATI ELABORATI DI CALCOLO: ALL. 001 – ALL. 002.....	28
--	-----------

1. PREMESSA

La presente relazione è inerente i lavori strutturali relativi al progetto di:

REALIZZAZIONE PERCORSI PEDONALI E INTERVENTI FINALIZZATI ALLA SICUREZZA STRADALE NELL'AMBITO URBANO DELL'ABITATO DI RASAI.

Come esplicitato nel titolo il progetto rientra nel programma degli interventi di pubblica utilità finalizzati alla sicurezza stradale nel centro storico frazionale di Rasai, da concretizzare attraverso la parziale riconfigurazione dei percorsi pedonali e degli spazi di aggregazione di Piazza della Vittoria.

Con l'occasione si intende inoltre porre rimedio per quanto possibile all'endemico deficit di parcheggi pubblici, che disincentiva la frequentazione delle attività commerciali insediate e più in generale la frequentazione degli spazi di comunità.

2. REALIZZAZIONE MURI DI SOSTEGNO

In particolare si tratta della realizzazione dei **muri di sostegno** da eseguire per il contenimento del terreno che separa la zona della piazza attrezzata sul fronte sud ed il parcheggio posto sul lato nord che risulta accessibile dalla strada principale mediante una rampa realizzata ad ovest dell'area d'intervento.

Nella proposta progettuale che ha individuato le opere da realizzare si evidenzia l'esigenza di costruire un muro di sostegno per il contenimento del dislivello fra la piazza attrezzata ed il sottostante parcheggio e ciò comporta appunto la realizzazione di un manufatto la cui altezza massima del paramento in elevazione è $H=2,20\text{m}$ con spessore $B=30\text{cm}$, la fondazione del muro avrà larghezza $L=1,80\text{m}$ ed altezza $H=30\text{cm}$.

Sul fronte nord della piazza è inoltre prevista la demolizione di un esistente muretto di contenimento in blocchi di cls. e la successiva realizzazione di un secondo tratto di muro di sostegno avente paramento con altezza massima $H=1,30\text{m}$ e spessore $B=30\text{cm}$ con fondazione $L=0,90\text{m}$ ed altezza $H=30\text{cm}$.

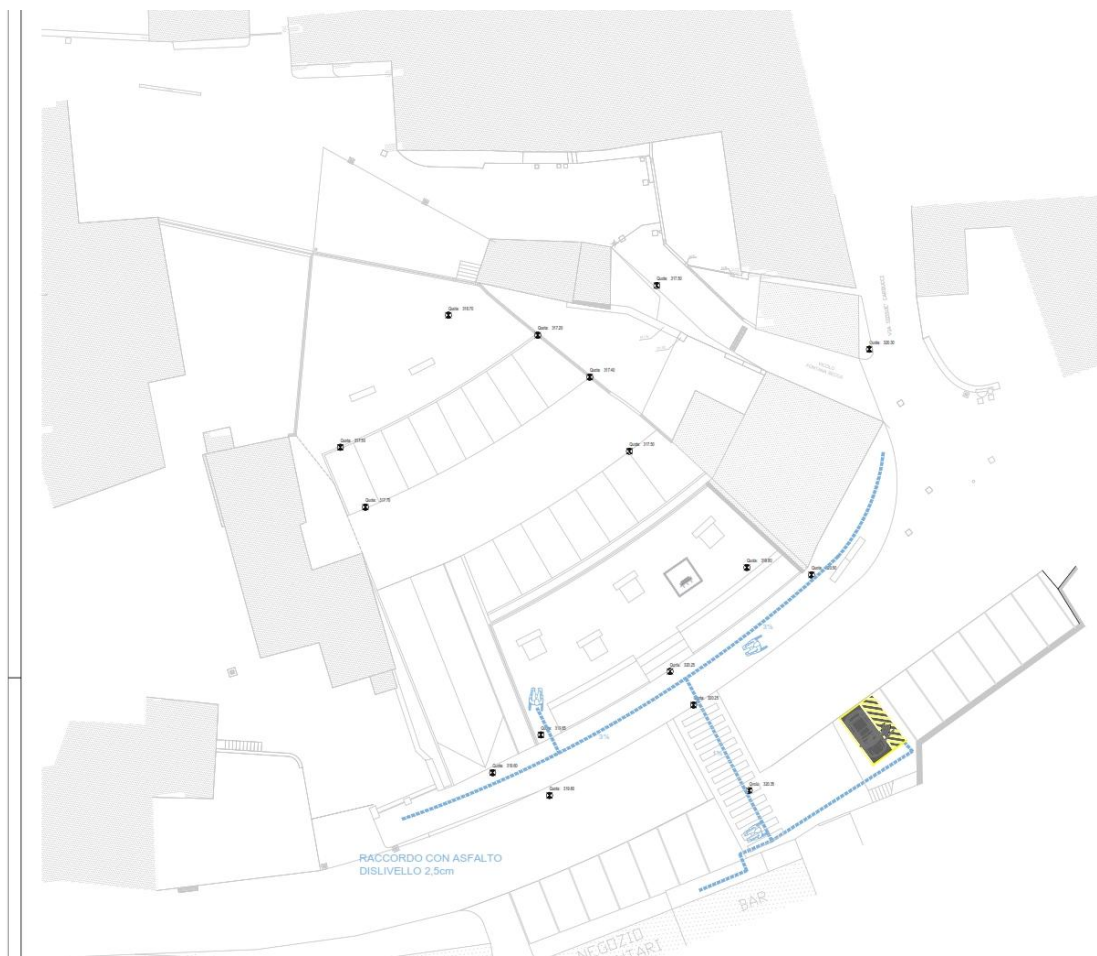


Figura 1 Area intervento

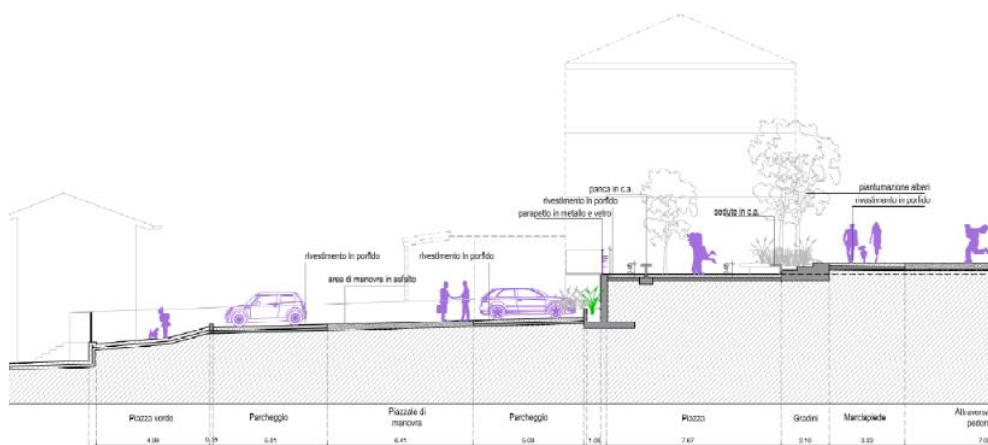


Figura 2 Sezione trasversale

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'intervento oggetto della presente relazione è stato progettato in conformità agli standard richiesti dalle attuali normative italiane e, dove queste sono carenti, sono state integrate con quanto riportato negli Eurocodici.

Le basi normative per il progetto sono:

D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" – NTC18

Circolare 21 gennaio 2019 n.7 " Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

Eurocodici strutturali, in particolare:

UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1-1: Regole generali

4. MATERIALI IMPIEGATI, CARATTERISTICHE MECCANICHE, CLASSE DI ESPOSIZIONE

Di seguito vengono descritti i materiali ad uso strutturale impiegati per la realizzazione delle opere strutturali in oggetto.

4.1. ELEMENTI IN C.A.

Si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali (cls. e acciaio per barre d'armatura) utilizzati in fase di progetto come riportato nelle NTC18.

Nella fase di progetto sono state definite due classi di esposizione ambientale in funzione dell'elemento strutturale analizzato. La prima classe di esposizione riguarda gli elementi strutturali direttamente esposti alle intemperie (muri con matrice faccia a vista, lastre prefabbricate e cordoli in c.a.), soggetti ad alternanza di cicli asciutto-bagnato con e senza la presenza di agenti disgelanti; per tali elementi è richiesta la contemporanea classificazione XC4 ed XF1, cui corrisponde una classe di calcestruzzo minima C32/40. Per quanto riguarda invece gli altri elementi, realizzati contro-terra in terreno non aggressivo, si assume una classe di esposizione XC2 e una classe di resistenza C25/30.

Per quanto riguarda infine i pali di fondazione, viene prescritto l'impiego di boiacca cementizia C25/30 con classe di esposizione XC2.

4.1.1. Calcestruzzo classe **C32/40 - XC4+XF1**

La classe scelta rispetta la prescrizione imposta per costruzioni in zona sismica per le quali la classe minima è la C20/25 (punto 7.4.2. 1, NTC18). Dalle formule riportate al punto 11.2.10 vengono ricavate le seguenti resistenze caratteristiche e medie:

-Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

-Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2 \text{ MPa}$

-Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33.2 + 8 = 41.2 \text{ MPa}$

- Resistenza media cilindrica a trazione per classi <C50/60: $f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3} = 0.30 \times 41.2^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$

-Resistenza caratteristica cilindrica a trazione: $f_{ctk5\%} = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ MPa}$

-Resistenza media a trazione per flessione: $f_{cfm} = 1.2 \times 3.10 = 3.72 \text{ MPa}$

-Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 33643 \text{ MPa}$

- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1 \times 2.17 = 4.88 \text{ MPa}$

essendo pari a 1 in quanto tutti i diametri delle barre utilizzate risultano inferiori a 32 mm. Nel caso in cui l'ancoraggio viene effettuato in zone in cui il cls è teso tale valore deve essere diviso per un fattore 1.5, ottenendo dunque un valore pari a 7.32 MPa.

Per la progettazione e verifica agli SLU viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.1, NTC18:

- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{33.2}{1.5} = 18.81 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{tcd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.17}{1.5} = 1.45 \text{ MPa}$
- Resistenza tangenziale di aderenza acciaio - cls di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{4.88}{1.5} = 3.25 \text{ MPa}$
- Il modello di calcolo della tensione –deformazione del calcestruzzo viene utilizzato il modello parabola-rettangolo come riportato al punto 4.1.2.1.2.2:

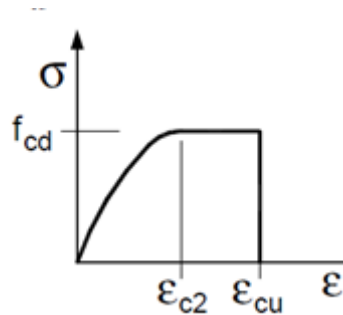


Figura 3: Diagramma tensione – deformazione del cls di progetto

- I valori delle deformazioni assunte risultano pari a: $\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$, $\epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$

Per la progettazione e verifica agli SLE viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.2.5.1, delle NTC18:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo in combinazione rara risulta essere pari: $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 33.2 = 19.92 \text{ MPa}$
- La massima tensione di compressione del calcestruzzo in combinazione quasi permanente risulta essere pari: $\sigma_{c,qp} = 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 33.2 = 14.92 \text{ MPa}$

Con riferimento al copriferro minimo da adottare, si fa riferimento alla tabella C4.1.IC della circolare esplicativa alle norme NTC18:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Essendo la classe di esposizione XC4 classificabile come aggressiva in accordo alla tab. 4.1.III delle NTC18, il copriferro minimo adottato per i cordoli è pari a 35 mm mentre per le lastre di rivestimento è pari a 30 mm.

4.1.1. Calcestruzzo classe **C25/30 - XC2**

La classe scelta rispetta la prescrizione imposta per costruzioni in zona sismica per le quali la classe minima è la C20/25 (punto 7.4.2. 1, NTC18). Dalle formule riportate al punto 11.2.10 vengono ricavate le seguenti resistenze caratteristiche e medie:

- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.90 \text{ MPa}$

- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.9 + 8 = 32.9 \text{ MPa}$

- Resistenza media cilindrica a trazione per classi <C50/60: $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 24.9^{\frac{2}{3}} = 2.56 \text{ MPa}$

- Resistenza caratteristica cilindrica a trazione: $f_{ctk5\%} = 0.7 \times 2.56 = 1.79 \text{ MPa}$

- Resistenza media a trazione per flessione: $f_{cfm} = 1.2 \times 2.56 = 3.07 \text{ MPa}$

- Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31'447 \text{ MPa}$

- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1 \times 1.79 = 4.03 \text{ MPa}$

essendo pari a 1 in quanto tutti i diametri delle barre utilizzate risultano inferiori a 32 mm. Nel caso in cui l'ancoraggio viene effettuato in zone in cui il cls è teso tale valore deve essere diviso per un fattore 1.5, ottenendo dunque un valore pari a 2.70 MPa.

Per la progettazione e verifica agli SLU viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.1, NTC18:

- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{24.9}{1.5} = 14.11 \text{ MPa}$

- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{tcd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1.79}{1.5} = 1.19 \text{ MPa}$
- Resistenza tangenziale di aderenza acciaio - cls di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{4.03}{1.5} = 2.69 \text{ MPa}$
- Il modello di calcolo della tensione –deformazione del calcestruzzo viene utilizzato il modello parabola-rettangolo come riportato al punto 4.1.2.1.2.2:

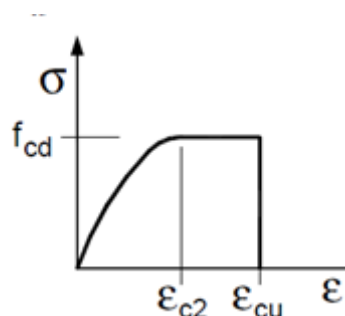


Figura 4: Diagramma tensione – deformazione del cls di progetto

- I valori delle deformazioni assunte risultano pari a: $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$, $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$

Per la progettazione e verifica agli SLE viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.2.5.1, delle NTC18:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo in combinazione rara risulta essere pari: $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 24.9 = 14.94 \text{ MPa}$
- La massima tensione di compressione del calcestruzzo in combinazione quasi permanente risulta essere pari: $\sigma_{c,qp} = 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 24.9 = 11.20 \text{ MPa}$

Con riferimento al copriferro minimo da adottare, si fa riferimento alla tabella C4.1.IC della circolare esplicativa alle norme NTC18:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Essendo la classe di esposizione XC2 classificabile come ordinaria in accordo alla tab. 4.1.III delle NTC18, il copriferro minimo adottato è pari a 25 mm.

4.1.2. Acciaio per barre d'armature B450C

Dalle formule riportate al punto 11.3.2 vengono ricavate le seguenti resistenze caratteristiche e medie:

- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450MPa$
- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540MPa$

Per la progettazione e verifica agli SLU viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.1, NTC18:

- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \times \frac{450}{1.15} = 391.3MPa$
- Il modello di calcolo della tensione – deformazione dell'acciaio viene utilizzato il modello elasto
- perfettamente plastico indefinito come riportato al punto 4.1.2.1.2.2:

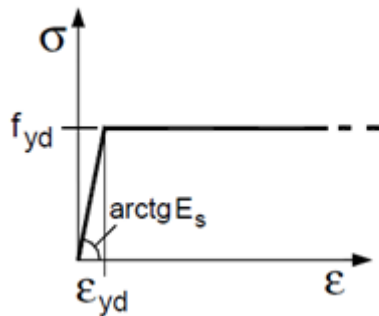


Figura 5: Diagramma tensione – deformazione dell'acciaio di progetto

Il valore delle deformazioni elastica di progetto risulta pari a: $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 1.86‰$

Il valore caratteristico di deformazione viene assunto pari a: $\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{450}{210000} = 2.14‰$

Per la progettazione e verifica agli SLE viene fatto riferimento a quanto riportato al punto 4.1.2.2.5.2, DM18:

La tensione di trazione massima dell'acciaio in combinazione rara risulta essere pari: $\sigma_{s,rara} = 0.80 \times f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360MPa$

4.2. ACCIAIO CARPENTERIA S355

L'acciaio da carpenteria è impiegato per la realizzazione dell'armatura dei micropali delle berlinesi, sia in profili tubolari che in profili aperti ad H. Tutti questi elementi sono realizzati in acciaio S355, le cui caratteristiche meccaniche sono identificate nelle seguenti tabella.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

5. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito vengono riportati i valori ricavati per i carichi agenti sulle costruzioni.

5.1. CARICO NEVE

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 - NTC 18 e nella Circolare esplicativa delle NTC08. Secondo l'espressione 3.4.1 delle NTC 18 il carico agente in copertura è

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove

q_s è il valore del carico da neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale e si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il suo valore è stato calcolato secondo le indicazioni delle NTC18.

Provincia: Belluno;

Comune: Seren del Grappa;

Quota s.l.m.: 320 m;

Zona di carico da neve al suolo: Zona I;

Classe topografica: Normale;

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{array}{ll} q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{array} \quad [3.4.2]$$

Valore car. neve al suolo q_{sk} : 1.70 kN/m²

Coefficiente di esposizione C_E : 1

Coefficiente di forma μ_i : 0.8

Coefficiente termico C_t : 1

Scivolamento impedito: No

Pendenza della copertura: <20°

5.2. CARICO VARIABILE

Per la determinazione del carico variabile agente sul muro di sostegno si è tenuto conto del carico da traffico da applicare ai rilevati stradali si è fatto riferimento al cap. 5 delle NTC18.

Lo schema da considerare nel calcolo è lo schema di carico 1 che prevede un carico uniformemente distribuito pari a 9.0 KN/mq a cui si aggiunge 1 carico tandem per corsia rispettivamente di 300 KN e 200 KN.

In via semplificata ed a favore di sicurezza, i carichi concentrati sono stati considerati nelle analisi globali dei muri e delle opere di sostegno come carichi uniformemente distribuiti ed applicati per tutta la lunghezza delle opere (quindi non solo localmente).

Il carico complessivo uniformemente distribuito, applicato contemporaneamente su tutte le carreggiate della strada, è stato pertanto assunto a favore di sicurezza pari a 20.0 KN/m².

5.3. AZIONE SISMICA

I muri di sostegno in oggetto vengono realizzati nel comune di Seren del Grappa (BL) in loc. Rasai. I parametri necessari alla definizione dell'azione sismica derivanti dagli studi di pericolosità sismica di base e presenti nelle NTC18, per il sito in oggetto, sono qui sotto riportati.

Dati sismici

Comune	Seren del Grappa
Provincia	Belluno
Regione	Veneto
Latitudine	45.997421
Longitudine	11.858830
Indice punti di interpolazione	10300 - 10301 - 10079 - 10078
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.909	0.667
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.195	0.068
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.409	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.320	0.253
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	8.872	4.436
Ultimo - Ribaltamento	0.570	13.307	6.654
Esercizio	0.470	3.833	1.916

Figura 6: Parametri di pericolosità sismica di base

La vita nominale viene assunta pari a 50 anni mentre la Classe d'Uso per l'opera in esame è da adottarsi pari a II. Definite quindi tali caratteristiche della costruzione, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R della struttura (punto 2.4.3. NTC18) come: $V_R = V_N \times C_u$. Si ottiene dunque un valore del periodo di riferimento V_R pari a **50 anni**.

Noto il periodo di riferimento della struttura V_R , assunto pari a 75 anni, e note le probabilità di superamento associate a ciascuno dei diversi stati limite, è possibile definire i valori dei periodi di ritorno T_R di ciascuno stato limite per la definizione dell'azione sismica.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 7: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento per i vari stati limite

Per la valutazione dell'azione sismica si è fatto inoltre riferimento alle indicazioni della relazione geologica relative alla classificazione sismica del sottosuolo e topografica del pendio. Nel caso in esame, dall'elaborato allegato alla presente relazione e redatto dal Dott. Geol. Carlo Spada, viene assunto un sottosuolo di categoria **B** e un pendio di classe topografica **T1**.

6. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Gli elementi sono stati verificati a partire dai carichi riportati in precedenza opportunamente combinati agli Stati Limite Ultimi tramite i coefficienti amplificativi riportati nelle Norme Tecniche 2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori assunti dai coefficienti presenti nelle precedenti formule sono i seguenti:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI IN SITO

7.1. PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Carlo Spada si considerano i parametri geotecnici di seguito riportati:

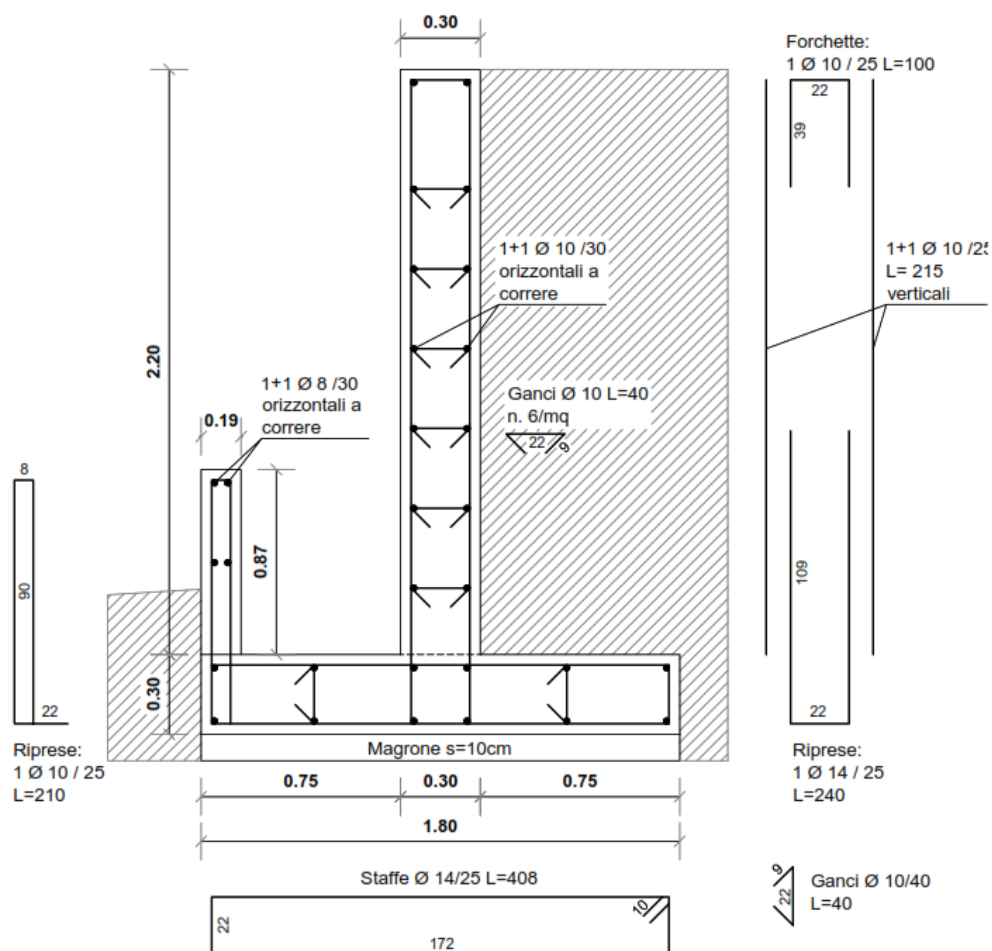
- Ghiaia e sabbia in matrice limosa con elementi sciolti di dimensione eterogenee:
 - Peso unità di volume $\gamma = 18-20 \text{ KN/m}^3$
 - Angolo di resistenza a taglio $\phi' = 32^\circ-34^\circ$

8. SOFTWARE IMPIEGATI

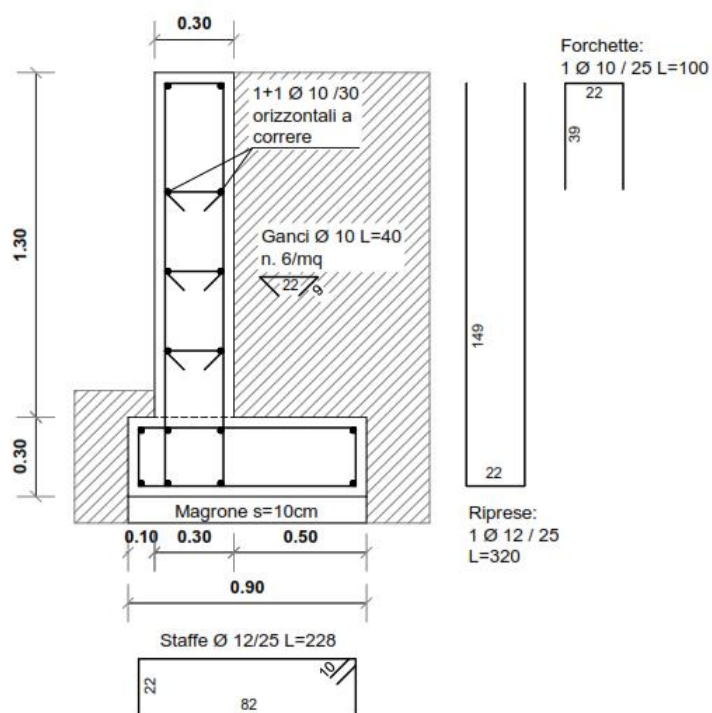
I software impiegati per il dimensionamento e le verifiche delle opere in questione sono:

- MAX 15 (Aztec informatica): software dedicato all'analisi e progettazione, sia strutturale che geotecnica, dei muri di sostegno siano essi a mensola, su pali o tirantati.

9. PROGETTO E VERIFICA MURO SOSTEGNO $H_{max}=2,20$ m



10. PROGETTO E VERIFICA MURO SOSTEGNO $H_{max}=1,30$ m



Le verifiche strutturali e geotecnica di entrambi i muri di sostegno sono riportate negli Allegati A001 ed A002.

11. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO MURO IN PIETRA

All'interno del progetto di riqualificazione della Piazza di Rasai a Seren del Grappa, è prevista la demolizione di una porzione dell'edificio residenziale a schiera realizzato in muratura di pietra. Tale aggregato edilizio è costituito da un'unità strutturale centrale la cui presenza è documentata fin dal 1843. A tale unità strutturale sono state aggiunte in epoche successive altre unità sia ad Est che ad Ovest del fabbricato, fino a raggiungere l'attuale assetto urbanistico.

Le operazioni di demolizione interesseranno tutto l'aggregato edilizio originario ed i vari ampliamenti ad Ovest, lasciando inalterata la sola unità strutturale ad Est. Quest'ultima unità è stata realizzata a ridosso dell'unità principale del 1843, senza però realizzare vincoli strutturali efficaci: il muro di divisione tra le due unità è quindi scollegato da tale ampliamento e la copertura così come i solai (in legno e laterocemento) sono stati realizzati con orditura parallela a tale muro.

Il muro di divisione tra le unità oggetto di demolizione e quella rimanente va quindi preservato in quanto se venisse demolito verrebbe meno il tamponamento perimetrale dell'unità ad Est. Allo stesso tempo è necessario procedere al collegamento di tale muro con le strutture in muratura rimanenti. Si garantisce in questo caso adeguato vincolo al ribaltamento della muratura fuori dal proprio piano ed allo stesso tempo si conferisce un comportamento scatolare alla struttura rimanente ad Est, che attualmente presenta comportamento torsionale.

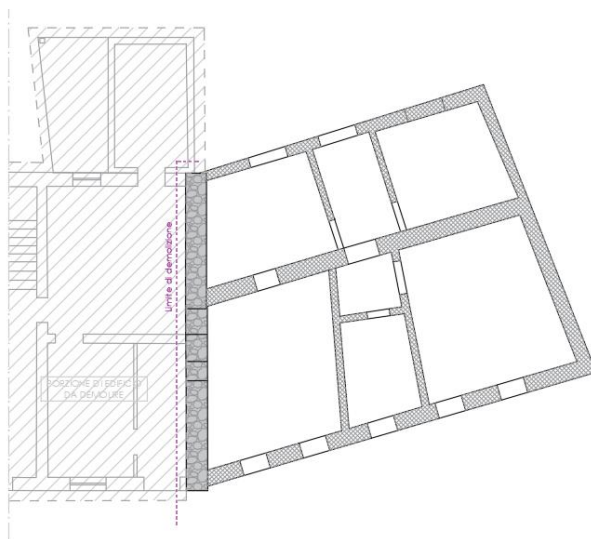


Figura 1 Individuazione porzione di edificio da demolire, muro di confine da consolidare ed edificio non oggetto di intervento

L'ancoraggio del muro alla struttura rimanente viene eseguito in corrispondenza dei nodi d'angolo con i muri perimetrali e del muro di spina interno mediante barre resinate. A livello dei solai non è invece possibile intervenire in quanto facenti parte di altra proprietà.

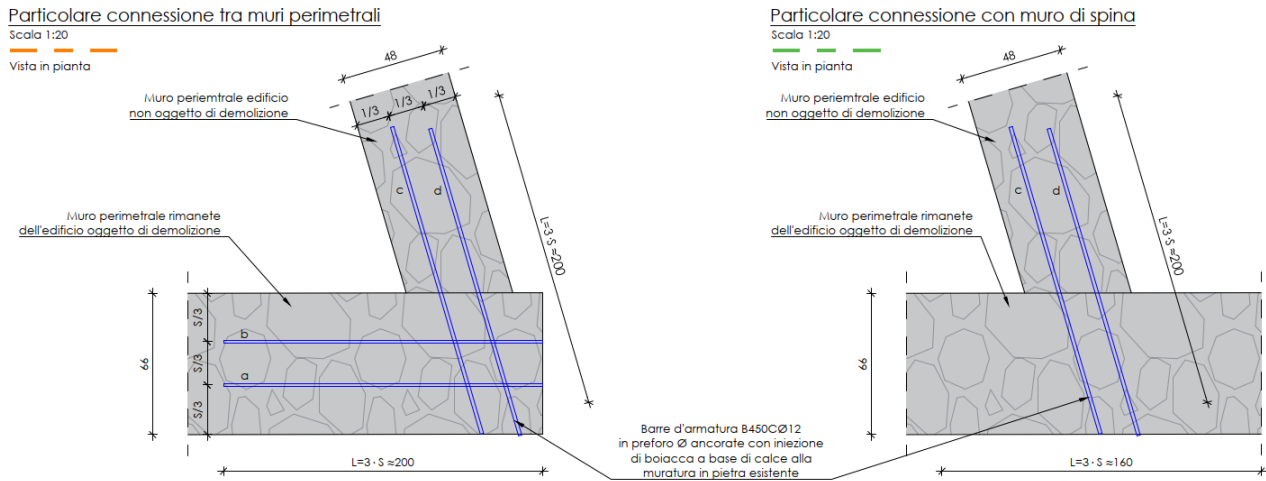


Figura 2 Particolari costruttivi unione tra le murature attualmente scollegate

Sulla parte sommitale della muratura, essendo questa a quota maggiore rispetto all'ampliamento Est, verrà realizzata un'intelaiatura in acciaio che costituirà un idoneo vincolo contro il ribaltamento della porzione emergente con comportamento a mensola.

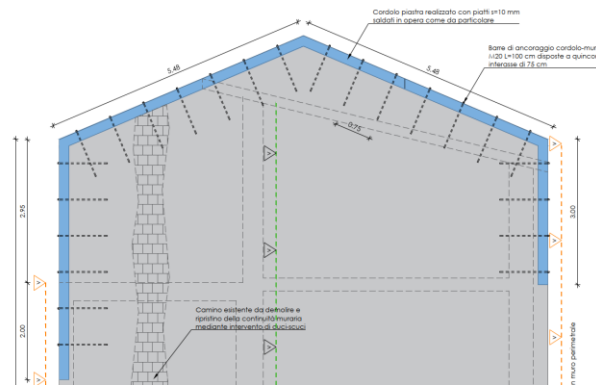


Figura 3 Cordolo piastra in acciaio a cerchiatura della parte sommitale della muratura

Infine in corrispondenza della muratura a piano sotto-strada verrà realizzato un contro-muro in c.a. a sostegno del nuovo terrapieno realizzato per la creazione dei parcheggi a livello del piano stradale secondo quanto evidenziato negli elaborati grafici allegati.

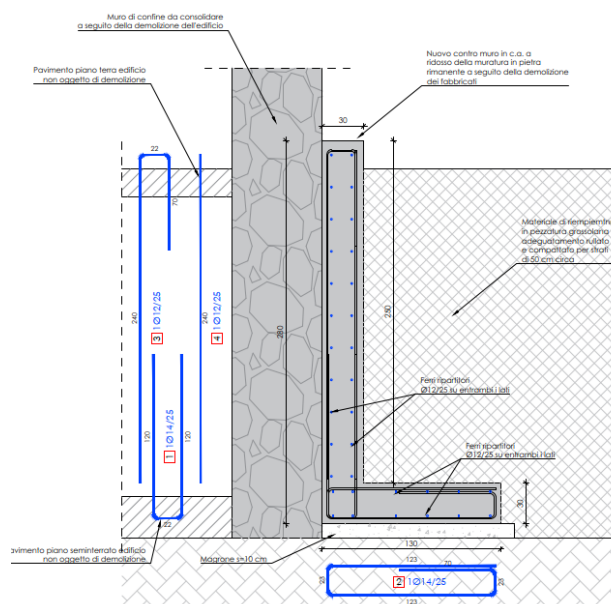


Figura 4 Schema per la realizzazione del nuovo contromuro in c.a. a livello sotto-strada

Di seguito vengono riportate le verifiche nei confronti del ribaltamento fuori piano del muro consolidato mentre le verifiche inerenti il muro di sostegno in c.a. sono riportate nel tabulato di calcolo allegato. Le azioni di riferimento sono valutate in condizioni sismiche in quanto maggiormente penalizzanti rispetto alle azioni statiche orizzontali (vento).

11.1. VERIFICA DELLE CONNESSIONI CON BARRE INIETTATE

Di seguito viene riportata la verifica delle barre iniettate realizzate in corrispondenza degli angoli perimetrali e del muro di spina interno. Le sollecitazioni su tali barre sono valutate mediante l'analisi dei cinatismi locali di collasso in cui al corpo rigido rappresentato dalla parete in muratura sono applicati dei tiranti di piano che ad ogni livello simulano la presenza della barre.

La verifica nei confronti del ribaltamento è soddisfatta applicando ai tiranti fittizi una forza di pre-tensione pari a 15 KN.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICA

01. Cinematismo Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.138$

■ SLD

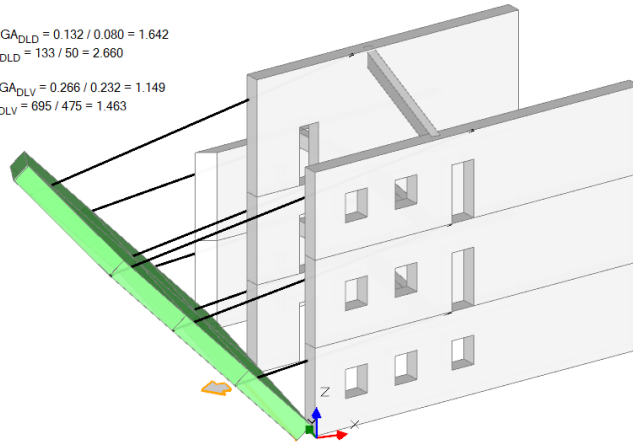
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.132 / 0.080 = 1.642$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 133 / 50 = 2.660$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.266 / 0.232 = 1.149$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 695 / 475 = 1.463$$



1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
63.412	11.200	0.000	0.306	1.286	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
-0.687	9.837	0.000	-0.650	-0.002	0.000	0.000	0.000	1205.64	0.000	9.839

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-0.352	7.023	8.099	0.00	0.00	-240.21	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	-0.020	5.288	9.387	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	peso proprio	-0.335	2.643	8.085	0.00	0.00	-244.53	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da catena	-0.650	-0.002	6.000	12.34	3.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	-0.650	-0.002	9.000	4.45	1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da catena	-0.668	4.860	10.402	4.20	1.89	-0.40	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	-0.011	2.787	8.888	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	peso proprio	-0.334	2.430	4.500	0.00	0.00	-180.02	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da catena	-0.650	-0.002	3.000	12.34	3.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	-0.011	2.787	5.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	peso proprio	-0.355	7.292	4.500	0.00	0.00	-180.02	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da catena	-0.687	9.837	6.000	14.40	4.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da catena	-0.687	9.837	3.000	14.40	4.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da catena	-0.672	5.812	6.000	14.20	4.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da catena	-0.673	6.001	3.000	14.34	4.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	-0.020	5.288	5.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	da solaio	-0.030	7.948	5.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	peso proprio	-0.355	7.292	1.500	0.00	0.00	-180.02	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	-0.030	7.948	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	da solaio	-0.020	5.288	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	peso proprio	-0.334	2.430	1.500	0.00	0.00	-180.02	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	-0.011	2.787	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICA

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
 mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	f _{yd}
	mm ²	mm	N/mm ²
4	113	12	391
5	79	10	391
6	79	10	391
9	113	12	391
12	113	12	391
13	113	12	391
14	113	12	391
15	113	12	391

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
4	44.221	12.833	77.160	469.200	12.833
5	15.708	11.194	4.630	160.000	4.630
6	15.708	8.250	4.630	160.000	4.630
9	44.221	12.833	77.160	469.200	12.833
12	44.221	16.611	77.160	469.200	15.000
13	44.221	16.611	77.160	469.200	15.000
14	44.221	16.611	77.160	469.200	15.000
15	44.221	16.611	77.160	469.200	15.000

Dati:
 n. = numero del carico corrispondente alla catena
 a, d: sezione, diametro; f_{yd}: tensione di snervamento
 Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore
 Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione f_m, resistenza a taglio puro τ_0 ,
 tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,
 resistenza di progetto a compressione f_d, resistenza di progetto a taglio f_{vd}
 Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,
 penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel
 calcolo

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-240.21	-240.21	-0.91	0.00	-8.099	-0.031	0.321	-77.085	1945.511	0.000
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.388	-0.035	0.645	0.000	0.000	0.000
3	0.00	0.00	-244.53	-244.53	-0.92	0.00	-8.085	-0.031	0.321	-78.496	1976.994	0.000
4	12.34	3.52	0.00	0.00	0.00	1.00	-6.000	-0.023	-0.003	-74.133	0.000	0.000
5	4.45	1.27	0.00	0.00	0.00	1.00	-9.000	-0.034	-0.004	-40.104	0.000	0.000
6	4.20	1.89	-0.40	0.00	0.00	1.00	-10.402	-0.039	-0.005	-43.815	0.000	0.000
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.888	-0.034	0.646	0.000	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-180.02	-180.02	-0.68	0.00	-4.500	-0.017	0.323	-58.102	810.128	0.000
9	12.34	3.52	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.000	-0.011	-0.001	-37.067	0.000	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.700	-0.022	0.647	0.000	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-180.02	-180.02	-0.68	0.00	-4.500	-0.017	0.320	-57.636	810.138	0.000
12	14.40	4.21	0.00	0.00	0.00	1.00	-6.000	-0.023	-0.003	-86.482	0.000	0.000
13	14.40	4.21	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.000	-0.011	-0.001	-43.241	0.000	0.000
14	14.20	4.84	0.00	0.00	0.00	1.00	-6.000	-0.023	-0.003	-85.306	0.000	0.000
15	14.34	4.42	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.000	-0.011	-0.001	-43.054	0.000	0.000
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.700	-0.022	0.647	0.000	0.000	0.000
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.700	-0.022	0.647	0.000	0.000	0.000
18	0.00	0.00	-180.02	-180.02	-0.68	0.00	-1.500	-0.006	0.322	-57.906	270.065	0.000
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.700	-0.010	0.649	0.000	0.000	0.000
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.700	-0.010	0.649	0.000	0.000	0.000
21	0.00	0.00	-180.02	-180.02	-0.68	0.00	-1.500	-0.006	0.324	-58.372	270.062	0.000
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.700	-0.010	0.649	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICA

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum(n)[EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum(n)[EZi \cdot \delta Zi]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.138	94700	0.771	0.133

$\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.080	0.000	0.080	0.132	133	132	1.642	2.660

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.116	0.000	0.116	0.266	695	73	1.149	1.463

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Le barre impiegate per la realizzazione delle connessioni sono costituite da barre d'armatura $\phi 12$ ancorate mediante boiacca cementizia per almeno 1.50 m nel muro. La resistenza della singola barra è quindi dato dal minor valore tra la resistenza a trazione e la resistenza a sfilamento della barra. La resistenza a trazione della singola barra è pari a:

$$F_t = A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 44.4 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza allo sfilamento si prescrive una adeguata campagna prove in fase di esecuzione, non avendo a disposizione parametri meccanici di riferimento valutati direttamente con prove di pull-out. Viene di seguito valutata l'idoneità dell'ancoraggio in termini di resistenza ad estrazione boiacca-armatura.

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

f _{ctd}	1,33	MPa	φ	12 mm
------------------	------	-----	---	-------

η_1	1		N	15 KN	Sforzo Normale di progetto
η_2	1		σ_{sd}	132,6291 MPa	
f_{bd}	3	MPa	$l_{b,rqd}$	132,6291 mm	

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$$

α_1	1				
α_2	1		$l_{b,min}$	120 mm	
α_3	1				
α_4	1				
α_5	1				
		l_{bd}		133 mm	

Calcolo eseguito secondo p.to 8.4.4 UNI 1991-1 EC2

Le calcolazioni sono state eseguite con riferimento alla singola barra di ancoraggio, alla luce delle verifiche sopra riportate e considerando che le cuciture prescritte negli elaborati sono diffuse su tutta l'altezza della muratura ad interasse di 50 cm, si ritiene che l'intervento proposto sia idoneo ad evitare il ribaltamento della muratura fuori del proprio piano.

11.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA PARTE SOMMITALE DEL MURO

La parte sommitale del muro facente parte dell'edificio oggetto di demolizione è più alta rispetto all'edificio adiacente non oggetto di intervento. In particolare in corrispondenza del terrazzo del piano secondo il muro prosegue per un'altezza di circa 2.0 m oltre il solaio.

Al fine di contenere la muratura nei riguardi del ribaltamento viene realizzato un coronamento della muratura mediante un cordolo in acciaio a C connesso con barre resinate. Inoltre lungo il muro di spina è presente il vincolo realizzato con le barre iniettate. Viene quindi di seguito valutata la possibilità di ribaltamento di tale porzione di muro attorno alla diagonale che congiunge lo spigolo esterno del solaio del terrazzo e la sommità del muro di spina.

02. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.321$

■ SLD

$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.238 / 0.080 = 2.960$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 509 / 50 = 10.180$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.384 / 0.232 = 1.658$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

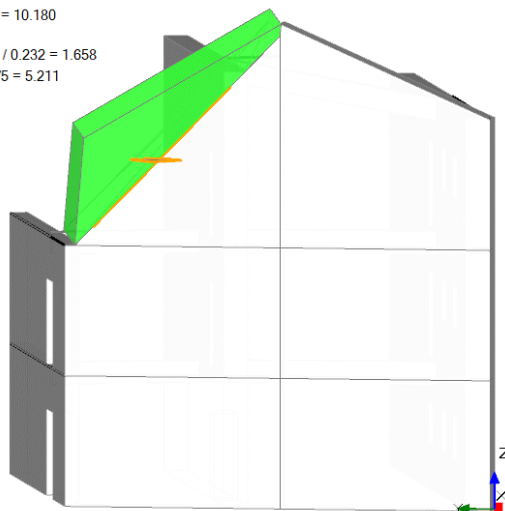


Figura 5 Ipotesi di ribaltamento della muratura sommitale

2) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
5.137	11.200	0.000	0.306	1.286	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
-0.685	9.187	6.432	-0.673	6.003	9.696	0.000	0.000	97.61	0.000	4.560

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	-0.355	7.868	8.796	0.00	0.00	-97.61	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICA

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-97.61	-97.61	-0.37	0.00	-0.707	0.230	0.227	-22.134	68.902	

n. = numero consecutivo del carico
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2 Q$ nel sistema XYZ
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1 = \sum(n) [P_i \delta_i]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.321	9953	1.000	0.238

α_0 = moltiplicatore di collasso
 M* = massa partecipante
 e* = frazione di massa partecipante
 a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.080	0.000	0.080	0.238	509	506	2.960	10.180

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
 TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.116	0.000	0.116	0.384	2475	261	1.658	5.211

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Le verifiche di ribaltamento di tale porzione di muro attorno alla diagonale individuata hanno dato esito positivo sia allo SLV che allo SLD. Le connessioni perimetrali sul muro laterale e sul muro di spina sono quindi sufficienti a realizzare un adeguato vincolo contro il ribaltamento fuori piano.

Seren del Grappa, data intestazione

Il progettista

Ing. Gianni De Nardin

12. ALLEGATI ELABORATI DI CALCOLO: ALL. 001 – ALL. 002

ALL. 001

TABULATI DI CALCOLO

MURO DI SOSTEGNO $H=2,20$ m

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B , la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 - 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro.
Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [MPa]
E	Modulo elastico, espresso in [MPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R_{ck}	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	[MPa]	[MPa]			
1	C25/30	C25/30	B450C	24.5170	30.000	31447.0	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk}	f_{uk}
	[MPa]	[MPa]
B450C	450.000	540.000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	8.00	0.00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10.00 [m]

Paramento

Materiale	C25/30	
Altezza paramento	2.20	[m]
Altezza paramento libero	2.20	[m]
Spessore in sommità	0.30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

Fondazione

Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0.75	[m]
Lunghezza mensola di monte	0.75	[m]
Lunghezza totale	1.80	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.30	[m]
Spessore magrone	0.00	[m]

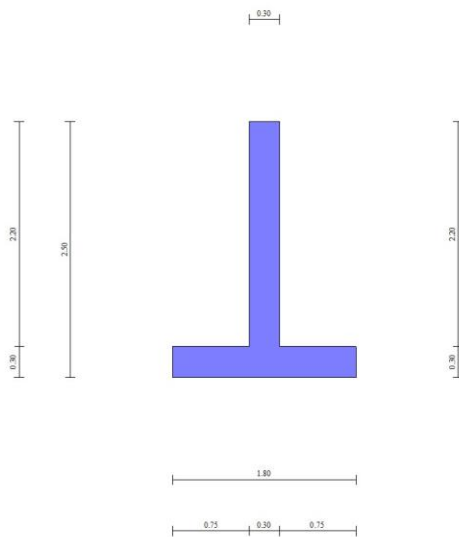


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
ca	Adesione terra-muro espressa in [MPa]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [MPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [MPa]	ca [MPa]	Cesp	τ_l [MPa]
1	Terreno di fondazione	18.0000	18.0000	32.000	21.330	0.003	0.002	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	3.00	0.000	Terreno di fondazione	---	---	---	---	---
2	2.00	0.000	Terreno di fondazione	---	---	---	---	---

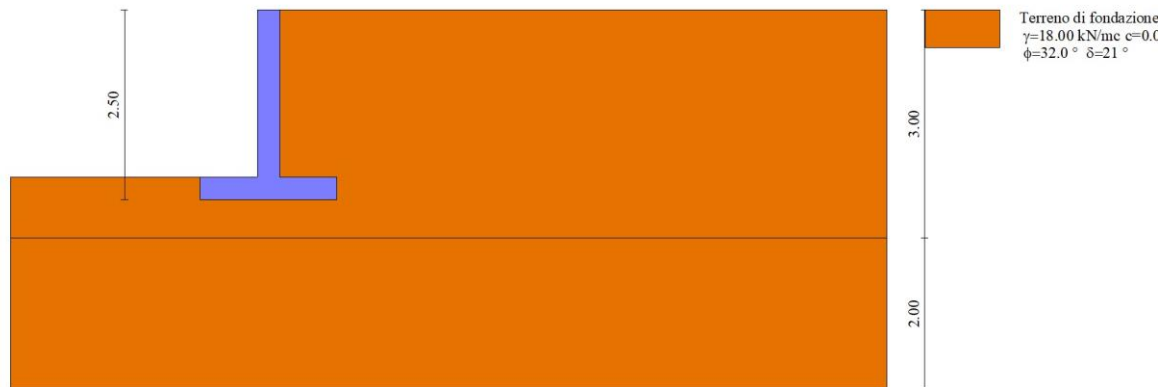


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN]

Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ - $\Psi_1=0.70$ - $\Psi_2=0.60$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0.00	5.00	20.0000	20.0000

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Seren del Grappa
Provincia	Belluno
Regione	Veneto
Latitudine	45.997421
Longitudine	11.858830
Indice punti di interpolazione	10300 - 10301 - 10079 - 10078
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.909	0.667
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.195	0.068
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.409	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.320	0.253
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	8.872	4.436
Ultimo - Ribaltamento	0.570	13.307	6.654
Esercizio	0.470	3.833	1.916

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_{\gamma}$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura	Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
Calcolo momento fessurazione	Apertura
Resistenza a trazione per	Flessione
Valori limite aperture delle fessure:	$w_1=0.20$
	$w_2=0.30$
	$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
A Tipo azione
I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	33.19	21.33	30.92	12.07	0.75	-1.50
	Peso/Inerzia muro			0.00	29.42/0.00	-0.15	-1.66
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	52.20/0.00	0.37	-1.10
2	Spinta statica	16.19	21.33	15.08	5.89	0.75	-1.65
	Incremento di spinta sismica		5.63	5.25	2.05	0.75	-1.67
	Peso/Inerzia muro			2.61	29.42/1.31	-0.15	-1.66
	Peso/Inerzia terrapieno			3.43	38.70/1.72	0.37	-1.10

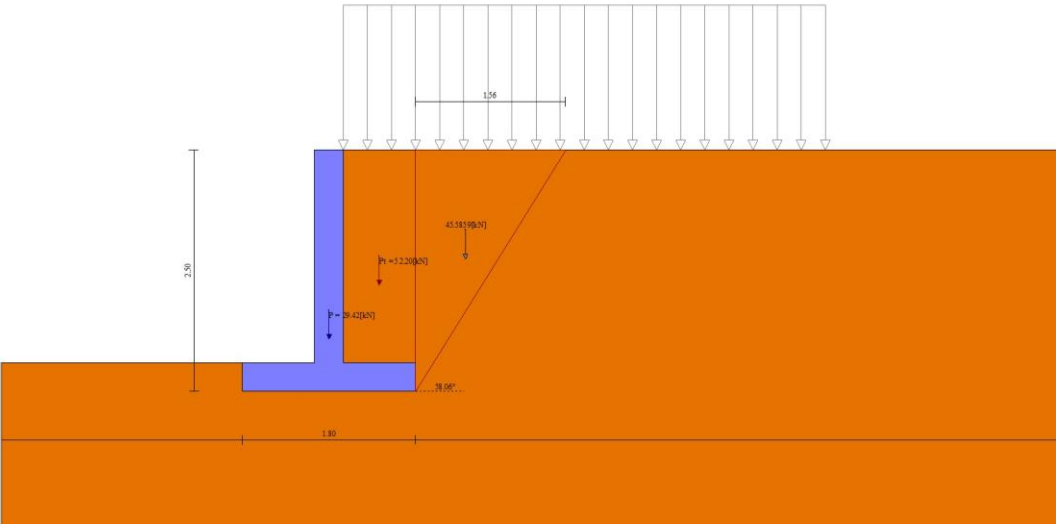


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

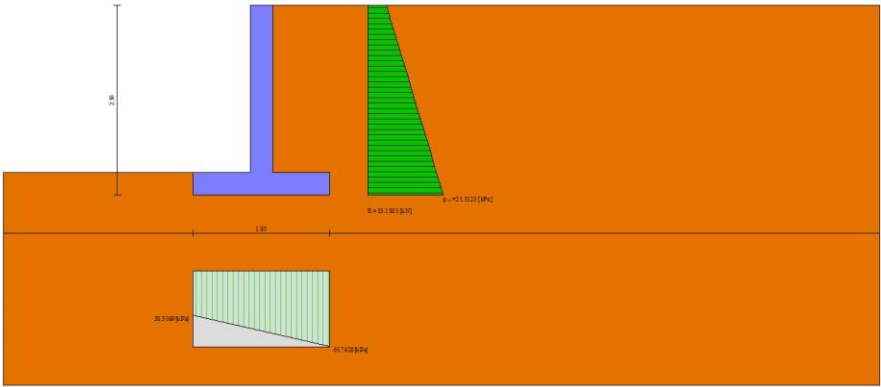


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

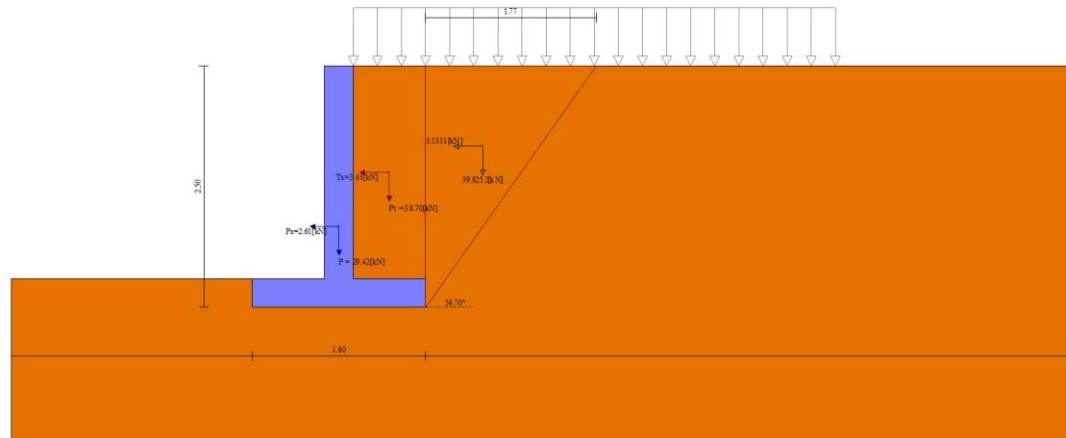


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

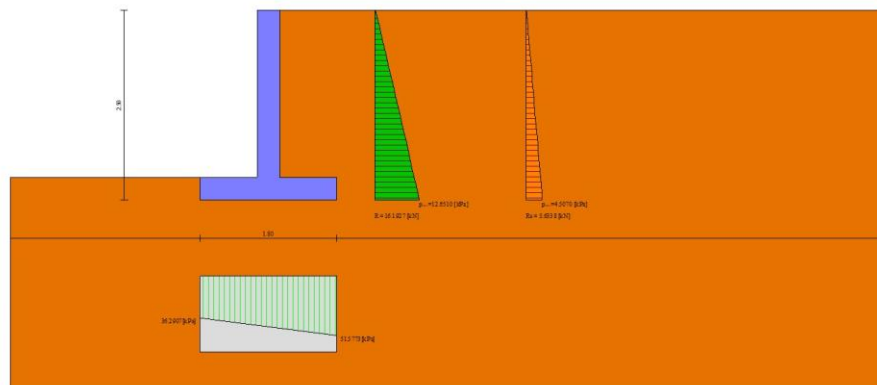


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.271		3.361			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.273		4.132			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.266		4.519			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.320		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.619		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.623		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.974				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.428				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.890				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	39.29	0.00	0.00	--	--	39.29	30.92	1.271
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	30.92	0.00	0.00	--	--	30.92	24.43	1.266

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	93.69	314.88	224.91	3.361
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	79.08	326.76	272.30	4.132

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_y N_y$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [MPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).	

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	35.490	0.635	1.060	--	--	--	--	--	--	0.790	1.000
	23.177	0.635	1.030	--	--	--	--	--	--		
	22.022	0.184	1.030	--	--	--	--	--	--		
2	35.490	0.632	1.060	--	--	--	--	--	--	0.830	1.000
	23.177	0.632	1.030	--	--	--	--	--	--		
	22.022	0.179	1.030	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [MPa]
1	0.30	1.80	1.62	18.00	32.00	0.003
2	0.30	1.80	1.62	18.00	32.00	0.003

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	122.59	30.85	3.974
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	95.95	33.20	2.890

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 0.50	3.48	1.320
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.00; 1.50	4.38	1.619

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Q _y	carico sulla striscia espresso in [kN]
Q _f	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]
T _x ; T _y	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [MPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.64	5.90	0.00	2.46 - 0.23	74.222	26.560	0.002	0.0000	
2	4.22	5.90	0.00	0.23	63.807	26.560	0.002	0.0000	
3	5.85	5.90	0.00	0.23	56.220	26.560	0.002	0.0000	
4	7.09	5.90	0.00	0.23	49.962	26.560	0.002	0.0000	
5	8.10	5.90	0.00	0.23	44.447	26.560	0.002	0.0000	
6	8.93	5.90	0.00	0.23	39.417	26.560	0.002	0.0000	
7	9.64	5.90	0.00	0.23	34.731	26.560	0.002	0.0000	
8	10.44	5.90	0.00	0.23	30.300	26.560	0.002	0.0000	
9	11.17	5.90	0.00	0.23	26.062	26.560	0.002	0.0000	
10	11.58	5.90	0.00	0.23	21.973	26.560	0.002	0.0000	
11	11.47	4.92	0.00	0.23	17.999	26.560	0.002	0.0000	
12	15.44	0.00	0.00	0.23	14.113	26.560	0.002	0.0000	
13	4.36	0.00	0.00	0.23	10.293	26.560	0.002	0.0000	
14	3.54	0.00	0.00	0.23	6.518	26.560	0.002	0.0000	
15	3.62	0.00	0.00	0.23	2.773	26.560	0.002	0.0000	
16	3.39	0.00	0.00	0.23	-0.961	26.560	0.002	0.0000	
17	3.14	0.00	0.00	0.23	-4.700	26.560	0.002	0.0000	
18	3.03	0.00	0.00	0.23	-8.458	26.560	0.002	0.0000	
19	2.87	0.00	0.00	0.23	-12.254	26.560	0.002	0.0000	
20	2.63	0.00	0.00	0.23	-16.105	26.560	0.002	0.0000	
21	2.33	0.00	0.00	0.23	-20.033	26.560	0.002	0.0000	
22	1.95	0.00	0.00	0.23	-24.063	26.560	0.002	0.0000	
23	1.50	0.00	0.00	0.23	-28.224	26.560	0.002	0.0000	
24	0.95	0.00	0.00	0.23	-32.555	26.560	0.002	0.0000	
25	0.31	0.00	0.00	-3.21 - 0.23	-35.408	26.560	0.002	0.0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.30	3.11	0.00	3.12 - 0.26	65.054	32.000	0.003	0.0000	
2	3.59	3.11	0.00	0.26	58.703	32.000	0.003	0.0000	
3	5.37	3.11	0.00	0.26	52.644	32.000	0.003	0.0000	
4	6.81	3.11	0.00	0.26	47.348	32.000	0.003	0.0000	
5	8.02	3.11	0.00	0.26	42.544	32.000	0.003	0.0000	
6	9.05	3.11	0.00	0.26	38.089	32.000	0.003	0.0000	
7	9.93	3.11	0.00	0.26	33.893	32.000	0.003	0.0000	
8	10.68	3.11	0.00	0.26	29.895	32.000	0.003	0.0000	
9	11.32	3.11	0.00	0.26	26.052	32.000	0.003	0.0000	
10	12.29	3.11	0.00	0.26	22.333	32.000	0.003	0.0000	
11	12.82	3.11	0.00	0.26	18.710	32.000	0.003	0.0000	
12	13.19	3.11	0.00	0.26	15.164	32.000	0.003	0.0000	
13	16.98	0.18	0.00	0.26	11.677	32.000	0.003	0.0000	
14	5.14	0.00	0.00	0.26	8.233	32.000	0.003	0.0000	
15	3.58	0.00	0.00	0.26	4.819	32.000	0.003	0.0000	
16	3.64	0.00	0.00	0.26	1.422	32.000	0.003	0.0000	
17	3.19	0.00	0.00	0.26	-1.970	32.000	0.003	0.0000	
18	3.05	0.00	0.00	0.26	-5.369	32.000	0.003	0.0000	
19	2.90	0.00	0.00	0.26	-8.787	32.000	0.003	0.0000	
20	2.68	0.00	0.00	0.26	-12.237	32.000	0.003	0.0000	
21	2.38	0.00	0.00	0.26	-15.732	32.000	0.003	0.0000	
22	2.00	0.00	0.00	0.26	-19.290	32.000	0.003	0.0000	
23	1.53	0.00	0.00	0.26	-22.926	32.000	0.003	0.0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
24	0.97	0.00	0.00	0.26	-26.664	32.000	0.003	0.0000	
25	0.31	0.00	0.00	-3.35 - 0.26	-29.004	32.000	0.003	0.0000	

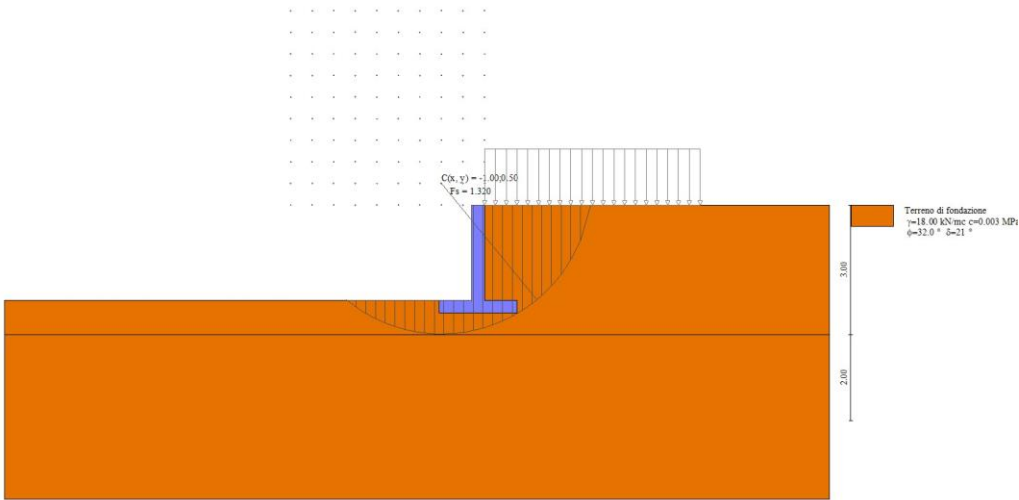


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° Indice della sezione
X Posizione della sezione, espresso in [m]
N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)
La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.70	0.77	0.05	0.52	0.00	0.03
3	-0.20	1.41	1.54	0.15	1.10	0.01	0.11
4	-0.30	2.11	2.30	0.30	1.74	0.03	0.25
5	-0.40	2.81	3.07	0.49	2.43	0.07	0.45
6	-0.50	3.51	3.84	0.72	3.19	0.13	0.74
7	-0.60	4.22	4.61	1.00	4.01	0.22	1.10
8	-0.70	4.92	5.38	1.33	4.89	0.34	1.54
9	-0.80	5.62	6.15	1.70	5.82	0.49	2.07
10	-0.90	6.33	6.91	2.12	6.82	0.68	2.71
11	-1.00	7.03	7.68	2.59	7.88	0.91	3.44
12	-1.10	7.73	8.45	3.10	8.99	1.20	4.28
13	-1.20	8.43	9.22	3.66	10.17	1.53	5.24
14	-1.30	9.14	9.99	4.26	11.41	1.93	6.32
15	-1.40	9.84	10.75	4.91	12.70	2.39	7.52
16	-1.50	10.54	11.52	5.60	14.06	2.91	8.86
17	-1.60	11.25	12.29	6.34	15.47	3.51	10.34
18	-1.70	11.95	13.06	7.13	16.95	4.18	11.96
19	-1.80	12.65	13.83	7.96	18.49	4.94	13.73
20	-1.90	13.35	14.59	8.84	20.08	5.78	15.66
21	-2.00	14.06	15.36	9.77	21.74	6.71	17.75
22	-2.10	14.76	16.13	10.74	23.45	7.73	20.01
23	-2.20	15.46	16.90	11.76	25.23	8.86	22.44

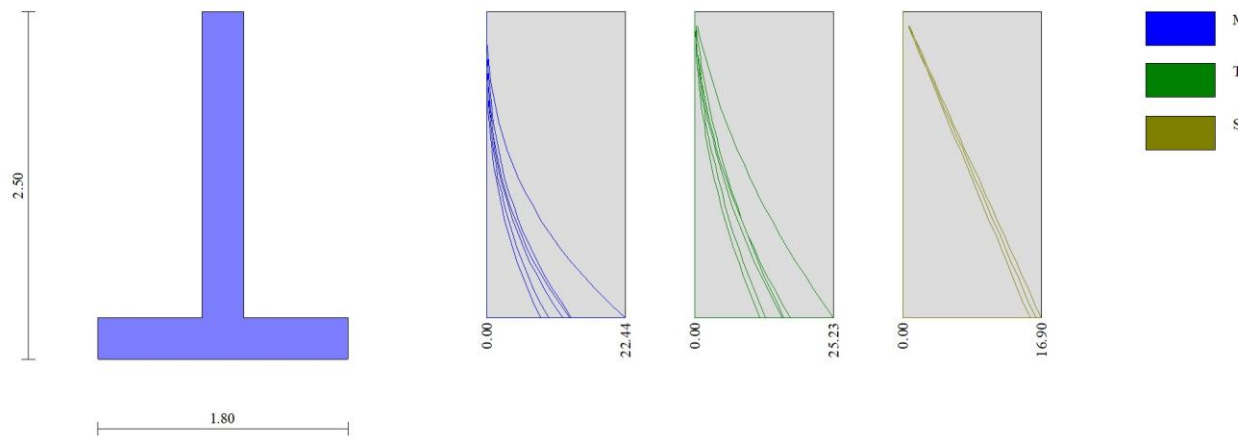


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.96	0.00	0.00	1.07	2.97	0.05	0.14
3	-0.86	0.00	0.00	2.37	6.07	0.21	0.56
4	-0.77	0.00	0.00	3.89	9.31	0.50	1.28
5	-0.68	0.00	0.00	5.65	12.68	0.94	2.31
6	-0.58	0.00	0.00	7.64	16.19	1.57	3.66
7	-0.49	0.00	0.00	9.86	19.83	2.38	5.35
8	-0.39	0.00	0.00	12.31	23.60	3.42	7.38
9	-0.30	0.00	0.00	14.99	27.51	4.70	9.78
10	0.00	0.00	0.00	-21.58	-3.05	-7.55	-0.22
11	0.09	0.00	0.00	-18.41	-1.86	-5.68	0.01
12	0.19	0.00	0.00	-15.38	-0.90	-4.10	0.13
13	0.28	0.00	0.00	-12.48	-0.18	-2.79	0.18
14	0.38	0.00	0.00	-9.71	0.32	-1.75	0.18
15	0.47	0.00	0.00	-7.08	0.58	-0.97	0.13
16	0.56	0.00	0.00	-4.59	0.62	-0.42	0.07
17	0.66	0.00	0.00	-2.23	0.43	-0.10	0.02
18	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

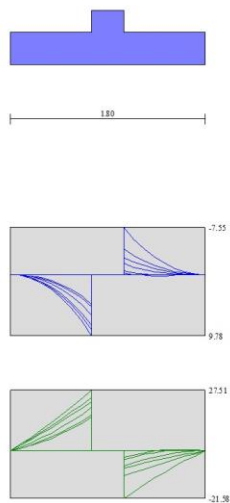


Fig. 9 - Fondazione

Verifiche strutturali*Verifiche a flessione*Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sfuerzo normale agente espressa in [kN]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
Nrd	sfuerzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.03	0.74	61.04	0.74	2401.682
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.11	1.47	61.14	1.47	578.337
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.25	2.21	61.23	2.21	247.971
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.45	2.94	61.32	2.94	134.778
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.74	3.68	61.41	3.68	83.463
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.10	4.41	61.50	4.41	56.149
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.54	5.15	61.59	5.15	40.005
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.07	5.88	61.68	5.88	29.733
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.71	6.62	61.77	6.62	22.826
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.44	7.36	61.86	7.36	17.981
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.28	8.09	61.95	8.09	14.463
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.24	8.83	62.05	8.83	11.838
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	6.32	9.56	62.14	9.56	9.833
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	7.52	10.30	62.23	10.30	8.270
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	8.86	11.03	62.32	11.03	7.032
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	10.34	11.77	62.41	11.77	6.037
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	11.96	12.50	62.50	12.50	5.226
19	1.00	0.30	0.000616	0.000616	13.73	13.24	62.59	13.24	4.559
20	1.00	0.30	0.000616	0.000616	15.66	13.97	62.68	13.97	4.003
21	1.00	0.30	0.000616	0.000616	17.75	14.71	62.77	14.71	3.537
22	1.00	0.30	0.000616	0.000616	20.01	15.45	62.86	15.45	3.142
23	1.00	0.30	0.000616	0.000616	22.44	16.18	62.95	16.18	2.805

Fondazione

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.14	0.00	60.95	0.00	441.285
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.56	0.00	60.95	0.00	108.672
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.28	0.00	60.95	0.00	47.587
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.31	0.00	60.95	0.00	26.379
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.66	0.00	60.95	0.00	16.641
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.35	0.00	60.95	0.00	11.393
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	7.38	0.00	60.95	0.00	8.254
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	9.78	0.00	60.95	0.00	6.233
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-7.55	0.00	-60.95	0.00	8.069
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-5.68	0.00	-60.95	0.00	10.730
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-4.10	0.00	-60.95	0.00	14.873
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-2.79	0.00	-60.95	0.00	21.819
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-1.75	0.00	-60.95	0.00	34.744
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.97	0.00	-60.95	0.00	62.972
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.42	0.00	-60.95	0.00	144.504
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.10	0.00	-60.95	0.00	589.742
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

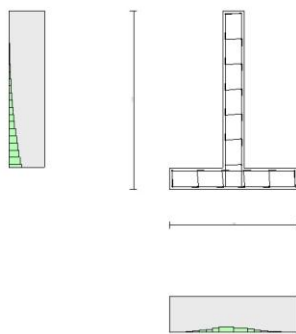


Fig. 10 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [mq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	0.00	100.000
2	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.59	0.52	263.454
3	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.69	1.10	124.545
4	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.79	1.74	78.777
5	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.89	2.43	56.231
6	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.98	3.19	42.918
7	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.08	4.01	34.194
8	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.18	4.89	28.076
9	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.28	5.82	23.575
10	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.38	6.82	20.144
11	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.48	7.88	17.454
12	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.58	8.99	15.298
13	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.68	10.17	13.538
14	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.78	11.41	12.079
15	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.88	12.70	10.854
16	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	137.98	14.06	9.814
17	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.08	15.47	8.923
18	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.18	16.95	8.152
19	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.28	18.49	7.480
20	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.37	20.08	6.890
21	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.47	21.74	6.370
22	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.57	23.45	5.908
23	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	138.67	25.23	5.497

Fondazione

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	0.00	100.000
2	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-2.97	45.970
3	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-6.07	22.477
4	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-9.31	14.661
5	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-12.68	10.763
6	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-16.19	8.432
7	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-19.83	6.884
8	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-23.60	5.783

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
9	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-27.51	4.961
10	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-21.58	6.326
11	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-18.41	7.414
12	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-15.38	8.876
13	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-12.48	10.938
14	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-9.71	14.050
15	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-7.08	19.266
16	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-4.59	29.744
17	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	-2.23	61.279
18	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	136.49	0.00	100.000

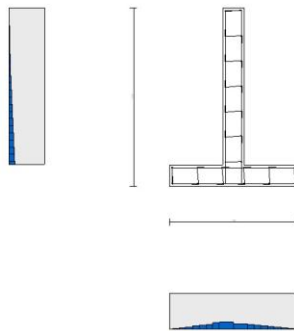


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [m]
H	altezza sezione, espressa in [m]
A _{fi}	area ferri inferiori, espressa in [mq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [mq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [MPa]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [MPa]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [MPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	14.940	[MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360.000	[MPa]

n°	B [m]	H [m]	A _{fi} [mq]	A _{fs} [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ _c [MPa]	σ _{fi} [MPa]	σ _{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.01	0.74	0.003 (10)	0.026 (10)	0.043 (10)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.05	1.47	0.008 (10)	0.033 (10)	0.105 (10)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.13	2.21	0.015 (10)	0.017 (10)	0.190 (10)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.24	2.94	0.025 (10)	0.064 (10)	0.311 (10)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.39	3.68	0.041 (10)	0.326 (10)	0.489 (10)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.59	4.41	0.066 (10)	0.908 (10)	0.723 (10)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.83	5.15	0.098 (10)	1.879 (10)	1.003 (10)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.14	5.88	0.138 (10)	3.258 (10)	1.324 (10)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.50	6.62	0.186 (10)	5.062 (10)	1.687 (10)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.93	7.36	0.242 (10)	7.312 (10)	2.093 (10)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.43	8.09	0.307 (10)	10.036 (10)	2.546 (10)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.00	8.83	0.381 (10)	13.262 (10)	3.050 (10)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.65	9.56	0.466 (10)	17.018 (10)	3.608 (10)

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.39	10.30	0.560 (10)	21.335 (10)	4.223 (10)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.21	11.03	0.666 (10)	26.243 (10)	4.898 (10)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	6.12	11.77	0.784 (10)	31.772 (10)	5.638 (10)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	7.13	12.50	0.914 (10)	37.954 (10)	6.444 (10)
19	1.00	0.30	0.000616	0.000616	8.24	13.24	1.057 (10)	44.818 (10)	7.321 (10)
20	1.00	0.30	0.000616	0.000616	9.46	13.97	1.214 (10)	52.396 (10)	8.271 (10)
21	1.00	0.30	0.000616	0.000616	10.79	14.71	1.384 (10)	60.718 (10)	9.298 (10)
22	1.00	0.30	0.000616	0.000616	12.24	15.45	1.569 (10)	69.815 (10)	10.404 (10)
23	1.00	0.30	0.000616	0.000616	13.80	16.18	1.770 (10)	79.718 (10)	11.595 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14.940 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.08	0.00	0.010 (10)	0.531 (10)	0.055 (10)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.33	0.00	0.042 (10)	2.210 (10)	0.229 (10)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.77	0.00	0.098 (10)	5.166 (10)	0.536 (10)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.42	0.00	0.181 (10)	9.527 (10)	0.988 (10)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.30	0.00	0.292 (10)	15.423 (10)	1.599 (10)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.42	0.00	0.436 (10)	22.982 (10)	2.382 (10)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.81	0.00	0.613 (10)	32.332 (10)	3.352 (10)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	6.49	0.00	0.827 (10)	43.604 (10)	4.520 (10)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-1.76	0.00	0.225 (10)	1.228 (10)	11.847 (10)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-1.19	0.00	0.152 (10)	0.831 (10)	8.019 (10)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.76	0.00	0.097 (10)	0.531 (10)	5.118 (10)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.45	0.00	0.057 (10)	0.313 (10)	3.018 (10)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.24	0.00	0.030 (10)	0.165 (10)	1.588 (10)
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.10	0.00	0.013 (10)	0.073 (10)	0.700 (10)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.03	0.00	0.004 (10)	0.023 (10)	0.225 (10)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.01	0.00	0.001 (10)	0.004 (10)	0.035 (10)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)

Combinazioni SLEF**Paramento**

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24.900 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.74	0.003 (11)	0.031 (11)	0.038 (11)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.02	1.47	0.006 (11)	0.054 (11)	0.084 (11)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.06	2.21	0.010 (11)	0.065 (11)	0.143 (11)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.11	2.94	0.016 (11)	0.061 (11)	0.216 (11)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.20	3.68	0.023 (11)	0.039 (11)	0.307 (11)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.31	4.41	0.033 (11)	0.027 (11)	0.427 (11)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.46	5.15	0.048 (11)	0.212 (11)	0.593 (11)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.65	5.88	0.070 (11)	0.628 (11)	0.815 (11)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.88	6.62	0.100 (11)	1.388 (11)	1.090 (11)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.17	7.36	0.137 (11)	2.541 (11)	1.408 (11)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.50	8.09	0.182 (11)	4.104 (11)	1.764 (11)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.90	8.83	0.234 (11)	6.090 (11)	2.159 (11)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.36	9.56	0.294 (11)	8.520 (11)	2.595 (11)
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.89	10.30	0.363 (11)	11.418 (11)	3.076 (11)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.49	11.03	0.441 (11)	14.810 (11)	3.606 (11)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.16	11.77	0.529 (11)	18.726 (11)	4.187 (11)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.92	12.50	0.627 (11)	23.194 (11)	4.824 (11)
19	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.76	13.24	0.737 (11)	28.244 (11)	5.520 (11)
20	1.00	0.30	0.000616	0.000616	6.70	13.97	0.857 (11)	33.906 (11)	6.278 (11)
21	1.00	0.30	0.000616	0.000616	7.73	14.71	0.990 (11)	40.211 (11)	7.101 (11)
22	1.00	0.30	0.000616	0.000616	8.86	15.45	1.135 (11)	47.189 (11)	7.993 (11)
23	1.00	0.30	0.000616	0.000616	10.09	16.18	1.294 (11)	54.870 (11)	8.957 (11)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24.900 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [MPa]	σfi [MPa]	σfs [MPa]
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.06	0.00	0.007 (11)	0.376 (11)	0.039 (11)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.24	0.00	0.030 (11)	1.597 (11)	0.166 (11)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.57	0.00	0.072 (11)	3.805 (11)	0.394 (11)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.06	0.00	0.135 (11)	7.140 (11)	0.740 (11)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.75	0.00	0.223 (11)	11.744 (11)	1.217 (11)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.64	0.00	0.337 (11)	17.758 (11)	1.841 (11)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.77	0.00	0.480 (11)	25.323 (11)	2.625 (11)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.15	0.00	0.656 (11)	34.579 (11)	3.585 (11)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.61	0.00	0.077 (11)	0.423 (11)	4.078 (11)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.29	0.00	0.037 (11)	0.204 (11)	1.970 (11)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.09	0.00	0.011 (11)	0.062 (11)	0.601 (11)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.03	0.00	0.003 (11)	0.171 (11)	0.018 (11)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.07	0.00	0.009 (11)	0.486 (11)	0.050 (11)
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.07	0.00	0.009 (11)	0.485 (11)	0.050 (11)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.05	0.00	0.006 (11)	0.310 (11)	0.032 (11)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.02	0.00	0.002 (11)	0.101 (11)	0.010 (11)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11.205 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [MPa]	σfi [MPa]	σfs [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.74	0.002 (12)	0.033 (12)	0.036 (12)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.01	1.47	0.005 (12)	0.061 (12)	0.078 (12)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.03	2.21	0.009 (12)	0.081 (12)	0.127 (12)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.07	2.94	0.014 (12)	0.089 (12)	0.188 (12)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.13	3.68	0.020 (12)	0.083 (12)	0.264 (12)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.22	4.41	0.027 (12)	0.059 (12)	0.357 (12)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.34	5.15	0.037 (12)	0.000 (1)	0.475 (12)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.49	5.88	0.051 (12)	0.156 (12)	0.637 (12)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.68	6.62	0.072 (12)	0.518 (12)	0.857 (12)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.91	7.36	0.101 (12)	1.210 (12)	1.134 (12)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.20	8.09	0.138 (12)	2.307 (12)	1.458 (12)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.53	8.83	0.183 (12)	3.827 (12)	1.822 (12)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.93	9.56	0.236 (12)	5.781 (12)	2.223 (12)
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.39	10.30	0.296 (12)	8.184 (12)	2.665 (12)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.91	11.03	0.365 (12)	11.056 (12)	3.150 (12)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.51	11.77	0.443 (12)	14.424 (12)	3.683 (12)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.18	12.50	0.531 (12)	18.313 (12)	4.266 (12)
19	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.94	13.24	0.629 (12)	22.753 (12)	4.904 (12)
20	1.00	0.30	0.000616	0.000616	5.78	13.97	0.738 (12)	27.772 (12)	5.599 (12)
21	1.00	0.30	0.000616	0.000616	6.71	14.71	0.858 (12)	33.401 (12)	6.357 (12)
22	1.00	0.30	0.000616	0.000616	7.73	15.45	0.990 (12)	39.670 (12)	7.178 (12)
23	1.00	0.30	0.000616	0.000616	8.86	16.18	1.135 (12)	46.609 (12)	8.069 (12)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11.205 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [MPa]	σfi [MPa]	σfs [MPa]
1	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)
2	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.05	0.00	0.006 (12)	0.324 (12)	0.034 (12)
3	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.21	0.00	0.026 (12)	1.393 (12)	0.144 (12)
4	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.50	0.00	0.064 (12)	3.351 (12)	0.347 (12)
5	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.94	0.00	0.120 (12)	6.345 (12)	0.658 (12)
6	1.00	0.30	0.000616	0.000616	1.57	0.00	0.199 (12)	10.519 (12)	1.090 (12)
7	1.00	0.30	0.000616	0.000616	2.38	0.00	0.304 (12)	16.018 (12)	1.661 (12)
8	1.00	0.30	0.000616	0.000616	3.42	0.00	0.436 (12)	22.988 (12)	2.383 (12)
9	1.00	0.30	0.000616	0.000616	4.70	0.00	0.599 (12)	31.574 (12)	3.273 (12)
10	1.00	0.30	0.000616	0.000616	-0.22	0.00	0.028 (12)	0.155 (12)	1.491 (12)
11	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.01	0.00	0.001 (12)	0.044 (12)	0.005 (12)
12	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.13	0.00	0.017 (12)	0.904 (12)	0.094 (12)
13	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.18	0.00	0.023 (12)	1.232 (12)	0.128 (12)
14	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.18	0.00	0.022 (12)	1.176 (12)	0.122 (12)
15	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.13	0.00	0.017 (12)	0.879 (12)	0.091 (12)
16	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.07	0.00	0.009 (12)	0.488 (12)	0.051 (12)
17	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.02	0.00	0.003 (12)	0.146 (12)	0.015 (12)
18	1.00	0.30	0.000616	0.000616	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Af	area ferri zona tesa espresso in [mq]
Aeff	area efficace espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
ε	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [m]
w	apertura delle fessure espressa in [m]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)
2	1.00	0.30	0.000616	0.080562	0.00	50.91	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
3	1.00	0.30	0.000616	0.080533	0.02	50.95	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
4	1.00	0.30	0.000616	0.080504	0.06	50.99	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
5	1.00	0.30	0.000616	0.080476	0.11	51.02	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
6	1.00	0.30	0.000616	0.080447	0.20	51.06	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
7	1.00	0.30	0.000616	0.080418	0.31	51.10	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
8	1.00	0.30	0.000616	0.080389	0.46	51.14	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
9	1.00	0.30	0.000616	0.080361	0.65	51.18	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
10	1.00	0.30	0.000616	0.080332	0.88	51.22	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
11	1.00	0.30	0.000616	0.080303	1.17	51.25	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
12	1.00	0.30	0.000616	0.080275	1.50	51.30	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
13	1.00	0.30	0.000616	0.080246	1.90	51.33	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
14	1.00	0.30	0.000616	0.080217	2.36	51.37	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
15	1.00	0.30	0.000616	0.080188	2.89	51.41	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
16	1.00	0.30	0.000616	0.080160	3.49	51.45	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
17	1.00	0.30	0.000616	0.080131	4.16	51.49	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
18	1.00	0.30	0.000616	0.080102	4.92	51.52	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
19	1.00	0.30	0.000616	0.080073	5.76	51.56	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
20	1.00	0.30	0.000616	0.080045	6.70	51.60	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
21	1.00	0.30	0.000616	0.080016	7.73	51.64	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
22	1.00	0.30	0.000616	0.079987	8.86	51.68	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
23	1.00	0.30	0.000616	0.079958	10.09	51.71	0.000000	0.000000	0.000000 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)
2	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.06	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
3	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.24	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
4	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.57	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
5	1.00	0.30	0.000616	0.080591	1.06	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
6	1.00	0.30	0.000616	0.080591	1.75	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
7	1.00	0.30	0.000616	0.080591	2.64	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
8	1.00	0.30	0.000616	0.080591	3.77	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
9	1.00	0.30	0.000616	0.080591	5.15	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
10	1.00	0.30	0.000616	0.080591	-0.61	-50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
11	1.00	0.30	0.000616	0.080591	-0.29	-50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
12	1.00	0.30	0.000616	0.080591	-0.09	-50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
13	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.03	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
14	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.07	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
15	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.07	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
16	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.05	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
17	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.02	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
18	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.30	0.000616	0.080562	0.00	50.91	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.30	0.000616	0.080533	0.01	50.95	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.30	0.000616	0.080504	0.03	50.99	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
5	1.00	0.30	0.000616	0.080476	0.07	51.03	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.30	0.000616	0.080447	0.13	51.06	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.30	0.000616	0.080418	0.22	51.10	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.30	0.000616	0.080389	0.34	51.14	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.30	0.000616	0.080361	0.49	51.18	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	0.30	0.000616	0.080332	0.68	51.22	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	0.30	0.000616	0.080303	0.91	51.26	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	0.30	0.000616	0.080275	1.20	51.29	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	0.30	0.000616	0.080246	1.53	51.33	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	0.30	0.000616	0.080217	1.93	51.37	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
15	1.00	0.30	0.000616	0.080188	2.39	51.41	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
16	1.00	0.30	0.000616	0.080160	2.91	51.45	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
17	1.00	0.30	0.000616	0.080131	3.51	51.48	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
18	1.00	0.30	0.000616	0.080102	4.18	51.52	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
19	1.00	0.30	0.000616	0.080073	4.94	51.56	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
20	1.00	0.30	0.000616	0.080045	5.78	51.60	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
21	1.00	0.30	0.000616	0.080016	6.71	51.64	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
22	1.00	0.30	0.000616	0.079987	7.73	51.68	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
23	1.00	0.30	0.000616	0.079958	8.86	51.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.05	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.21	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.50	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.94	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.30	0.000616	0.080591	1.57	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.30	0.000616	0.080591	2.38	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.30	0.000616	0.080591	3.42	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.30	0.000616	0.080591	4.70	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	0.30	0.000616	0.080591	-0.22	-50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.01	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.13	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.18	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.18	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
15	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.13	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
16	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.07	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
17	1.00	0.30	0.000616	0.080591	0.02	50.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
18	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [m]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [m]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	4	0.01400	1.30	0.0154	0.0615	
2	Diritto superiore	4	0.01400	2.58	0.0306	0.1224	
3	Diritto superiore	4	0.01400	1.30	0.0154	0.0615	
4	Diritto inferiore	4	0.01400	2.58	0.0306	0.1224	
5	Ripartitore	14	0.01000	1.00	0.0060	0.0846	
6	Gancio	14	0.01000	0.41	0.0025	0.0349	
	Totale al metro					0.4874	0.66
	Totale					4.8737	6.60

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [m]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	4	0.01400	2.57	0.0304	0.1216	
2	Diritto inferiore	4	0.01400	2.57	0.0304	0.1216	
3	Ripartitore	12	0.01000	1.00	0.0060	0.0726	
4	Gancio	12	0.01000	0.41	0.0025	0.0299	
	Totale al metro					0.3457	0.54
	Totale					2.9449	5.40

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Calcestruzzo in elevazione	[mc]	6.60	72.30	477.18
Calcestruzzo in fondazione	[mc]	5.40	61.97	334.64
Acciaio per armatura	[kN]	7.8186	0.90	717.54
Casseformi	[mq]	44.00	13.94	613.36
Scavo a sezione obbligata	[mc]	5.40	9.30	50.22
Totale muro				2192.94
Totale				2192.94

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	FABER COSTRUZIONI S.R.L.
Licenza	AIU5837TR

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()

Indice

Normative di riferimento	Errore. Il segnalibro non è definito.
Richiami teorici	1
Calcolo della spinta sul muro	1
Valori caratteristici e valori di calcolo	1
Metodo di Culmann	1
Spinta in presenza di falda	1
Spinta in presenza di sisma	1
Verifica a ribaltamento	2
Verifica a scorrimento	2
Verifica al carico limite	3
Verifica alla stabilità globale	4
Dati	5
Materiali	5
Calcestruzzo armato	5
Acciai	5
Geometria profilo terreno a monte del muro	5
Geometria muro	5
Geometria paramento e fondazione	5
Descrizione terreni	6
Stratigrafia	6
Condizioni di carico	7
Normativa	7
Descrizione combinazioni di carico	8
Dati sismici	9
Opzioni di calcolo	11
Risultati per inviluppo	12
Spinta e forze	12
Verifiche geotecniche	13
Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	13
Verifica a scorrimento fondazione	14
Verifica a carico limite	14
Dettagli calcolo portanza	14
Verifica a ribaltamento	14
Verifica stabilità globale muro + terreno	15
Dettagli strisce verifiche stabilità	15
Sollecitazioni	16
Paramento	16
Fondazione	17
Verifiche strutturali	18
Verifiche a flessione	18
Paramento	18
Fondazione	18
Verifiche a taglio	19
Paramento	19
Fondazione	19
Verifica delle tensioni	20
Combinazioni SLER	20
Paramento	20
Fondazione	21
Combinazioni SLEF	21
Paramento	21

Fondazione	21
Combinazioni SLEQ	22
Paramento	22
Fondazione	22
Verifica a fessurazione	22
Combinazioni SLEF	23
Paramento	23
Fondazione	23
Combinazioni SLEQ	23
Paramento	23
Fondazione	24
Elenco ferri	25
Paramento	25
Fondazione	25
Computo metrico	25
Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	26

ALL. 002

TABULATI DI CALCOLO

MURO DI SOSTEGNO $H=1,30$ m

Dati**Materiali****Simbologia adottata**

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [MPa]
E	Modulo elastico, espresso in [MPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R_{ck}	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	[MPa]	[MPa]			
1	C25/30	C25/30	B450C	24.5170	30.000	31447.0	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk}	f_{uk}
	[MPa]	[MPa]
B450C	450.000	540.000

Geometria profilo terreno a monte del muro**Simbologia adottata**

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	8.00	0.00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Geometria muro**Geometria paramento e fondazione**

Lunghezza muro 10.00 [m]

Paramento

Materiale	C25/30	
Altezza paramento	1.30	[m]
Altezza paramento libero	1.30	[m]
Spessore in sommità	0.30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

Fondazione

Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0.10	[m]
Lunghezza mensola di monte	0.50	[m]
Lunghezza totale	0.90	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.30	[m]
Spessore magrone	0.00	[m]

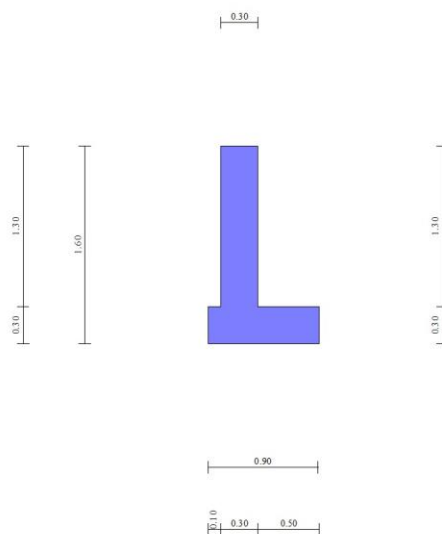


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
ca	Adesione terra-muro espressa in [MPa]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [MPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [MPa]	ca [MPa]	Cesp	τ_l [MPa]
1	Terreno di fondazione	18.0000	18.0000	32.000	21.330	0.003	0.002	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	3.00	0.000	Terreno di fondazione	---	---	---	---	---
2	2.00	0.000	Terreno di fondazione	---	---	---	---	---

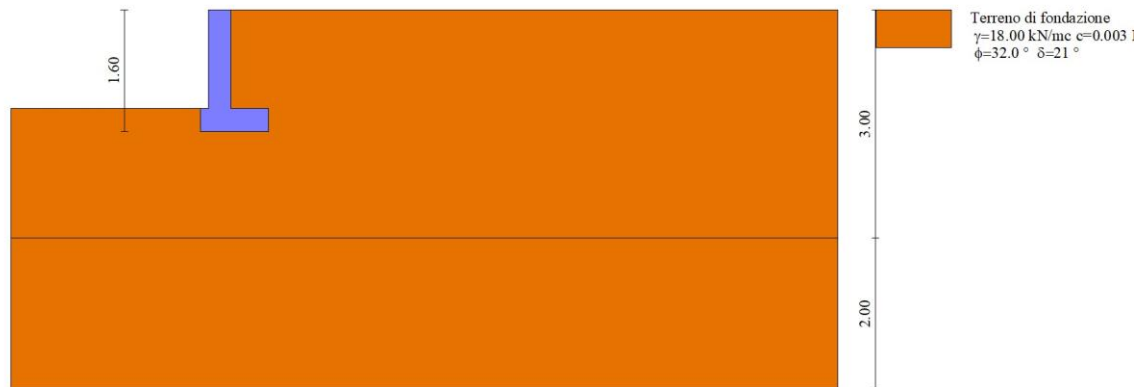


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Folla) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ - $\Psi_1=0.70$ - $\Psi_2=0.60$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Distribuito					0.00	5.00	20.0000	20.0000

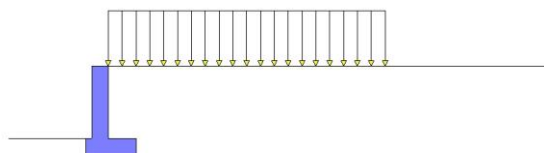


Fig. 3 - Carichi sul terreno

Condizione n° 2 (Condizione 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00$ - $\Psi_1=1.00$ - $\Psi_2=1.00$

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c'	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_T	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Folla	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Folla	1.00	0.60	Sfavorevole

Dati sismici

Comune

Seren del Grappa

Provincia Belluno
 Regione Veneto
 Latitudine 45.997421
 Longitudine 11.858830
 Indice punti di interpolazione 10300 - 10301 - 10079 - 10078
 Vita nominale 50 anni
 Classe d'uso II
 Tipo costruzione Normali affollamenti
 Vita di riferimento 50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.909	0.667
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.195	0.068
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.409	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.320	0.253
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	8.872	4.436
Ultimo - Ribaltamento	0.570	13.307	6.654
Esercizio	0.470	3.833	1.916

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_\gamma$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura	Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
Calcolo momento fessurazione	Apertura
Resistenza a trazione per	Flessione
Valori limite aperture delle fessure:	$w_1=0.20$
	$w_2=0.30$
	$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
A Tipo azione
I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	16.61	21.33	15.47	6.04	0.50	-0.93
	Peso/Inerzia muro			0.00	16.18/0.00	-0.07	-0.98
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	26.70/0.00	0.25	-0.65
2	Spinta statica	6.81	21.33	6.34	2.48	0.50	-1.05
	Incremento di spinta sismica		2.71	2.53	0.99	0.50	-1.07
	Peso/Inerzia muro			1.44	16.18/0.72	-0.07	-0.98
	Peso/Inerzia terrapieno			1.57	17.70/0.79	0.25	-0.65

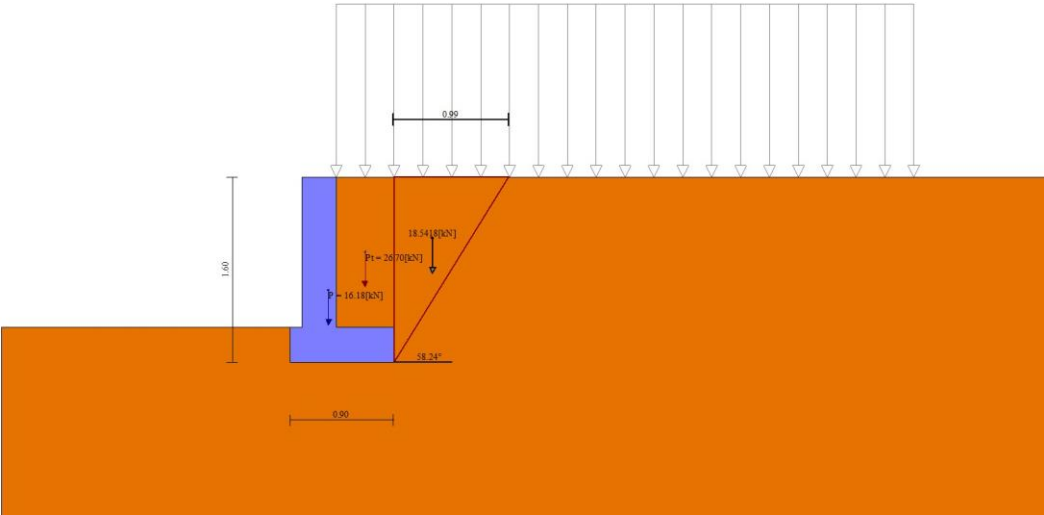


Fig. 4 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)



Fig. 5 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

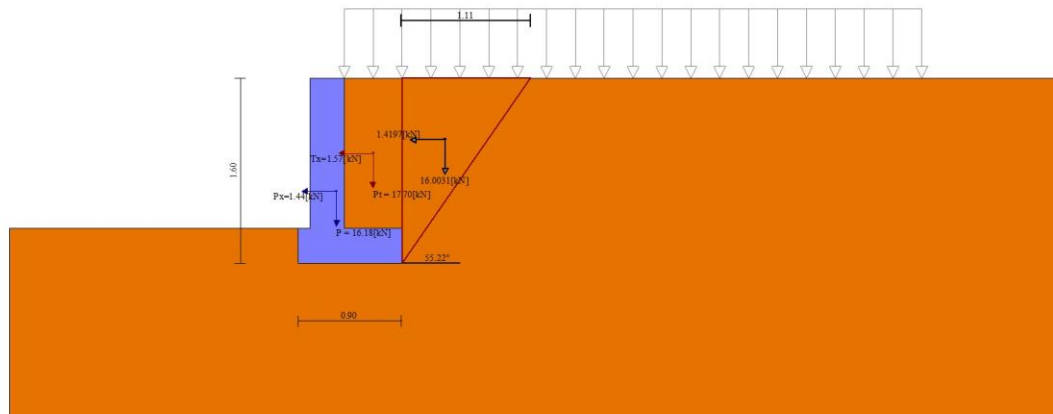


Fig. 6 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

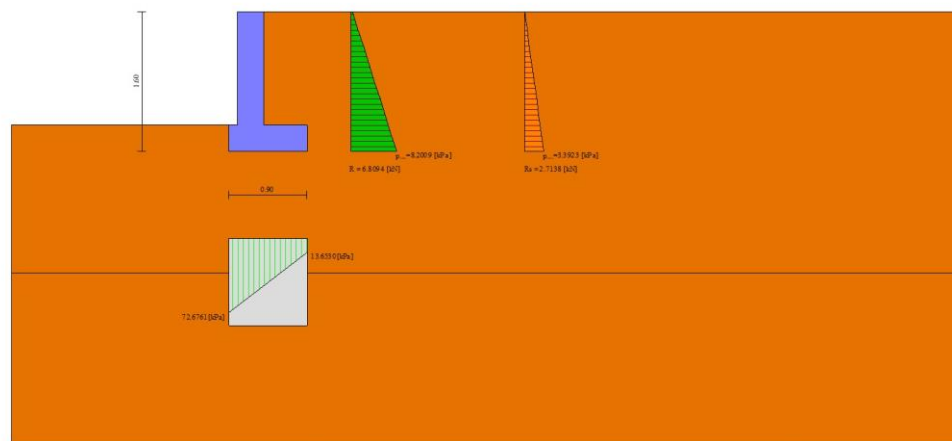


Fig. 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.322		2.567			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.391		3.182			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.392		3.430			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.415		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.822		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.832		
7 - EQU (A1-M1-R3)			2.724				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.353				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.093				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	20.45	0.00	0.00	--	--	20.45	15.47	1.322
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	16.52	0.00	0.00	--	--	16.52	11.88	1.391

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	48.92	125.59	89.71	2.567
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	38.85	123.60	103.00	3.182

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [MPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).	

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	35.490	0.648	1.120	--	--	--	--	--	--	0.691	1.000
	23.177	0.648	1.060	--	--	--	--	--	--		
	22.022	0.204	1.060	--	--	--	--	--	--		
2	35.490	0.658	1.120	--	--	--	--	--	--	0.662	1.000
	23.177	0.658	1.060	--	--	--	--	--	--		
	22.022	0.220	1.060	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [MPa]
1	0.30	0.90	0.81	18.00	32.00	0.003
2	0.30	0.90	0.81	18.00	32.00	0.003

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	28.16	10.34	2.724
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	19.99	9.55	2.093

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-0.50; 0.50	2.34	1.415
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 1.00	2.80	1.822

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Q _y	carico sulla striscia espresso in [kN]
Q _f	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]
T _x ; T _y	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [MPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
1	0.60	3.94	0.00	1.79 - 0.15	70.804	26.560	0.002	0.0000	
2	1.59	3.94	0.00	0.15	62.369	26.560	0.002	0.0000	
3	2.28	3.94	0.00	0.15	55.100	26.560	0.002	0.0000	
4	2.81	3.94	0.00	0.15	49.008	26.560	0.002	0.0000	
5	3.25	3.94	0.00	0.15	43.600	26.560	0.002	0.0000	
6	3.61	3.94	0.00	0.15	38.647	26.560	0.002	0.0000	
7	3.92	3.94	0.00	0.15	34.018	26.560	0.002	0.0000	
8	4.18	3.94	0.00	0.15	29.632	26.560	0.002	0.0000	
9	4.54	3.94	0.00	0.15	25.430	26.560	0.002	0.0000	
10	4.87	3.94	0.00	0.15	21.371	26.560	0.002	0.0000	
11	5.01	3.94	0.00	0.15	17.422	26.560	0.002	0.0000	
12	4.83	3.20	0.00	0.15	13.557	26.560	0.002	0.0000	
13	6.50	0.00	0.00	0.15	9.754	26.560	0.002	0.0000	
14	5.54	0.00	0.00	0.15	5.995	26.560	0.002	0.0000	
15	1.59	0.00	0.00	0.15	2.261	26.560	0.002	0.0000	
16	1.46	0.00	0.00	0.15	-1.463	26.560	0.002	0.0000	
17	1.43	0.00	0.00	0.15	-5.193	26.560	0.002	0.0000	
18	1.38	0.00	0.00	0.15	-8.946	26.560	0.002	0.0000	
19	1.30	0.00	0.00	0.15	-12.738	26.560	0.002	0.0000	
20	1.19	0.00	0.00	0.15	-16.588	26.560	0.002	0.0000	
21	1.06	0.00	0.00	0.15	-20.517	26.560	0.002	0.0000	
22	0.88	0.00	0.00	0.15	-24.550	26.560	0.002	0.0000	
23	0.68	0.00	0.00	0.15	-28.718	26.560	0.002	0.0000	
24	0.43	0.00	0.00	0.15	-33.061	26.560	0.002	0.0000	
25	0.13	0.00	0.00	-2.00 - 0.15	-35.165	26.560	0.002	0.0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
1	0.52	2.03	0.00	2.12 - 0.17	63.715	32.000	0.003	0.0000	
2	1.45	2.03	0.00	0.17	58.031	32.000	0.003	0.0000	
3	2.20	2.03	0.00	0.17	51.945	32.000	0.003	0.0000	
4	2.80	2.03	0.00	0.17	46.610	32.000	0.003	0.0000	
5	3.30	2.03	0.00	0.17	41.763	32.000	0.003	0.0000	
6	3.72	2.03	0.00	0.17	37.262	32.000	0.003	0.0000	
7	4.09	2.03	0.00	0.17	33.018	32.000	0.003	0.0000	
8	4.40	2.03	0.00	0.17	28.970	32.000	0.003	0.0000	
9	4.66	2.03	0.00	0.17	25.076	32.000	0.003	0.0000	
10	5.02	2.03	0.00	0.17	21.303	32.000	0.003	0.0000	
11	5.39	2.03	0.00	0.17	17.624	32.000	0.003	0.0000	
12	5.54	2.03	0.00	0.17	14.020	32.000	0.003	0.0000	
13	6.30	1.11	0.00	0.17	10.472	32.000	0.003	0.0000	
14	7.16	0.00	0.00	0.17	6.964	32.000	0.003	0.0000	
15	3.52	0.00	0.00	0.17	3.482	32.000	0.003	0.0000	
16	1.50	0.00	0.00	0.17	0.013	32.000	0.003	0.0000	
17	1.49	0.00	0.00	0.17	-3.456	32.000	0.003	0.0000	
18	1.44	0.00	0.00	0.17	-6.938	32.000	0.003	0.0000	
19	1.36	0.00	0.00	0.17	-10.446	32.000	0.003	0.0000	
20	1.25	0.00	0.00	0.17	-13.994	32.000	0.003	0.0000	
21	1.11	0.00	0.00	0.17	-17.598	32.000	0.003	0.0000	
22	0.92	0.00	0.00	0.17	-21.275	32.000	0.003	0.0000	
23	0.70	0.00	0.00	0.17	-25.048	32.000	0.003	0.0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [MPa]	u [MPa]	Tx; Ty [kN]
24	0.44	0.00	0.00	0.17	-28.941	32.000	0.003	0.0000	
25	0.13	0.00	0.00	-2.11 - 0.17	-30.181	32.000	0.003	0.0000	

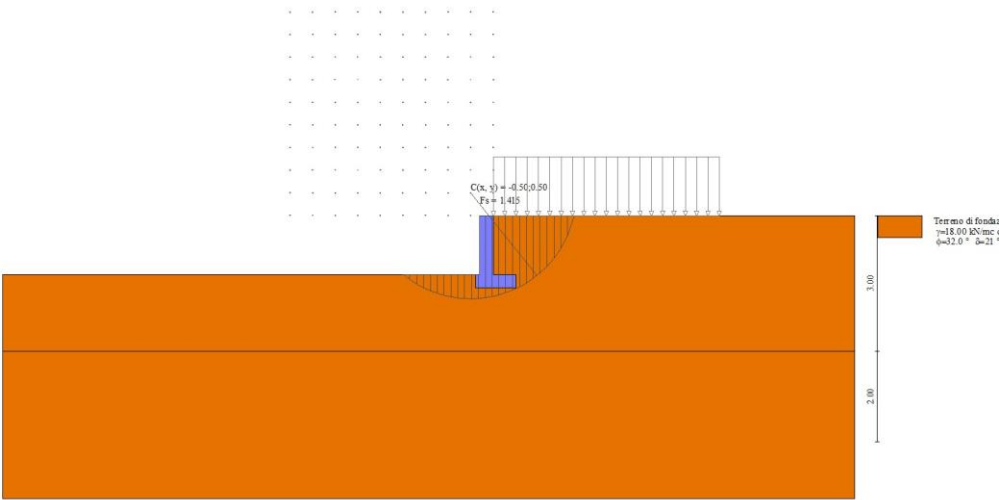


Fig. 8 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° Indice della sezione
X Posizione della sezione, espresso in [m]
N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)
La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	0.70	0.77	0.05	0.52	0.00	0.03
3	-0.20	1.41	1.54	0.15	1.10	0.01	0.11
4	-0.30	2.11	2.30	0.30	1.74	0.03	0.25
5	-0.40	2.81	3.07	0.49	2.43	0.07	0.45
6	-0.50	3.51	3.84	0.72	3.19	0.13	0.74
7	-0.60	4.22	4.61	1.00	4.01	0.22	1.10
8	-0.70	4.92	5.38	1.33	4.89	0.34	1.54
9	-0.80	5.62	6.15	1.70	5.82	0.49	2.07
10	-0.90	6.33	6.91	2.12	6.82	0.68	2.71
11	-1.00	7.03	7.68	2.59	7.88	0.91	3.44
12	-1.10	7.73	8.45	3.10	8.99	1.20	4.28
13	-1.20	8.43	9.22	3.66	10.17	1.53	5.24
14	-1.30	9.14	9.99	4.26	11.41	1.93	6.32

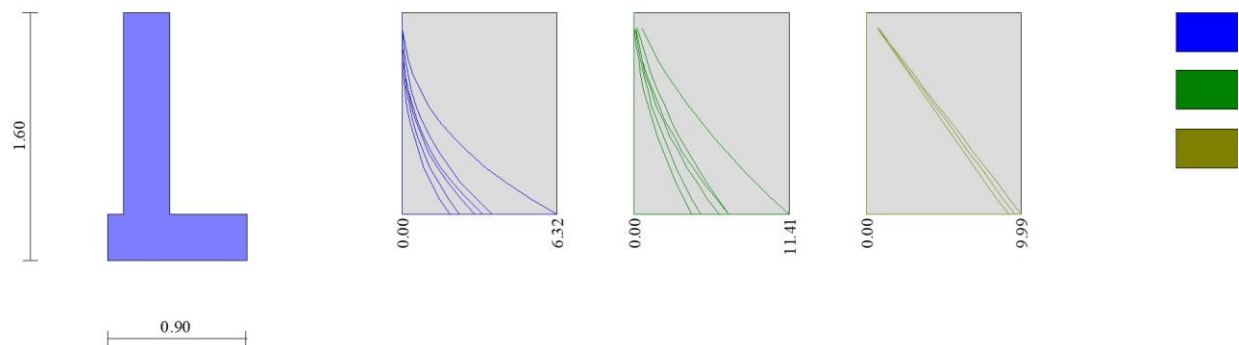


Fig. 9 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.35	0.00	0.00	1.92	3.82	0.05	0.10
3	-0.30	0.00	0.00	3.81	7.46	0.19	0.38
4	0.00	0.00	0.00	-13.61	-2.44	-4.12	-0.74
5	0.10	0.00	0.00	-12.27	-2.20	-2.82	-0.51
6	0.20	0.00	0.00	-10.23	-1.84	-1.69	-0.30
7	0.30	0.00	0.00	-7.51	-1.35	-0.80	-0.14
8	0.40	0.00	0.00	-4.10	-0.74	-0.21	-0.04
9	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

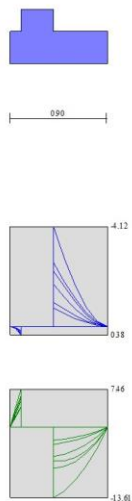


Fig. 10 - Fondazione

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
Nrd	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.03	0.74	45.67	0.74	1796.814
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.11	1.47	45.77	1.47	432.899
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.25	2.21	45.86	2.21	185.717
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.45	2.94	45.95	2.94	101.000
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.74	3.68	46.04	3.68	62.581
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.10	4.41	46.14	4.41	42.123
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.54	5.15	46.23	5.15	30.028
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	2.07	5.88	46.32	5.88	22.329
10	1.00	0.30	0.000452	0.000452	2.71	6.62	46.41	6.62	17.152
11	1.00	0.30	0.000452	0.000452	3.44	7.36	46.51	7.36	13.518
12	1.00	0.30	0.000452	0.000452	4.28	8.09	46.60	8.09	10.879
13	1.00	0.30	0.000452	0.000452	5.24	8.83	46.69	8.83	8.909
14	1.00	0.30	0.000452	0.000452	6.32	9.56	46.78	9.56	7.403

Fondazione

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.10	0.00	45.58	0.00	474.166
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.38	0.00	45.58	0.00	120.341
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-4.12	0.00	-45.58	0.00	11.062
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-2.82	0.00	-45.58	0.00	16.157
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-1.69	0.00	-45.58	0.00	26.966
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.80	0.00	-45.58	0.00	57.172
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.21	0.00	-45.58	0.00	216.214
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

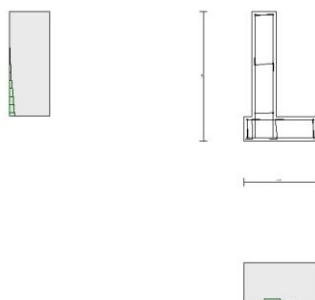


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]

B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [mq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	0.00	100.000
2	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.26	0.52	237.729
3	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.36	1.10	112.388
4	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.46	1.74	71.102
5	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.56	2.43	50.760
6	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.65	3.19	38.745
7	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.75	4.01	30.871
8	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.85	4.89	25.349
9	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.95	5.82	21.287
10	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	124.05	6.82	18.190
11	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	124.15	7.88	15.762
12	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	124.25	8.99	13.816
13	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	124.35	10.17	12.228
14	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	124.45	11.41	10.911

Fondazione

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	0.00	100.000
2	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-3.82	32.272
3	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-7.46	16.509
4	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-13.61	9.051
5	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-12.27	10.041
6	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-10.23	12.034
7	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-7.51	16.394
8	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	-4.10	30.030
9	1.00	0.30	0.000000	--	0.00	0.00	123.16	0.00	100.000

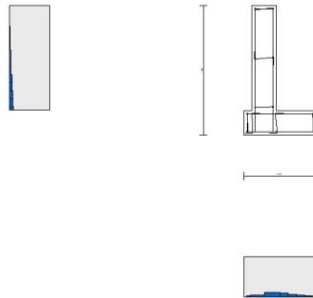


Fig. 12 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [m]
H	altezza sezione, espressa in [m]
A _{fi}	area ferri inferiori, espresso in [mq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [mq]
M	momento agente, espressa in [kNm]

N sforzo normale agente, espressa in [kN]
 σ_c tensione di compressione nel cls, espressa in [MPa]
 σ_{fi} tensione nei ferri inferiori, espressa in [MPa]
 σ_{fs} tensione nei ferri superiori, espressa in [MPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14.940 [MPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 360.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.01	0.74	0.003 (10)	0.026 (10)	0.044 (10)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.05	1.47	0.008 (10)	0.033 (10)	0.108 (10)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.13	2.21	0.015 (10)	0.016 (10)	0.195 (10)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.24	2.94	0.026 (10)	0.073 (10)	0.321 (10)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.39	3.68	0.043 (10)	0.380 (10)	0.510 (10)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.59	4.41	0.071 (10)	1.110 (10)	0.766 (10)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.83	5.15	0.108 (10)	2.376 (10)	1.069 (10)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.14	5.88	0.153 (10)	4.198 (10)	1.411 (10)
10	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.50	6.62	0.208 (10)	6.594 (10)	1.791 (10)
11	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.93	7.36	0.272 (10)	9.591 (10)	2.212 (10)
12	1.00	0.30	0.000452	0.000452	2.43	8.09	0.346 (10)	13.224 (10)	2.677 (10)
13	1.00	0.30	0.000452	0.000452	3.00	8.83	0.431 (10)	17.530 (10)	3.190 (10)
14	1.00	0.30	0.000452	0.000452	3.65	9.56	0.527 (10)	22.547 (10)	3.754 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14.940 [MPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 360.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.07	0.00	0.010 (10)	0.599 (10)	0.044 (10)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.26	0.00	0.038 (10)	2.372 (10)	0.175 (10)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-1.73	0.00	0.253 (10)	1.150 (10)	15.591 (10)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-1.20	0.00	0.175 (10)	0.795 (10)	10.771 (10)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.72	0.00	0.106 (10)	0.480 (10)	6.505 (10)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.34	0.00	0.050 (10)	0.228 (10)	3.089 (10)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.09	0.00	0.013 (10)	0.061 (10)	0.822 (10)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (10)	0.000 (10)	0.000 (10)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24.900 [MPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.74	0.003 (11)	0.032 (11)	0.039 (11)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.02	1.47	0.006 (11)	0.055 (11)	0.086 (11)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.06	2.21	0.011 (11)	0.065 (11)	0.146 (11)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.11	2.94	0.016 (11)	0.061 (11)	0.221 (11)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.20	3.68	0.024 (11)	0.037 (11)	0.314 (11)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.31	4.41	0.034 (11)	0.035 (11)	0.439 (11)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.46	5.15	0.050 (11)	0.241 (11)	0.613 (11)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.65	5.88	0.074 (11)	0.738 (11)	0.854 (11)
10	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.88	6.62	0.107 (11)	1.699 (11)	1.155 (11)
11	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.17	7.36	0.149 (11)	3.203 (11)	1.500 (11)
12	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.50	8.09	0.201 (11)	5.269 (11)	1.880 (11)
13	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.90	8.83	0.260 (11)	7.909 (11)	2.295 (11)
14	1.00	0.30	0.000452	0.000452	2.36	9.56	0.329 (11)	11.146 (11)	2.748 (11)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 24.900 [MPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.05	0.00	0.008 (11)	0.475 (11)	0.035 (11)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.21	0.00	0.031 (11)	1.887 (11)	0.139 (11)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.99	0.00	0.144 (11)	0.657 (11)	8.905 (11)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.68	0.00	0.099 (11)	0.452 (11)	6.125 (11)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.41	0.00	0.060 (11)	0.272 (11)	3.684 (11)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.19	0.00	0.028 (11)	0.129 (11)	1.744 (11)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.05	0.00	0.008 (11)	0.034 (11)	0.463 (11)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (11)	0.000 (11)	0.000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11.205 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.74	0.002 (12)	0.034 (12)	0.037 (12)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.01	1.47	0.005 (12)	0.062 (12)	0.079 (12)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.03	2.21	0.009 (12)	0.082 (12)	0.130 (12)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.07	2.94	0.014 (12)	0.089 (12)	0.192 (12)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.13	3.68	0.020 (12)	0.082 (12)	0.270 (12)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.22	4.41	0.028 (12)	0.057 (12)	0.365 (12)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.34	5.15	0.038 (12)	0.005 (12)	0.488 (12)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.49	5.88	0.053 (12)	0.178 (12)	0.657 (12)
10	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.68	6.62	0.075 (12)	0.600 (12)	0.893 (12)
11	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.91	7.36	0.108 (12)	1.459 (12)	1.197 (12)
12	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.20	8.09	0.150 (12)	2.877 (12)	1.551 (12)
13	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.53	8.83	0.201 (12)	4.880 (12)	1.942 (12)
14	1.00	0.30	0.000452	0.000452	1.93	9.56	0.261 (12)	7.474 (12)	2.367 (12)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 11.205 [MPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450.000 [MPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_{fi} [MPa]	σ_{fs} [MPa]
1	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)
2	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.05	0.00	0.007 (12)	0.434 (12)	0.032 (12)
3	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.19	0.00	0.028 (12)	1.725 (12)	0.127 (12)
4	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.74	0.00	0.108 (12)	0.493 (12)	6.680 (12)
5	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.51	0.00	0.074 (12)	0.338 (12)	4.578 (12)
6	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.30	0.00	0.045 (12)	0.203 (12)	2.746 (12)
7	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.14	0.00	0.021 (12)	0.096 (12)	1.296 (12)
8	1.00	0.30	0.000452	0.000452	-0.04	0.00	0.006 (12)	0.025 (12)	0.343 (12)
9	1.00	0.30	0.000452	0.000452	0.00	0.00	0.000 (12)	0.000 (12)	0.000 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n° indice sezione
Y ordinata sezione espressa in [m]
B larghezza sezione espressa in [m]
H altezza sezione espressa in [m]
Af area ferri zona tesa espressa in [mq]
Aeff area efficace espressa in [mq]
M momento agente espressa in [kNm]
Mpf momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
 ϵ deformazione espressa in %
Sm spaziatura tra le fessure espressa in [m]
w apertura delle fessure espressa in [m]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)
2	1.00	0.30	0.000452	0.082752	0.00	49.69	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
3	1.00	0.30	0.000452	0.082725	0.02	49.73	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
4	1.00	0.30	0.000452	0.082698	0.06	49.77	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
5	1.00	0.30	0.000452	0.082672	0.11	49.81	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
6	1.00	0.30	0.000452	0.082645	0.20	49.84	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
7	1.00	0.30	0.000452	0.082618	0.31	49.88	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
8	1.00	0.30	0.000452	0.082591	0.46	49.92	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
9	1.00	0.30	0.000452	0.082564	0.65	49.96	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
10	1.00	0.30	0.000452	0.082538	0.88	50.00	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
11	1.00	0.30	0.000452	0.082511	1.17	50.03	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
12	1.00	0.30	0.000452	0.082484	1.50	50.07	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
13	1.00	0.30	0.000452	0.082457	1.90	50.11	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
14	1.00	0.30	0.000452	0.082430	2.36	50.15	0.000000	0.000000	0.000000 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)
2	1.00	0.30	0.000452	0.082779	0.05	49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
3	1.00	0.30	0.000452	0.082779	0.21	49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
4	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.99	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
5	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.68	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
6	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.41	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
7	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.19	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
8	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.05	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (11)
9	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (11)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.30	0.000452	0.082752	0.00	49.69	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.30	0.000452	0.082725	0.01	49.73	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.30	0.000452	0.082698	0.03	49.77	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	0.30	0.000452	0.082672	0.07	49.81	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.30	0.000452	0.082645	0.13	49.84	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.30	0.000452	0.082618	0.22	49.88	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.30	0.000452	0.082591	0.34	49.92	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.30	0.000452	0.082564	0.49	49.96	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	0.30	0.000452	0.082538	0.68	50.00	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	0.30	0.000452	0.082511	0.91	50.03	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	0.30	0.000452	0.082484	1.20	50.07	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	0.30	0.000452	0.082457	1.53	50.11	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	0.30	0.000452	0.082430	1.93	50.15	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.30	0.000452	0.082779	0.05	49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.30	0.000452	0.082779	0.19	49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.74	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.51	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.30	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.14	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.30	0.000452	0.082779	-0.04	-49.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.30	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [m]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [m]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto inferiore	4	0.01200	1.12	0.0097	0.0389	
2	Dritto superiore	4	0.01200	1.62	0.0141	0.0566	
3	Dritto superiore	4	0.01200	1.12	0.0097	0.0389	
4	Dritto inferiore	4	0.01200	1.62	0.0141	0.0566	
5	Ripartitore	6	0.01000	1.00	0.0060	0.0363	
6	Gancio	8	0.01000	0.31	0.0019	0.0151	
	Totale al metro					0.2422	0.39
	Totale					2.4222	3.90

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [m]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto superiore	4	0.01200	1.55	0.0135	0.0539	
2	Dritto inferiore	4	0.01200	1.55	0.0135	0.0539	
3	Ripartitore	8	0.01000	1.00	0.0060	0.0484	
4	Gancio	8	0.01000	0.42	0.0025	0.0201	
	Totale al metro					0.1763	0.27
	Totale					1.4207	2.70

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Calcestruzzo in elevazione	[mc]	3.90	72.30	281.97
Calcestruzzo in fondazione	[mc]	2.70	61.97	167.32
Acciaio per armatura	[kN]	3.8429	0.90	352.67
Casseformi	[mq]	26.00	13.94	362.44
Scavo a sezione obbligata	[mc]	2.70	9.30	25.11
Totale muro				1189.51
Totale				1189.51

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	FABER COSTRUZIONI S.R.L.
Licenza	AIU5837TR

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()

Indice

Normative di riferimento	Errore. Il segnalibro non è definito.
Richiami teorici	Errore. Il segnalibro non è definito.
Calcolo della spinta sul muro	Errore. Il segnalibro non è definito.
Valori caratteristici e valori di calcolo	Errore. Il segnalibro non è definito.
Metodo di Culmann	Errore. Il segnalibro non è definito.
Spinta in presenza di falda	Errore. Il segnalibro non è definito.
Spinta in presenza di sisma	Errore. Il segnalibro non è definito.
Verifica a ribaltamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
Verifica a scorrimento	Errore. Il segnalibro non è definito.
Verifica al carico limite	Errore. Il segnalibro non è definito.
Verifica alla stabilità globale	Errore. Il segnalibro non è definito.
Dati	1
Materiali	1
Calcestruzzo armato	1
Acciai	1
Geometria profilo terreno a monte del muro	1
Geometria muro	1
Geometria paramento e fondazione	1
Descrizione terreni	2
Stratigrafia	2
Condizioni di carico	3
Normativa	3
Descrizione combinazioni di carico	4
Dati sismici	5
Opzioni di calcolo	7
Risultati per inviluppo	8
Spinta e forze	8
Verifiche geotecniche	9
Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	9
Verifica a scorrimento fondazione	10
Verifica a carico limite	10
Dettagli calcolo portanza	10
Verifica a ribaltamento	10
Verifica stabilità globale muro + terreno	11
Dettagli strisce verifiche stabilità	11
Sollecitazioni	12
Paramento	12
Fondazione	13
Verifiche strutturali	13
Verifiche a flessione	13
Paramento	14
Fondazione	14
Verifiche a taglio	14
Paramento	15
Fondazione	15
Verifica delle tensioni	15
Combinazioni SLER	16
Paramento	16
Fondazione	16
Combinazioni SLEF	16
Paramento	16

Fondazione	16
Combinazioni SLEQ	17
Paramento	17
Fondazione	17
Verifica a fessurazione	17
Combinazioni SLEF	17
Paramento	17
Fondazione	18
Combinazioni SLEQ	18
Paramento	18
Fondazione	18
Elenco ferri	19
Paramento	19
Fondazione	19
Computo metrico	19
Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	20