



Regione Lombardia  
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE  
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.  
207/10

f

PROGRESSIVO  
ELABORATO

5 4 8

CATEGORIA  
OPERA

O S

NUMERO  
OPERA

0 0

REVISIONE

R 0

SCALA

-

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL  
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO  
*Progetto definitivo*

CALCOLI DELLE STRUTTURE  
MURI DI SOSTEGNO E SEZIONI AD U  
Relazione di calcolo

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Ott. 2020	Prima emissione		

NORD\_ING

NORD\_ING S.r.l.  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Antonella Volta

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE  
Ing. Marco Mariani

Progettista



Collaborazione

RTP:

Mandataria



Ing. Attilio Marra  
Ord. Ing. Torino Matr. 5826/J

Mandante



E&G Engineering & Graphics S.r.l.  
Ing. Giampaolo Martino  
Ord. Ing. Roma Matr. A23691

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

FILE:

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>9</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>9</b>
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>11</b>
<b>4. MATERIALI.....</b>	<b>12</b>
4.1. Calcestruzzo.....	12
4.1.1. Calcestruzzo per magrone.....	12
4.1.2. Calcestruzzo per opere in c.a.....	12
4.1.3. Calcestruzzo riempimento micropali.....	14
4.2. Acciaio .....	15
4.2.1. Acciaio per c.a. ....	15
4.3. Acciaio per micropali .....	15
<b>5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....</b>	<b>16</b>
<b>6. CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>19</b>
<b>7. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE .....</b>	<b>22</b>
7.1. Verifiche statiche.....	22
7.2. Verifiche sismiche.....	23
<b>8. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>25</b>
8.1. Spinta delle terre.....	25
8.2. Pesi propri e permanenti portati.....	30
8.3. Peso ballast e peso terreno .....	30
8.4. Sovraccarico da traffico ferroviario .....	30
8.5. Sovraccarico stradale.....	30
8.6. Azioni su foa .....	31
8.7. Sisma.....	32
8.7.1. Muro su fondazione diretta .....	40
8.7.2. Muro su micropali .....	41
8.7.3. Sezione a U.....	42

<b>9. MURO MS01.....</b>	<b>43</b>
9.1. Input generale .....	44
9.2. Comb. A1+M1+R3.....	46
9.2.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	46
9.2.2. <i>Sollecitazioni STR paramento</i> .....	47
9.2.3. <i>Sollecitazioni in testa ai micropali</i> .....	47
9.3. Comb. SISMA .....	48
9.3.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	48
9.3.2. <i>Sollecitazioni in fase sismica paramento</i> .....	50
9.3.3. <i>Sollecitazioni in testa ai micropali</i> .....	50
9.4. Verifiche geotecniche micropali.....	52
9.4.1. <i>Criteri di verifica</i> .....	52
9.4.2. <i>Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali</i> .....	54
9.4.3. <i>Calcolo della capacità portante verticale del micropalo</i> .....	54
9.4.4. <i>Calcolo del carico critico relativo ad instabilità elastica</i> .....	60
9.4.5. <i>Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali</i> .....	62
9.4.6. <i>Calcolo del cedimento del micropalo</i> .....	66
9.5. Verifiche strutturali .....	67
9.5.1. <i>Paramento</i> .....	67
9.5.2. <i>Armatura micropalo</i> .....	71
9.5.3. <i>Zattera di fondazione</i> .....	73
<b>10. MURO MS02B.....</b>	<b>80</b>
10.1. INPUT GENERALE.....	81
10.2. Comb. A1+M1+R3.....	83
10.2.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	83
10.2.2. <i>Sollecitazioni STR paramento e fondazione</i> .....	84
10.2.3. <i>Verifiche geotecniche</i> .....	85
10.2.4. <i>Tabulato di calcolo</i> .....	91
10.3. Comb. SISMA .....	93

10.3.1. Caratteristiche di progetto.....	93
10.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione.....	96
10.3.3. Verifiche geotecniche.....	96
10.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale.....	104
10.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento.....	107
10.4. Verifica di stabilità globale.....	110
10.5. Verifiche strutturali.....	112
10.5.1. Paramento.....	112
10.5.2. Fondazione.....	116
10.6. Riepilogo armature MURO MS02.....	120
<b>11. MURO MS05.....</b>	<b>121</b>
11.1. INPUT GENERALE.....	122
11.2. Comb. A1+M1+R3.....	124
11.2.1. Caratteristiche di progetto.....	124
11.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione.....	125
11.2.3. Verifiche geotecniche.....	126
11.2.4. Tabulato di calcolo.....	132
11.3. Comb. SISMA.....	134
11.3.1. Caratteristiche di progetto.....	134
11.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione.....	137
11.3.3. Verifiche geotecniche.....	137
11.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale.....	145
11.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento.....	148
11.4. Verifica di stabilità globale.....	151
11.5. Verifiche strutturali.....	153
11.5.1. Paramento.....	153
11.5.2. Fondazione.....	157
11.6. Riepilogo armature MURO MS05.....	161
<b>12. MURO MS06.....</b>	<b>162</b>



12.1. INPUT GENERALE .....	163
12.2. Comb. A1+M1+R3 .....	165
12.2.1. Caratteristiche di progetto .....	165
12.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione .....	166
12.2.3. Verifiche geotecniche .....	167
12.2.4. Tabulato di calcolo .....	173
12.3. Comb. SISMA .....	175
12.3.1. Caratteristiche di progetto .....	175
12.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione .....	178
12.3.3. Verifiche geotecniche .....	178
12.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale .....	186
12.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento .....	189
12.4. Verifica di stabilità globale .....	192
12.5. Verifiche strutturali .....	194
12.5.1. Paramento .....	194
12.5.2. Fondazione .....	198
12.6. Riepilogo armature MURO MS06 .....	202
<b>13. MURO MS07 .....</b>	<b>203</b>
13.1. INPUT GENERALE .....	204
13.2. Comb. A1+M1+R3 .....	206
13.2.1. Caratteristiche di progetto .....	206
13.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione .....	207
13.2.3. Verifiche geotecniche .....	208
13.2.4. Tabulato di calcolo .....	214
13.3. Comb. SISMA .....	217
13.3.1. Caratteristiche di progetto .....	217
13.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione .....	220
13.3.3. Verifiche geotecniche .....	220
13.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale .....	228

13.3.5. <i>Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento</i> .....	231
13.4. Comb. URTO .....	234
13.4.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	234
13.4.2. <i>Sollecitazioni STR paramento e fondazione</i> .....	235
13.4.3. <i>Verifiche geotecniche</i> .....	236
13.4.4. <i>Tabulato di calcolo</i> .....	242
13.5. Verifica di stabilità globale .....	245
13.6. Verifiche strutturali .....	247
13.6.1. <i>Paramento</i> .....	247
13.6.2. <i>Fondazione</i> .....	251
13.7. Riepilogo armature MURO MS07 .....	256
<b>14. MURO MS08</b> .....	<b>257</b>
14.1. INPUT GENERALE .....	258
14.2. Comb. A1+M1+R3 .....	260
14.2.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	260
14.2.2. <i>Sollecitazioni STR paramento e fondazione</i> .....	261
14.2.3. <i>Verifiche geotecniche</i> .....	262
14.2.4. <i>Tabulato di calcolo</i> .....	268
14.3. Comb. SISMA .....	271
14.3.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	271
14.3.2. <i>Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione</i> .....	274
14.3.3. <i>Verifiche geotecniche</i> .....	274
14.3.4. <i>Tabulato di calcolo sisma generale</i> .....	283
14.3.5. <i>Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento</i> .....	286
14.4. Comb. URTO .....	289
14.4.1. <i>Caratteristiche di progetto</i> .....	289
14.4.2. <i>Sollecitazioni STR paramento e fondazione</i> .....	290
14.4.3. <i>Verifiche geotecniche</i> .....	291
14.4.4. <i>Tabulato di calcolo</i> .....	297

14.5. Verifica di stabilità globale .....	300
14.6. Verifiche strutturali .....	302
14.6.1. Paramento .....	302
14.6.2. Fondazione .....	306
14.7. Riepilogo armature MURO MS08 .....	312
<b>15. SEZIONE AD “U” MS03 .....</b>	<b>313</b>
15.1. Geometria.....	314
15.2. Modello di calcolo .....	315
15.3. Analisi dei carichi .....	316
15.3.1. <i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> .....	316
15.3.2. <i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno</i> .....	316
15.3.3. <i>Spinta del sovraccarico</i> .....	317
15.3.4. <i>Azione sismica</i> .....	317
15.4. Condizioni di carico.....	318
15.5. Combinazioni di carico .....	319
15.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti .....	322
15.7. Verifica armatura piedritti.....	328
15.8. Estrapolazione sollecitazioni fondazione .....	333
15.9. Armatura fondazione .....	337
15.10. Capacità portante .....	341
15.11. Verifica cedimenti .....	346
15.12. Riepilogo armature sezione ad “U” MS03 .....	347
<b>16. SEZIONE AD “U” MS04 .....</b>	<b>348</b>
16.1. Geometria.....	349
16.2. Modello di calcolo .....	350
16.3. Analisi dei carichi .....	352
16.3.1. <i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> .....	352
16.3.2. <i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno</i> .....	352
16.3.3. <i>Spinta del sovraccarico</i> .....	353

16.3.4. Azione sismica .....	353
16.4. Condizioni di carico.....	354
16.5. Combinazioni di carico .....	355
16.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti .....	358
16.7. Verifica armatura piedritti.....	364
16.8. Estrapolazione sollecitazioni fondazione .....	368
16.9. Armatura fondazione .....	371
16.10. Capacità portante .....	375
16.11. Verifica cedimenti .....	380
16.12. Riepilogo armature sezione ad “U” MS04 .....	381
<b>17. SEZIONE AD “U” MS02A.....</b>	<b>382</b>
17.1. Geometria.....	383
17.2. Modello di calcolo .....	384
17.3. Analisi dei carichi.....	385
17.3.1. Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	385
17.3.2. Spinta sulle pareti dovuta al terreno.....	385
17.3.3. Spinta del sovraccarico .....	386
17.3.4. Azione sismica .....	386
17.4. Condizioni di carico.....	387
17.5. Combinazioni di carico .....	387
17.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti .....	391
17.7. Verifica armatura piedritti.....	396
17.8. Estrapolazione sollecitazioni per verifiche dei pali .....	399
17.8.1. Criteri di verifica pali .....	401
17.8.2. Calcolo della capacità portante limite .....	404
17.8.3. Calcolo del carico limite orizzontale.....	405
17.8.4. Cedimenti .....	409
17.8.5. Sollecitazioni lungo il palo.....	410
17.8.6. Verifica armatura palo.....	414

---

17.9. Armatura fondazione .....	418
17.9.1. <i>Verifica a Punzonamento</i> .....	422
17.10. Riepilogo armature sezione ad “U” MS02A .....	423

## 1. PREMESSA

La presente relazione del fa parte del complesso degli interventi necessari per l'ammodernamento ed il potenziamento del **"NODO DI BOVISA"**.

La presente relazione riguarda i muri di sostegno del rilevato ferroviario.

Le opere oggetto di intervento sono collocate nel comune di Milano.

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare, nel dettaglio, i criteri di calcolo e le verifiche che hanno condotto al dimensionamento strutturale delle opere.

## 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si prevede la realizzazione di muri di sostegno atti a contenere il rilevato ferroviario dei binari –II e –III, che presentano altezza crescente fino al nuovo manufatto scatolare, in corrispondenza del quale avviene lo scavalco del binario –IV di collegamento con il "passantino" esistente.

I nuovi muri in c.a. di contenimento del rilevato ferroviario presentano un'altezza massima del paramento pari a circa 5.00m; la larghezza in testa è pari a 0.50m con gocciolatoio lato valle di altezza pari a 0.40m e larghezza pari a 0.10m, il paramento lato valle è verticale mentre il paramento lato monte presenta un'inclinazione pari a 10:1 (verticale:orizzontale).

Per altezze superiori, fino a una massima del paramento dell'ordine di 8.60m, si prevede la realizzazione di un'unica platea di fondazione (muro ad "U").

Le opere oggetto della presente relazione sono le seguenti:

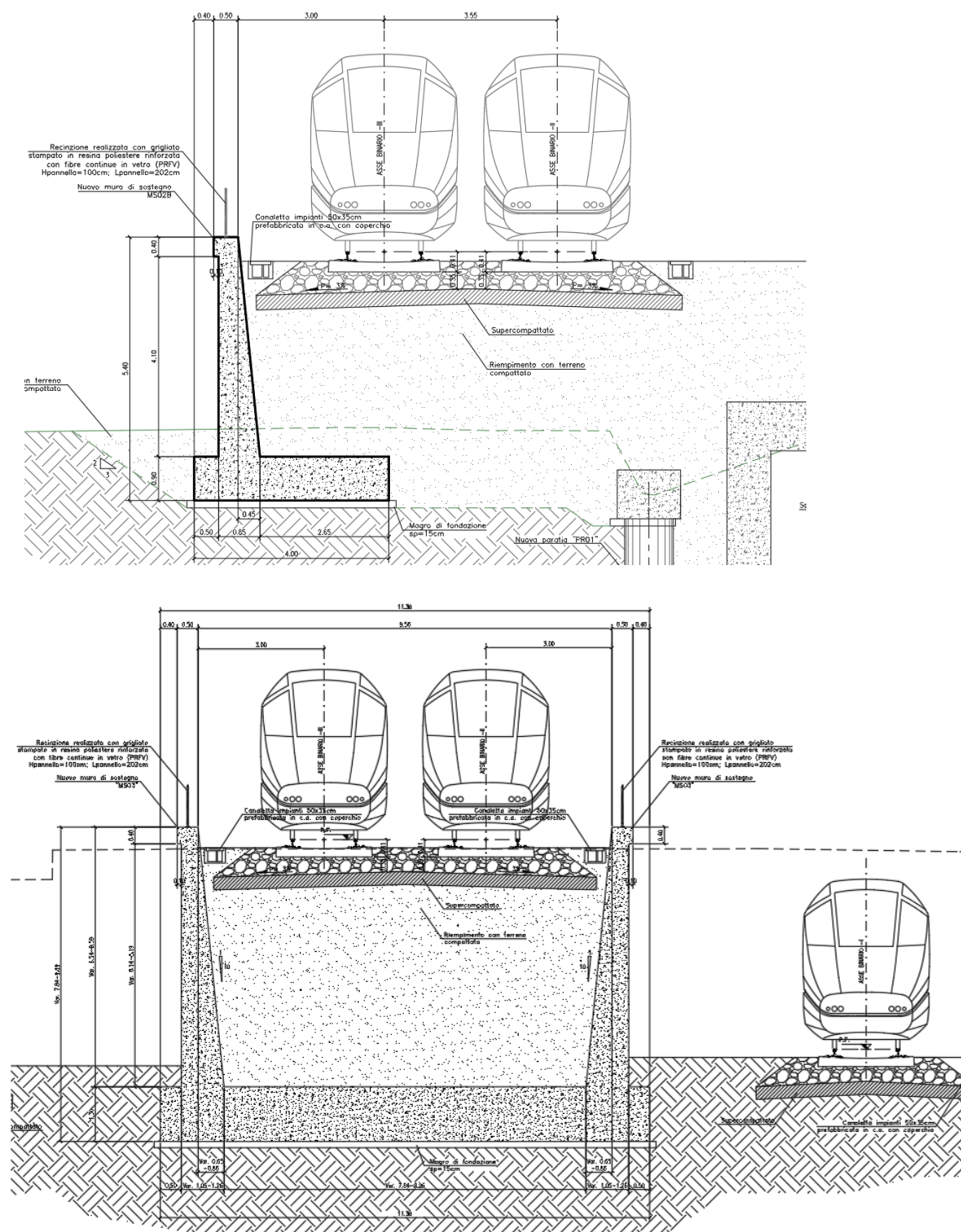
MS01: muro con FOA

MS02B – MS05 - MS06 – MS07: muro su fondazione diretta

MS03 - MS04: sezioni a U con fondazione diretta

MS02A: sezione ad U con fondazione su pali

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.



### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- L. 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni “Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.
- Circolare esplicativa 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.
- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare LL.PP. 24 Settembre 1988 n° 30483 – “Legge 2/2/1974 n° 64 art.1 – “Istruzioni per l’applicazione delle norme riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione di cui al D.M. 11.3.1988”.
- “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” (rif. RFI-DTC-INC-CS-SP-IFS-001-A);
- “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-001-A).



## 4. MATERIALI

### 4.1. Calcestruzzo

#### 4.1.1. Calcestruzzo per magrone

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

<b>Classe di resistenza: MAGRONE</b>	<b>C12/15</b>	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		X0
Classe di consistenza slump:		S3
Contenuto minimo di cemento:		150 daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60

#### 4.1.2. Calcestruzzo per opere in c.a.

<b>Classe di resistenza: ELEVAZIONE</b>	<b>C32/40</b>	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17 N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92 N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XF1
Classe di consistenza slump:		S3,S5
Contenuto minimo di cemento:		340 daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		0.5
Massima dimensione aggregato		32 mm
Copriferro		40 mm

<b>Classe di resistenza:FONDAZIONE</b>	<b>C25/30</b>	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33 N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19 N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94 N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2
Classe di consistenza slump:		S3,S5
Contenuto minimo di cemento:		320 daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		0.5
Massima dimensione aggregato		32 mm
Copriferro		40 mm

## Pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		60	mm
Rapporto A/C		0.6	

### 4.1.3. Calcestruzzo riempimento micropali

classe di resistenza	C25/30
modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$ ;
resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

## 4.2. Acciaio

### 4.2.1. Acciaio per c.a.

#### Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm <sup>2</sup>

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$< 1.35$	
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1.25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$\geq 7.5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$	

## 4.3. Acciaio per micropali

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S355JR:

Tensione di snervamento	$f_{yk} < 355 \text{ N/mm}^2$ ;
Tensione di rottura	$f_{tk} < 510 \text{ N/mm}^2$ ;
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$ ;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$ ;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per T fino a } 100 ^\circ\text{C)}$ ;
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ .

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere, è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione in P.



La stratigrafia è la seguente:

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito ( $^{\circ}$ ) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da -12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a -50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

A seconda della posizione del muro si considererà la stratigrafia relativa al sondaggio più prossimo.

Per il terreno di rinterro si assume quanto segue:

- per rilevato ferroviario:

$$\gamma = 20 \quad \phi = 38^{\circ}$$

La falda risulta a una profondità di circa 17m da p.c.

Secondo la formulazione suggerita da Vesic (1961) la costante di Winkler  $k_s$  di una fondazione di larghezza B può essere calcolata noto il modulo elastico E e il coefficiente di Poisson  $\nu$  del terreno:

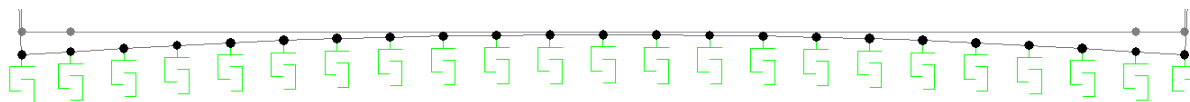
$$k_{rs} = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

I dati sono i seguenti:

- Larghezza media della fondazione B=11.36m;
- E il modulo elastico operativo del terreno medio riferito ad una profondità pari a 2B
- Il modulo elastico Eo alle profondità di interesse, calcolato come media pesata dei moduli degli strati nel volume significativo dell'opera, vale 30 MPa;
- Coefficiente di Poisson  $\nu=0.3$ .

La costante di Winkler si assume pari a K= 2900 kN/mc

Nell'ipotesi di analisi elastico-lineare, si assegna alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a K, sfruttando la funzione del SAP2000 che distribuisce automaticamente l'assegnazione del K ai nodi della mesh:



Mediante le risultanze scaturite dalla prospezione MASW l'elaborazione dei dati ha permesso di calcolare un valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, tale da attribuire al suolo di fondazione può essere attribuito alla Categoria di tipo "C".



## 6. CRITERI DI VERIFICA

Nel calcolo dei muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d < R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza.

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

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

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$



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

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III.

**Tab. 7.11.III** - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.*

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

## 7. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Di seguito si riportano esplicitamente i coefficienti di combinazione usati nel caso in esame.

Tra i carichi variabili si intendono l'azione del vento e la forza applicata sul parapetto.

### 7.1. Verifiche statiche

Per le verifiche in fase statica si utilizzeranno i seguenti coefficienti di combinazione:

CARICHI	comb: A1+M1+R3 STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

CARICHI	Comb. A2+M2+R2	
	A2	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.3
VARIABILI	0	1.3

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R2
STABILITA' GLOBALE	1.1

CARICHI	URTO STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

## 7.2. Verifiche sismiche

Per le verifiche in fase sismica si utilizzeranno i seguenti coefficienti di combinazione:

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

CARICHI	SISMA STAB. GLOB.	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R2
STABILITA' GLOBALE	1.1

## 8. ANALISI DEI CARICHI

### 8.1. Spinta delle terre

#### *Metodo di Coulomb*

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro. L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = (1/2) \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ .

Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

### **Metodo di Mononobe Okabe**

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene

messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v) \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da:

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo  $\theta$  è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove  $k_h$  e  $k_v$  rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z, diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$



Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

### ***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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(kh/(1 \pm kv))$  essendo  $kh$  il coefficiente sismico orizzontale e  $kv$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $kh$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

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  $\theta$ .

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.

## 8.2. Pesi propri e permanenti portati

Il peso del muro è calcolato automaticamente dal foglio excel usato per il calcolo, una volta inserita la geometria. Si assume un peso specifico di 25kN/mc.

Il peso della barriera FOA H=6.0m si assume pari a 25 kN/ml.

## 8.3. Peso ballast e peso terreno

I primi 80cm di rinterro si possono considerare costituiti da ballast con  $\gamma=18\text{kN/mc}$

A seguire si considera terreno di rinterro con  $\gamma=20\text{ kN/mc}$

Considerando i coefficienti di combinazione della tabella 5.2.V delle NTC2018, per le combinazioni A1 si avrebbe:

$$p_B \cdot \gamma_B = 18 \cdot 1.5 = 27 \text{ kN/mc (coefficiente moltiplicativo per ballast)}$$

$$p_t \cdot \gamma_{G1} = 20 \cdot 1.35 = 27 \text{ kN/mc (coefficiente moltiplicativo per carico permanente definito)}$$

da cui si può considerare per le combinazioni STR e SLE un valore unico di  $\gamma=20\text{kN/mc}$  per tutta l'altezza del rinterro con i coefficienti moltiplicativi per i carichi permanenti.

## 8.4. Sovraccarico da traffico ferroviario

Ove presente, si considera il carico laterale di spinta associato al sovraccarico accidentale pari a  $Q_t$   
 $= P \cdot k_q$

$$P = (250/1.6) \cdot 1.1/3.0 = 57.30 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

## 8.5. Sovraccarico stradale

Ove presente, si considera il carico laterale di spinta associato al sovraccarico accidentale pari a  $Q_t$   
 $= P \cdot k_q$

$$P = 20.00 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

### 8.6. Azioni su foa

L'azione aerodinamica deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che le NTC18 al §5.2.3.2.2 affermano che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di  $1,5 \text{ kN/m}^2$  sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q=1,00$  e  $\gamma_{Qi}=1,00$ .

Pertanto si calcola:

$$p_{\text{tot}} = p + q_{1k} = 2.20 + 0.20 = 2.40 \text{ kN/m}^2 > 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Si considera l'azione agente sulla superficie di una FOA alta 6.0m.

Azione orizzontale a testa muro:

$$H = 2.4 \text{ kN/mq} \cdot 1\text{m} \cdot 6.0\text{m} = 14.4 \text{ kN}$$

La risultante quindi si considera applicata a un'altezza di +3.00m per cui in testa al muro si considera la coppia:

$$M = 14.4 \text{ kN} \cdot 3.00\text{m} = 43.2 \text{ kNm}$$

A seconda dell'altezza del muro si calcoleranno inoltre i seguenti momenti:

Momento ad estradosso fondazione :

$$M_e = 14.4 \cdot (3.0 + H_{\text{muro}})$$

Momento ad intradosso fondazione :

$$M_i = 14.4 \cdot (3.0 + H_{\text{muro}} + S_{\text{fond}})$$

## 8.7. Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

### **Vita nominale**

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale  $VN > 100$  anni.

### **Classi d'uso**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe **IV**: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

### **Periodo di riferimento per l'azione sismica**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2 per la classe d'uso IV.  $V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$

### **Azioni di progetto**

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad  $a_g$  il valore previsto da pericolosità sismica.  $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = -1898$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $T_R$ . L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;

$F_0$  è adimensionale.  $T_c^*$  è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di [Milano](#).

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico  $\psi_E = 0.2$

$q$  Coefficiente di struttura

$\eta$   $1/q$

$a_g$  Accelerazione orizzontale massima al sito

$T_c^*$  Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$F_0$  Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9.035401815

LATITUDINE

45.704504773

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Milano

COMUNE

Milano

Elaborazioni grafiche

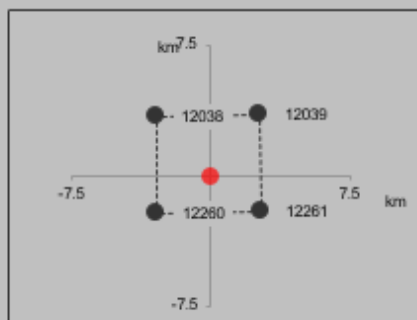
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".



## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9.035401815

LATITUDINE

45.704504773

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Milano

COMUNE

Milano

Elaborazioni grafiche

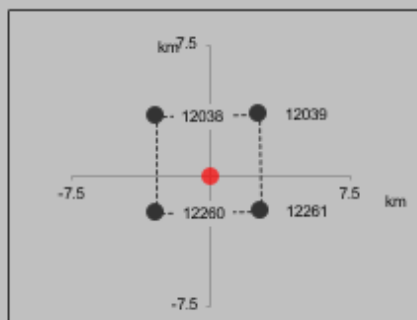
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo



Sito esterno al reticolo  
Interpolazione su 3 nodi  
Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

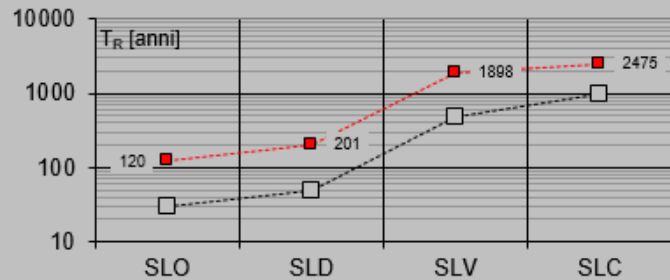
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_s = 1.500$

$C_c = 1.543$  ▼ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H = 1.000$

$S_T = 1.000$  ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  ▼ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$  **1.5**

Regol. in altezza **si** ▼ info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1**

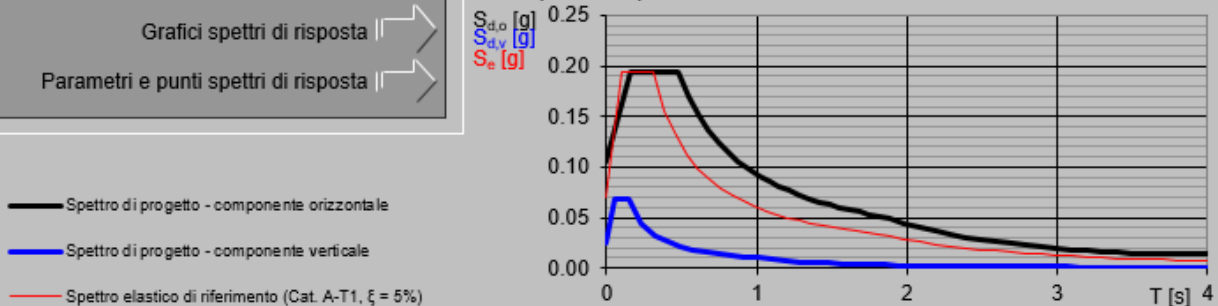
$\eta = 1.000$  ▼ info

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶

### Spettri di risposta



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{\max}$	0.070 g
$F_a$	2.758
$T_c$	0.311 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.543
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.667
$T_B$	0.160 s
$T_c$	0.481 s
$T_D$	1.880 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+5)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T^d \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_{\max} / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_{\max} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_{\max} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_{\max} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_{\max} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
$T_B$	0.160	0.133
$T_c$	0.481	0.133
	0.547	0.170
	0.614	0.151
	0.681	0.136
	0.747	0.124
	0.814	0.114
	0.880	0.105
	0.947	0.098
	1.014	0.092
	1.080	0.086
	1.147	0.081
	1.214	0.077
	1.280	0.073
	1.347	0.069
	1.414	0.066
	1.480	0.063
	1.547	0.060
	1.614	0.058
	1.680	0.055
	1.747	0.053
	1.814	0.051
$T_D$	1.880	0.049
	1.981	0.044
	2.082	0.040
	2.183	0.037
	2.284	0.033
	2.385	0.031
	2.486	0.028
	2.587	0.026
	2.688	0.024
	2.789	0.022
	2.890	0.021
	2.991	0.020
	3.092	0.018
	3.193	0.017
	3.293	0.016
	3.394	0.015
	3.495	0.014
	3.596	0.014
	3.697	0.014
	3.798	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

L'accelerazione di picco  $a_{\max}$ , in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, è valutata mediante un'analisi di risposta sismica mediante l'espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove  $S$  è il coefficiente esplicitato nel paragrafo precedente. Si ricava pertanto coefficiente sismico in direzione orizzontale il  $k_h$  per i muri di sostegno, che risulta essere pari a:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

$a_g$  è l'accelerazione massima attesa al sito

$g$  è l'accelerazione di gravità

$k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale

$\beta_m$  è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa  $a_{\max}$ .

### 8.7.1. Muro su fondazione diretta

**Parametri sismici (D.M. 17/1/2018) - Passo 2**

**Categoria di sottosuolo**

☐ A ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

☐ B rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti

☒ C depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti

☐ D depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti

☐ E terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$

**Categoria topografica**

☒ T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

☐ T2 pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$

☐ T3 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$

☐ T4 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$

Coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$

NOTA: la variazione del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_t$  assume valore unitario.

**Coeff. di riduzione  $a_g$  massima per verifiche locali**

☐ Muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

**Scorrimento, carico limite e resistenza**

$\beta_m$    $k_h$    $k_v$

**Ribaltamento**

$\beta_m$    $k_h$    $k_v$

**Coeff. di riduzione  $a_g$  massima per stabilità globale**

$\beta_s$    $k_h$    $k_v$

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### 8.7.2. Muro su micropali

Si considera un'accelerazione da applicare con il metodo pseudostatico di Wood.

Parametri sismici (D.M. 17/1/2018) - Passo 2

**Categoria di sottosuolo**

☐ A ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

☐ B rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti

☒ C depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti

☐ D depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti

☐ E terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$

**Coeff. di riduzione ag massima per verifiche locali**

☒ Muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

**Scorrimento, carico limite e resistenza**

$\beta_m$    $k_h$    $k_v$

**Ribaltamento**

$\beta_m$    $k_h$    $k_v$

**Categoria topografica**

☒ T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

☐ T2 pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$

☐ T3 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15 \leq i \leq 30^\circ$

☐ T4 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$

Coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$

NOTA: la variazione del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_t$  assume valore unitario.

**Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale**

$\beta_s$    $k_h$    $k_v$

☐ Muro rigido completamente vincolato

☐ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### 8.7.3. Sezione a U

Si adotta il metodo di Wood.

L'accelerazione massima di progetto, valutata in conformità alla normativa vigente vale:

#### Azione sismica SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0.070 \text{ g} \\ S &= 1.50 \end{aligned}$$

Categoria del suolo C

$$a_{\max} = S \cdot a_g = 0.105 \text{ g}$$

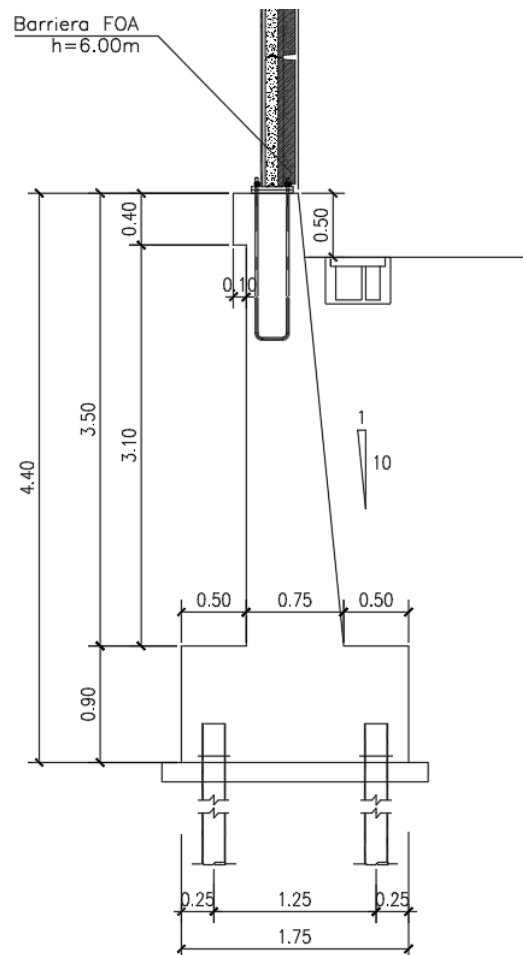
$$k_h = a_{\max}/g = 0.105$$

$$k_v = 0.5 \cdot a_{\max}/g = 0.053$$

## 9. MURO MS01

Si verifica la sezione di altezza 3.50m indicata nella figura seguente, considerando l'effettiva altezza di terreno spingente pari a 3.0m.

Il muro è realizzato su fondazione su micropali  $\phi 250\text{mm}$  armati con tubo  $\phi 168.3$  sp.14 L=10m





## 9.1. Input generale

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.50	m
SBALZO PLINTO MONTE	0.50	m
SPESSORE TESTA MURO	0.45	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	3.00	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.50	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	0.90	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	0.90	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	6.50	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.80	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	1.25	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	2.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.30	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.75	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	3.90	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	1.75	m

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	57.50 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	14.40 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	43.20 kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	11.50 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0 kN/m
FORZA ORIZZONTALE per FOA	2.88 kN
COPPIA per FOA (in testa al muro)	8.64 kNm

## 9.2. Comb. A1+M1+R3

### 9.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	comb: A1+M1+R3 STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	28.50 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	25.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	0.384

#### AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	86.25 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
PESO FOA	37.50 kN
FORZA ORIZZONTALE VENTO	14.40 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	43.20 kNm

### 9.2.2. Sollecitazioni STR paramento

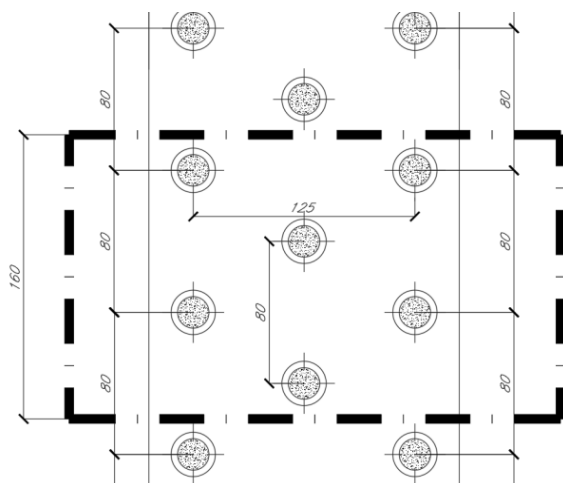
Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	256.3	213.6
Azione di taglio risultante (kN/ml)	138.1	115.1

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### 9.2.3. Sollecitazioni in testa ai micropali

Si considera un tratto di lunghezza di 1.60m di fondazione e si ricavano le sollecitazioni massime in testa ai micropali maggiormente sollecitati.



$f =$	0.25	m	Diametro pali
$A_p =$	0.05	m <sup>2</sup>	Area singolo palo
$n_p =$	6.00		Numero totale pali
$B_x =$	1.75	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	1.60	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

#### COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE

Palo	X	Y	$r_i$	$X^2$	$Y^2$	$r_i^2$
n°	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
1	-0.63	0.20	0.66	0.39	0.04	0.43
2	-0.63	-0.60	0.87	0.40	0.36	0.76
3	0.00	-0.20	0.20	0.00	0.04	0.04
4	0.00	0.60	0.60	0.00	0.36	0.36
5	0.63	0.20	0.66	0.39	0.04	0.43
6	0.63	-0.60	0.87	0.40	0.36	0.76
				1.58	1.20	2.78

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA FOND L=1.6m</b>								
<b>C.C.</b>	<b>N</b>	<b>T<sub>x</sub></b>	<b>T<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>N<sub>max/palo</sub></b>	<b>N<sub>min/palo</sub></b>	<b>T<sub>/palo</sub></b>
<b>n°</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
SLU	349	327	0	0	593	295	-179	55

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### 9.3. Comb. SISMA

#### 9.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	0.384

### AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	11.50 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
PESO FOA	25.00 kN
FORZA ORIZZONTALE per FOA	2.88 kN
COPPIA per FOA (in testa al muro)	8.64 kNm

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi}$ =	1.00
$\gamma_{cu}$ =	1.00
$\gamma_c$ =	1.00
$\gamma_{\gamma}$ =	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	1.00
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.07
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.107
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.107
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.107
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.053

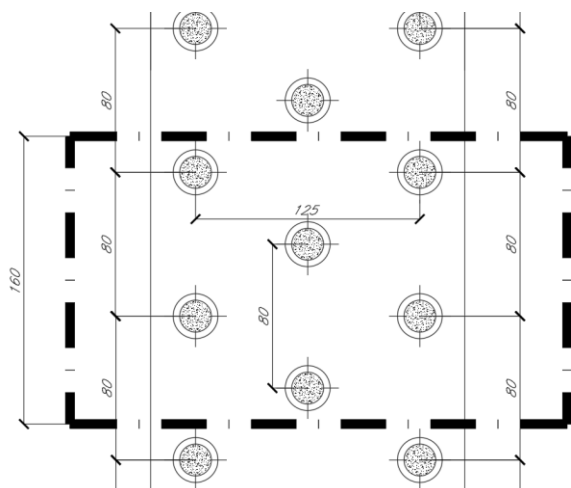
### 9.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	103.81
Azione di taglio risultante (kN/ml)	71.64

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 9.3.3. Sollecitazioni in testa ai micropali

Si considera un tratto di lunghezza di 1.6m di fondazione e si ricavano le sollecitazioni massime in testa ai micropali maggiormente sollecitati.



$f =$	0.25	m	Diametro pali
$A_p =$	0.05	m <sup>2</sup>	Area singolo palo
$n_p =$	6.00		Numero totale pali
$B_x =$	1.75	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	1.60	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

**COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE**

Palo	X	Y	$r_i$	$X^2$	$Y^2$	$r_i^2$
n°	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
1	-0.63	0.20	0.66	0.39	0.04	0.43
2	-0.63	-0.60	0.87	0.40	0.36	0.76
3	0.00	-0.20	0.20	0.00	0.04	0.04
4	0.00	0.60	0.60	0.00	0.36	0.36
5	0.63	0.20	0.66	0.39	0.04	0.43
6	0.63	-0.60	0.87	0.40	0.36	0.76
				1.58	1.20	2.78

**SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA FONDI L=4m**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SIS	635	313	0	380	0	115	12	31

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".



## 9.4. Verifiche geotecniche micropali

### 9.4.1. Criteri di verifica

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d < R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

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

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

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

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

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.4.II, 6.4.VI. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto.

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

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

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

In funzione delle verticali indagate si ha:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

#### 9.4.2. Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

I micropali da utilizzare nel progetto saranno del tipo valvolati iniettati a pressione con armatura in acciaio **S355JR profilo CHS 168.3 Sp 14 e perforazione 250mm**.

Il copriferro minimo da considerarsi per l'armatura del micropalo è pari a circa 4.0 cm. L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 mm con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

Il calcolo della portanza laterale viene effettuato considerando i primi 4 m come se il palo fosse di tipo IGU e la restante lunghezza come IRS. La lunghezza dei micropali oggetto della presente relazione di calcolo risulta pari a 10m di cui considerati reagenti solo 8m: a favore di sicurezza si trascurano gli ultimi 2 metri di micropalo.

#### 9.4.3. Calcolo della capacità portante verticale del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti ( FHWA ) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove  $d_s = \alpha \cdot d$  è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

Si assume  $d_s = \alpha \cdot d$  dove d è il diametro della perforazione e  $\alpha$  un coefficiente maggiorativo il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani. 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente  $\alpha$ , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno.

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IGU (IGU, injection globale unique).

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

Tabella per la determinazione del coefficiente  $\alpha$  (Viggiani 1999)

Oltre al coefficiente  $\alpha$ , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale  $s$  all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle NSPT, è possibile leggere il corrispettivo valore di  $s$ .

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

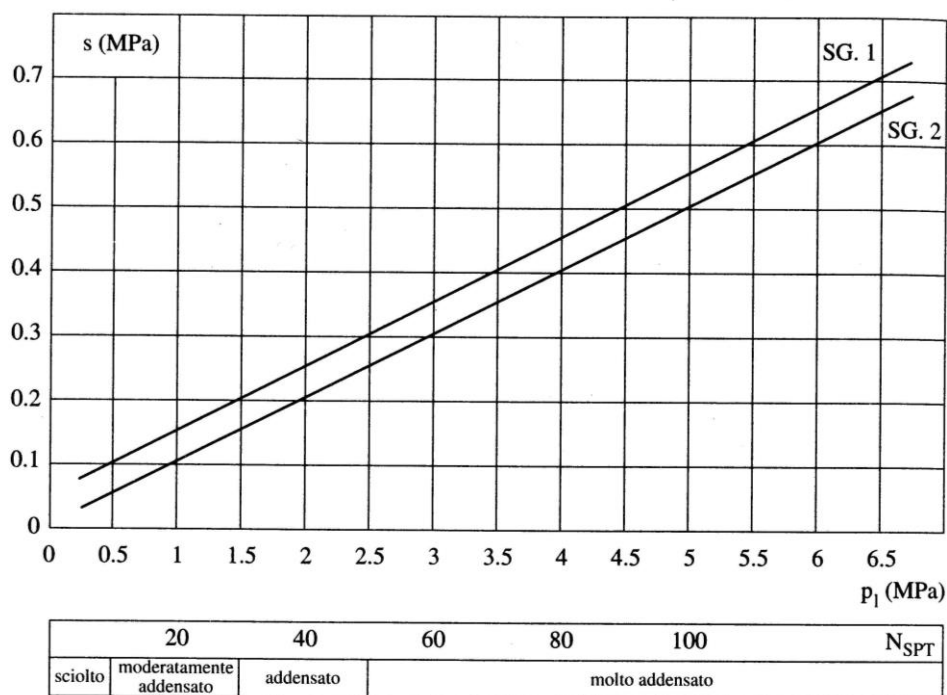


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di  $s$  per sabbie e ghiaie

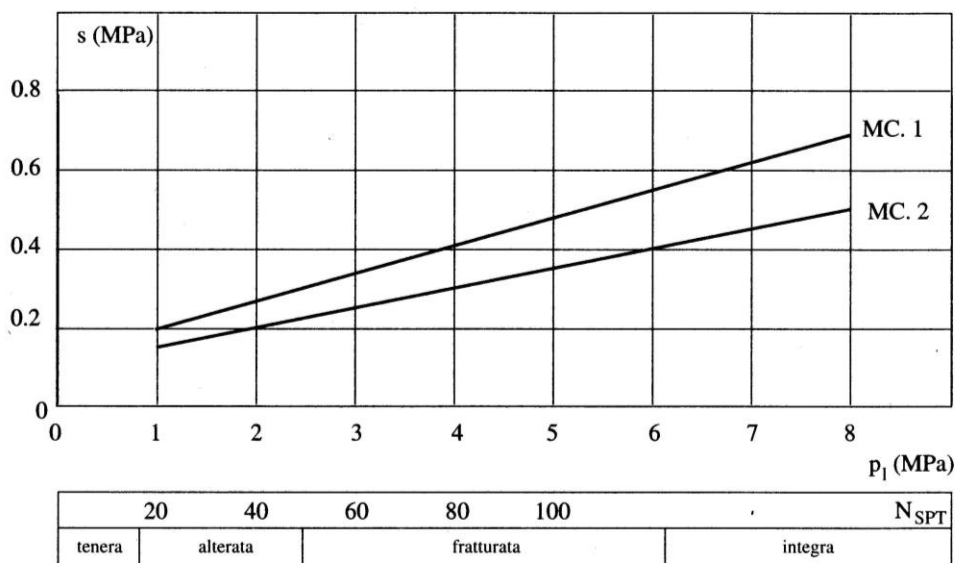


Fig. 13.18. Abaco per il calcolo di  $s$  per gessi, marne, marne calcaree

Le verifiche sono eseguite secondo l'approccio 2 vale a dire:

Combinazione → A1+M1+R3

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$ :

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

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

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

In funzione delle verticali indagate ( nel caso presente 1) si ha:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

 Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

#### Valutazione di $s_i$ :

	$N_{SPT}$ (medio)	$s_{IGU}$	$s_{IRS}$
Riporto	6	0.05	-
Riporto	6	-	0.08
gsab	37		0.22

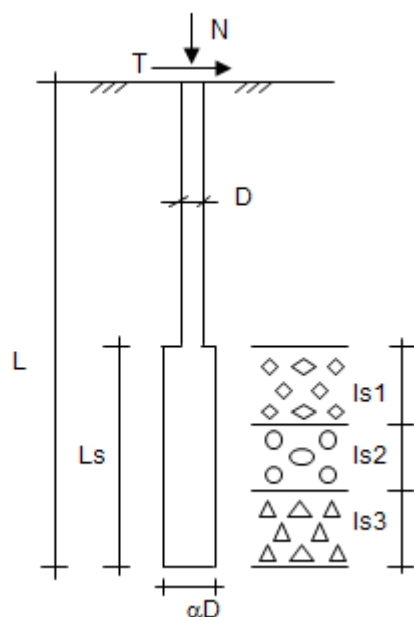
#### Valutazione di $\alpha$ :

Riporto:  $\alpha$  (IGU) = 1.1

Riporto:  $\alpha$  (IRS) = 1.4

Ghiaie sabbiose:  $\alpha$  (IRS) = 1.7

#### Azioni in testa ai micropali



N (kN)	295.00
T (kN)	55.00

$\xi$	$\gamma_s$
1.70	1.15

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

**Armatura:**

Diametro dell'armatura (Darm): 168.3 (mm)

Spessore dell'armatura (Sarm): 14.0 (mm)

Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)



#### CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

##### Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Dsi \cdot si \cdot lsi$$

Tipo di Terreno	Spessore (lsi) (m)	$\alpha$ (-)	Dsi = $\alpha \cdot D$ (m)	si caratt. (MPa)	si calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Riporto	4.00	1.10	0.28	0.050	0.026	88.38
Riporto	2.00	1.40	0.35	0.080	0.041	89.99
Ghiaia sabbiosa	2.00	1.70	0.43	0.220	0.113	300.50
			0.00	0.000	0.000	0.00

$Ls = 8.00$  (m)       $QI = 478.87$  (kN)

##### Capacità portante di punta

$$Qp = 0,15 \cdot QI$$

$Qp = 71.83$  (kN)

A FAVORE DI SICUREZZA  
 SI CONSIDERA NULLA

#### CARICO LIMITE DEL MICROPALO

#### COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 478.87$  (kN)

$Fs = 1.62$

#### 9.4.4. Calcolo del carico critico relativo ad instabilità elastica

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolato come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

in cui  $\beta = k \cdot D_{arm}$  è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento ( $k$  è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler).

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con  $\eta > 10$  e dove  $N$  è lo sforzo normale agente in testa al palo.

##### Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m<sup>3</sup>)

##### Armatura:

Diametro dell'armatura (Darm):	168.3	(mm)
Spessore dell'armatura (Sarm):	14.0	(mm)
Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )
Area dell'armatura (Aarm):	6786	(mm <sup>2</sup> )
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	2.036E+07	(mm <sup>4</sup> )
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	241,987	(mm <sup>3</sup> )

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ):

3.37 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\eta > 10)$$

$Pk = 7587.87$  (kN)

$\eta = 25.72$

#### **9.4.5. Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali**

##### Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia influente, e che il valore della pressione  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- $\gamma$  = peso di volume del terreno
- $d$  = diametro del palo
- $z$  = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo", insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{\max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione  $M_{\max} < M_y$  ( $M_y$ : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità  $f$ , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica.

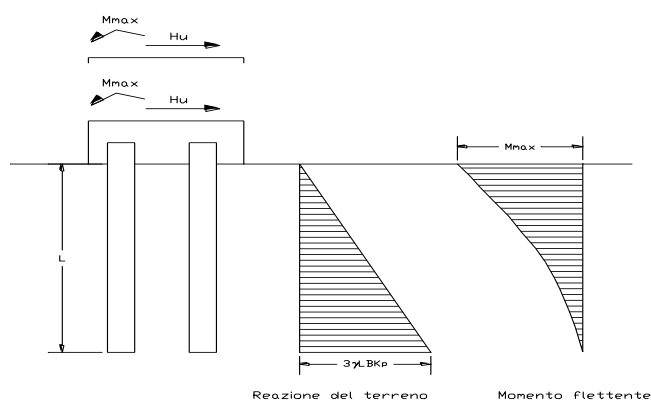
L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

$$H_u (e + 2/3f) = 2 M_y$$

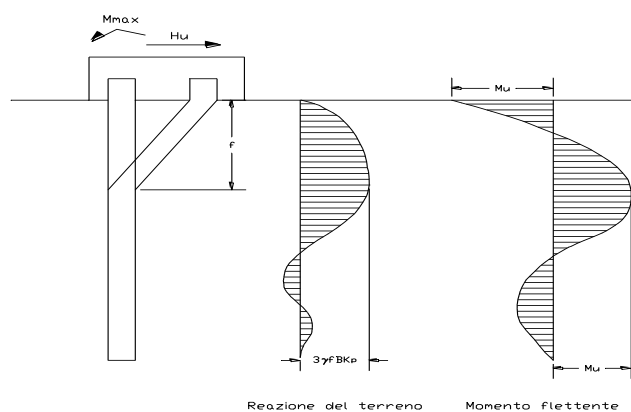
$$\text{dove: } f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}.$$

### **Schemi di rottura metodo di Broms:**

*Pali corti:*



*Pali lunghi:*



**Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

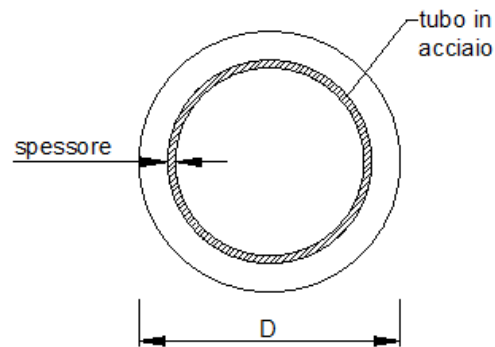
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 14.0 (mm)

Sforzo Normale = 295 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

malta

$R_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{m,c} = 1.9$

$\alpha = 1$

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 15.79 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

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

$\gamma_{E,d} = 1.05$

$\gamma_m = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 294.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$E_s = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\epsilon_{ys} = 0.140\%$

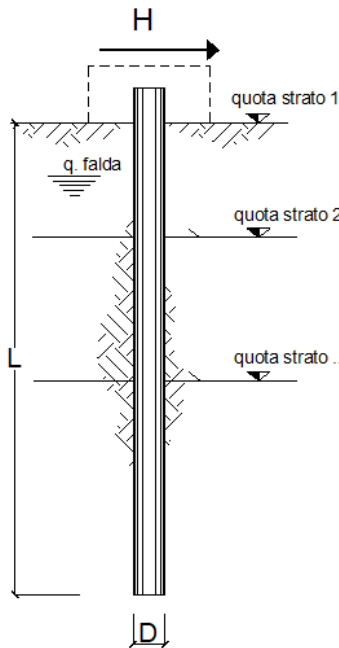
$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 109.3 \text{ (kN m)}$

Calcolo

opera **MS01**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	Riporto	0.00	19	9	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Ghiaia sabbiosa	-6.00	19	9	35	3.69	0
<input type="checkbox"/> strato 3					0	1.00	0
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda -17 (m)  
 Diametro del palo D 0.25 (m)  
 Lunghezza del palo L 8.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  110 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- ☒ palo impedito di ruotare  
☐ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo H = 128.2 (kN)  
 Palo intermedio H = 363.8 (kN)  
 Palo corto H = 1368.2 (kN)

**Hlim = 128.2 (kN) Palo lungo**

Combinazioni STR:

$$H_{lim} = 128 / (1.3 * 1.70) = 58 \text{ kN} > 55 \text{ kN}$$

#### 9.4.6. Calcolo del cedimento del micropalo

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \log(L_u/D);$$

$P_{\max}$  = carico massimo a cui è sottoposto il palo (Comb. SLE);

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammortato il micropalo;

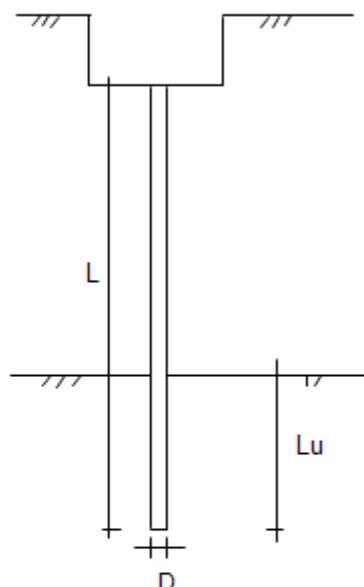
$L_u$  = lunghezza utile

#### CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: MS01

##### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	240.00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	8.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	6.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m <sup>2</sup> )



##### CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \log(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.88 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 3.76 \quad (\text{mm})$$

## 9.5. Verifiche strutturali

### 9.5.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	256.3	213.6
Azione di taglio risultante (kN/ml)	138.1	115.1

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	103.81
Azione di taglio risultante (kN/ml)	71.64

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm²

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]



1	-50.0	0.0
2	-50.0	75.0
3	50.0	75.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	66.7	20
3	41.7	66.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	25630	0	13810	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21360	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

1	0	21360 (32384)	0 (0)
---	---	---------------	-------

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21360 (32384)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	25630	0	0	41337	0	1.61	31.4(11.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.095	-50.0	75.0	-0.00110	-41.7	66.7	-0.03347	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000554325	-0.038074359	0.095	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	13810	30975	66.7	100.0	0.0047	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.4	-50.0	75.0	-239	-41.7	8.3	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.4	-50.0	75.0	-239	-41.7	8.3	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	32384	0

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

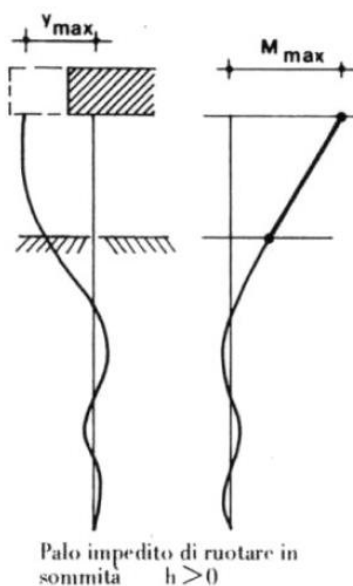
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.4	-50.0	75.0	-239	-41.7	8.3	---	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	32384	0

### 9.5.2. Armatura micropalo

La verifica delle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il momento agente in testa al micropalo ed ipotizzando che la rotazione alla testa del palo sia impedita:



$M_{\text{linea elastica}} = T/(2b) \rightarrow$  dalla teoria della linea elastica

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{\text{arm}} \cdot J_{\text{arm}})^{1/4}$$

$$\sigma = N/A_{\text{arm}} \pm M/W_{\text{arm}}$$

$$\tau = 2T/A_{\text{arm}}$$

Dalle sollecitazioni ottenute si calcola poi la tensione ideale del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{\text{id}} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$

La verifica è soddisfatta se

$$\sigma_{\text{id}} < \sigma_{\text{adm}} = f_{yk} / \gamma_{M0}$$

**Armatura:**

Diametro dell'armatura (Darm):	168.3	(mm)
Spessore dell'armatura (Sarm):	14.0	(mm)
Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )
Area dell'armatura (Aarm):	6786	(mm <sup>2</sup> )
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	2.036E+07	(mm <sup>4</sup> )
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	241,987	(mm <sup>3</sup> )
Tipo di acciaio	S 355	▼
Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	(N/mm <sup>2</sup> )

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k):	20.0	(MN/m <sup>3</sup> )
------------------------	------	----------------------

N (kN)	295.00
T (kN)	55.00

### VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot l_{arm}}}$$

$$b = 0.735 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 37.40 \quad (kN \cdot m)$$

### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S355

*Verifica nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} + M/W_{arm} = 198.0 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 2T/A_{arm} = 16.2 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = 200.0 \quad (N/mm^2)$$

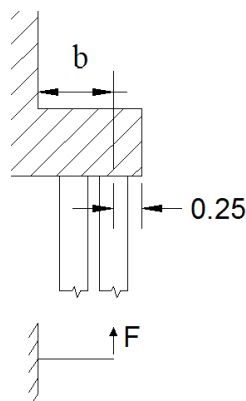
$$\sigma_{adm} = 338.1 \quad (N/mm^2)$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### **9.5.3. Zattera di fondazione**

Si riporta la verifica della sezione di dimensioni 1m\*0.90m considerando la sollecitazioni al metro lineare calcolata per la zattera di fondazione

Le massime sollecitazioni agenti sulla suola di fondazione sono ricavate in relazione ai massimi sforzi in testa ai micropali, introdotti nel paragrafo relativo. La suola viene schematizzata come una mensola incastrata lungo il paramento e su di essa agisce il massimo sforzo in testa al micropalo. Si fa riferimento al micropalo più distante rispetto al paramento del muro. In questo modo si calcola:



Larghezza sezione di verifica = 0.80 m → si calcola così il momento per fessurazione e il taglio a metro lineare agenti sulla fondazione

<b>b</b>	0.25	m
<b>L</b>	0.8	m

C.C.	$N_{\max/\text{palo}}$	$M=N*b$	$M_{\max}=M/L$	$V_{\max}=N/L$
n°	kN	kNm	kNm/ml	kN/ml
<b>SLU</b>	295	73.8	92	369
<b>SIS</b>	115	28.8	36	144
<b>SLE</b>	246	61.5	77	307

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-fond

##### Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	81.7	20
3	41.7	81.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	9200	0	0	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione



N°Comb.	N	Mx	My
1	0	7700	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	7700 (38171)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	7700 (38171)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	9200	0	0	49443	0	5.37	31.4(12.1)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.086	-50.0	90.0	-0.00062	-41.7	81.7	-0.03705	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d      Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.      Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496319	-0.041168746	0.086	0.700

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver      S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max      Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]  
Xc max, Yc max      Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min      Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]  
Xs min, Ys min      Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.      Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.      Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.2	-50.0	90.0	-63	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.2	-50.0	90.0	-63	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.      La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1      Esito della verifica  
e2      Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1      Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt      = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2      = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3      = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4      = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø      = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf      Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm      Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max      Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk      Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 \cdot S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess.      Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess.      Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.      Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
My fess.      Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	38171	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.2	-50.0	90.0	-63	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	38171	0

Per la verifica a taglio si considerano cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$ :

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	900 mm
Copri ferro: c =	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	20 mm
N° barre tese =	5
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	5
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (/ alla sezione)=	20 mm
Passo armatura a Taglio=	1000 mm
N° bracci delle staffe=	2
Inclinazione staffe : $\alpha$ =	90 °
Inclinazione puntone : $\theta$ =	22 °

AZIONI	
$N_{Ed}$ =	0.00 kN
$V$ =	369.00 kN
$\gamma_{Rd}$ =	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	369.00 kN

<b>Resistenza sezioni non armate a taglio</b>	$V_{Rd}$	330.04 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		<b>OCCORRE ARMATURA A TAGLIO</b>
<b>Resistenza sezioni armate a taglio</b>		
<b>Resistenza per rottura armatura a taglio</b>	$V_{Rsd}$	465.29 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$		
<b>Resistenza per sezioni armate a taglio</b>	$V_{Rcd}$	2107.94 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		465.29 kN

### Verifica a punzonamento

Ved=	296000	[N]
My=	0	[Nm]
Mz=	0	[Nm]
Dimensione Pilastro y = By	0.25	[m]
Dimensione Pilastro z = Bz	0.25	[m]
spessore piastre= s =	0.9	[m]
copriferro medio =c=	0.050	[m]
d=s-c=	0.850	[m]
ey=Mz/Ved=	0	[m]
ez=My/Ved=	0	[m]
fck=	35	[N/mm²]
[Fe B450C] fyk=	450	[N/mm²]
γc=	1.5	
β= (1.4 bordo, 1.15 interno)=	1.4	

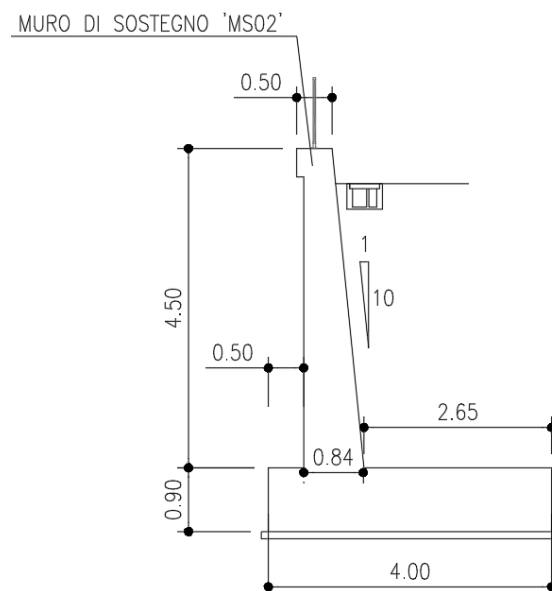
u0 (circonferenza palo)=	0.79	[m]
v0Ed = β·Ved/(u0·d)=	0.617	[N/mm²]
fcd = 0,85·fck/γc=	19.83	[N/mm²]
v=0.7*(1-f <sub>ck</sub> /250)=	0.602	
Vrd,max = 0,5·v·fcd =	5.970	[N/mm²]
<b>v0Ed/Vrd,max =</b>	<b>0.10</b>	<b>verificato</b>

Øly	20	mm
iy	0.2	m
Ølz	20	mm
iz	0.2	m
u1 (perimetro di verifica a distanza 2d)=	8.8	[m]
vEd = β·Ved/(u1·d)=	0.055	[N/mm²]
ply = Øly·π/(4·iy·d)=	0.00185	
plz = Ølz·π/(4·iz·d)=	0.00185	
pl = min{0,02; (ply·plz) <sup>1/2</sup> }=	0.00185	
Cr <sub>d,c</sub> = 0,18/γc =	0.12	
k = min{2; 1+(0,2/d) <sup>1/2</sup> }=	1.49	
v <sub>min</sub> = 0,035·k <sup>3/2</sup> ·fck <sup>1/2</sup> =	0.375	[N/mm²]
v1 = Cr <sub>d,c</sub> ·k·(100·pl·fck) <sup>1/3</sup> =	0.332	[N/mm²]
v <sub>rd,c</sub> = max{v1; v <sub>min</sub> }=	0.375	[N/mm²]
<b>vEd/V<sub>rd,c</sub> =</b>	<b>0.15</b>	<b>verificato</b>

## 10. MURO MS02B

Si verifica la sezione di altezza 4.50m indicata nella figura seguente, considerando un'altezza di terreno spingente di 4.0m.

Il muro è realizzato su fondazione diretta di spessore 0.90m e larghezza 4.00m.



## 10.1. INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.50	m
SBALZO PLINTO MONTE	2.65	m
SPESSORE TESTA MURO	0.45	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	4.00	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	0.90	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	0.90	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.40	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.85	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	4.90	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	4.00	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)		
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	57.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	11.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00	kNm

## 10.2. Comb. A1+M1+R3

### 10.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	25.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

07/04/20



### 10.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

<b>SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	229.43	191.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	131.16	109.30

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	25.48	21.23
Azione di taglio risultante (kN/ml)	100.64	83.86

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-270.64	-225.53
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-168.28	-140.24

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### 10.2.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		679.96 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		174.27 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento		203.57 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		185.06 kN
$R_d > E_d$		OK
		$R_d/E_d = 1.06$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	45.00 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN
Totale	155.00 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 275.60 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 20.80 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

228.56 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA

$S_{Ts}$  orizz.= 74.03 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$S_{Qs}$  orizz.= 100.24 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1562.49 kNm
<b>M<sub>d</sub> Momento ribaltante risultante</b>		366.50 kNm
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		1358.69 kNm
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>d</sub></b>		<b>OK</b>
		M <sub>s</sub> /M <sub>d</sub> = 3.71

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO				
PARAMENTO RETTO	45.00 kN	Braccio =	0.73 m	32.63
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN	Braccio =	1.08 m	21.66
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.50 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN	Braccio =	2.00 m	180.00
Totale	155.00 kN		1.51 m	234.29

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA				
SULLO SBALZO DI MONTE	275.60 kN	Braccio =	2.67 m	737.22
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
DEL PARAMENTO	20.80 kN	Braccio =	1.22 m	25.30

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO				
	228.56 kN	Braccio =	2.47 m	565.69

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>				
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE				
STs orizz.=	74.03 kN	Braccio =	1.63 m	120.92
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"				
SQs orizz.=	100.24 kN	Braccio =	2.45 m	245.58

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	6800	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	1639	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	1312	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.20	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.47	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.05	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.77	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.88	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.55	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.15	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.13	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.65	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	22.80	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.08	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.12	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.68	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>222.58</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>153.17</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>200.90</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>354.07</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>252.91</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	1.14

#### 10.2.4. Tabulato di calcolo

<b><u>PESI PROPRI</u></b>						
		<b>RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>		<b>MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>						
PARAMENTO RETTO	45.00 kN	Braccio = 1.27 m	Braccio = 0.73 m		57.37	32.63
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN	Braccio = 0.92 m	Braccio = 1.08 m		18.33	21.66
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 1.50 m	Braccio = 0.50 m		0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN	Braccio = 0.00 m	Braccio = 2.00 m		0.00	180.00
Totale	155.00 kN	Braccio risultante = 0.49 m	1.51 m		75.71	234.29
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>						
SULLO SBALZO DI MONTE	275.60 kN	Braccio = -0.67 m	Braccio = 2.67 m		-186.02	737.22
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO						
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	20.80 kN	Braccio = 0.78 m	Braccio = 1.22 m		16.29	25.30
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio = -0.98 m	Braccio = 2.98 m		0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio = 1.75 m	Braccio = 0.25 m		0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>						
	228.56 kN	Braccio = -0.48 m	Braccio = 2.47 m		-108.57	565.69
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>						
	0.00 kN	Braccio = -0.48 m	Braccio = 2.47 m		0.00	0.00
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</u></b>						
<b>AZIONE SUL PARAPETTO</b>						
$F_{ORIZ.} =$	0.00 kN	Braccio = 4.00 m	Braccio = 4.00 m		0.00	0.00
<b>COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE</b>						
$ST_s =$	57.58 kN					
$ST_s \text{ orizz.} =$	49.33 kN	Braccio = 1.33 m	Braccio = m		65.78	0.00
$ST_s \text{ vert.} =$	29.69 kN	Braccio = -0.65 m	Braccio = m		-19.30	0.00
<b>COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>						
$SQ_s =$	95.51 kN					
$SQ_s \text{ orizz.} =$	81.83 kN	Braccio = 2.00 m	Braccio = m		163.65	0.00
$SQ_s \text{ vert.} =$	49.25 kN	Braccio = -0.65 m	Braccio = m		-32.01	0.00
<b>COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>						
$SQ_s =$	0.00 kN					
$SQ_s \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio = 2.00 m	Braccio = m		0.00	0.00
$SQ_s \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio = -0.65 m	Braccio = m		0.00	0.00



VENTO		Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.00 m	m	0.00	0.00
		Coppia in testa					0.00	
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>								
AZIONE SUL PARAPETTO		$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m	0.00
								0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		$ST_s =$	86.41 kN					
		$ST_s \text{ orizz.} =$	74.03 kN	Braccio =	1.63 m	Braccio =	1.63 m	120.92
		$ST_s \text{ vert.} =$	44.56 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	-28.96
								178.23
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE		$ST_p =$	0.00 kN					
		$ST_p \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00
								0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO		$SQ_s =$	116.99 kN					
		$SQ_s \text{ orizz.} =$	100.24 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	245.58
		$SQ_s \text{ vert.} =$	60.33 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	-39.22
								241.33
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO		$SP_s =$	0.00 kN					
		$SP_s \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	0.00
		$SP_s \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	0.00
								0.00
VENTO		Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.90 m	m	0.00	0.00
		Coppia in testa					0.00	

### 10.3. Comb. SISMA

#### 10.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

08/04/20

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA 1.00

*Coefficienti parziali sui parametri di resistenza*

$\gamma_\phi = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\gamma_c = 1.00$

$\gamma_\gamma = 1.00$

Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto 0.781

Angolo di attrito ridotto 38.00 °

COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA 1.50

ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ ) 0.071

COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE  $\beta_m$  0.38

ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ ) 0.03

COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA 1.00

COEFF. DI INTENSITA' SISMICA 0.040

ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ ) 0.040

COEFFICIENTE RIDUTTIVO 1.00

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO 0.040

COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau) 0.259

COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe) 0.283

INCREMENTO DI SPINTA SISMICA 0.024

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE 0.020

COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO 1.0

COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO 1.0

08/04/20

Per la verifica di ribaltamento si assume  $\beta_m = 0.57$ :

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.57
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.04
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.061
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.061
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.061
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.259
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.297
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.038
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.030
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

### 10.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	115.45
Azione di taglio risultante (kN/ml)	72.47

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.02
Azione di taglio risultante (kN/ml)	55.40

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-99.88
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-55.89

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 10.3.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.SISMICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	416.61 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	102.96 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento	124.72 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	124.72 kN
$R_d > E_d$	OK
	$R_d/E_d = 1.21$

$V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO	
PARAMENTO RETTO	45.00 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN
Totale	155.00 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA	
SULLO SBALZO DI MONTE	212.00 kN
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	16.00 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO 30.48 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO (Sv) 0.91 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE (Sv) 0.40 kN  
     FONDAZIONE (Sv) 1.82 kN

Mentre  $E_d$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

#### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s \text{ orizz.} = 66.14 \text{ kN}$

#### COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s \text{ orizz.} = 15.52 \text{ kN}$

#### CONDIZIONI SISMICHE

##### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d \text{ orizz.} = 5.80 \text{ kN}$

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO 1.82 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE 0.81 kN  
     FONDAZIONE 3.64 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO  
     TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
     MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
         DEL PARAMENTO 0.65 kN  
     SULLO SBALZO DI MONTE 8.58 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. SISMICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		921.18 kN
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		221.72 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.00
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>921.18</b>
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>	<b>OK</b>	<b>M<sub>s</sub>/M<sub>R</sub> = 4.15</b>

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):



				<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>					
PARAMENTO RETTO	45.00 kN	Braccio =	0.73 m		32.63
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN	Braccio =	1.08 m		21.66
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.50 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN	Braccio =	2.00 m		180.00
Totale	155.00 kN		1.51 m		234.29
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>					
SULLO SBALZO DI MONTE	212.00 kN	Braccio =	2.67 m		567.09
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO	16.00 kN	Braccio =	1.22 m		19.46
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>					
	30.48 kN	Braccio =	2.47 m		75.42
<b>INERZIA DELLA STRUTTURA</b>					
PARAMENTO RETTO (Sv)	1.37 kN	Braccio =	0.73 m		0.99
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.61 kN	Braccio =	1.08 m		0.66
FONDAZIONE (Sv)	2.73 kN	Braccio =	2.00 m		5.46
<b>INERZIA DEL TERRAPIENO</b>					
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO (Sv)	0.49 kN	Braccio =	1.22 m		0.59
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.43 kN	Braccio =	2.67 m		17.21

Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</u></b>		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		
STs orizz.=	66.14 kN Braccio = 1.63 m	108.02
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"		
SQs orizz.=	15.52 kN Braccio = 2.45 m	38.03
CONDIZIONI SISMICHE		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO		
STd orizz.=	9.01 kN Braccio = 2.45 m	22.09
INERZIA DELLA STRUTTURA		
PARAMENTO RETTO	2.73 kN Braccio = 2.90 m	7.92
PARAMENTO SEZIONE		
TRIANGOLARE MONTE	1.21 kN Braccio = 2.23 m	2.71
FONDAZIONE	5.46 kN Braccio = 0.45 m	2.46
INERZIA DEL TERRAPIENO		
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO		
MURO DOVUTO INCLINAZIONE		
DEL PARAMENTO	0.97 kN Braccio = 3.27 m	3.17
SULLO SBALZO DI MONTE	12.87 kN Braccio = 2.90 m	37.32

## Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	4135	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	767	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	725	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.20	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.40	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.21	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.47	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.44	rad
	φ' <sub>rid</sub>	25.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	2.46	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.76	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	10.88	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.87	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.59	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	20.72	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.16	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.13	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.68	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	10.66	
Contributo sovraccarico	$q' =$	22.80	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.08	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.12	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.71	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	5.78	
	$C =$	-4.68	
	$D =$	0.030	
	$E =$	-0.48	
	$H =$	0.85	
	$I =$	-2.33	
	$h_{\gamma f} =$	0.878	
	$h_{cf} =$	0.987	
	$h_{qf} =$	0.938	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	128.88	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		149.14	kPa
termine 2 (c):		0.00	kPa
termine 2 (q):		195.73	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	344.87	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		1.20	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	287.39	kPa
$R_d > E_d$	OK	$R_d/E_d$	2.23

### 10.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	45.00 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	0.73 m	57.37	32.63
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN	Braccio =	0.92 m	Braccio =	1.08 m	18.33	21.66
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.00 m	0.00	180.00
Totale	155.00 kN	Braccio risultante =	0.49 m		1.51 m	75.71	234.29
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	212.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	2.67 m	-143.10	567.09
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	16.00 kN	Braccio =	0.78 m	Braccio =	1.22 m	12.53	19.46
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.98 m	Braccio =	2.98 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.75 m	Braccio =	0.25 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	30.48 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	-14.48	75.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'ESTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.00 m	Braccio =	m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_s =$	44.29 kN						
$ST_s$ orizz.=	44.07 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	58.76	0.00
$ST_s$ vert.=	4.41 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-2.86	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQ_s =$	12.73 kN						
$SQ_s$ orizz.=	12.67 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	25.34	0.00
$SQ_s$ vert.=	1.27 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-0.82	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SQ_s =$	0.00 kN						
$SQ_s$ orizz.=	0.00 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	0.00	0.00
$SQ_s$ vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	0.00	0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE**

$ST_d =$	3.89 kN						
$ST_d$ orizz.=	3.87 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	7.74	0.00
$ST_d$ vert.=	0.39 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-0.25	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SP_d =$	0.00 kN						
$SP_d$ orizz.=	0.00 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	0.00	0.00
$SP_d$ vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	0.00	0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO	1.82 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	3.64	0.00
-----------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**PARAMENTO RETTO (Sisma**

verticale)	0.91 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
------------	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**PARAMENTO SEZIONE**

TRIANGOLARE MONTE	0.81 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	1.08	0.00
-------------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**PARAMENTO SEZIONE**

TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.40 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
------------------------	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**PARAMENTO SEZIONE**

TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	0.00	0.00
-------------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**PARAMENTO SEZIONE**

TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
------------------------	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**INERZIA DEL TERRAPIENO**

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO						0.00	0.00
---------------------------	--	--	--	--	--	------	------

**MURO DOVUTO INCLINAZIONE**

DEL PARAMENTO	0.65 kN	Braccio =	2.67 m	Braccio =	m	1.73	0.00
---------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO**
**MURO DOVUTO INCLINAZIONE**

DEL PARAMENTO (Sv)	0.32 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
--------------------	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**SULLO SBALZO DI MONTE**

	8.58 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	17.16	0.00
--	---------	-----------	--------	-----------	---	-------	------

**SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)**

	4.29 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
--	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.00 m	Braccio =	m	0.00	0.00
-----------------------------	---------	-----------	--------	-----------	---	------	------

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO							
-----------------------------	--	--	--	--	--	--	--

(Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00
------	---------	-----------	---	-----------	---	------	------

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.00 m		m	0.00	0.00
--------------------	------	-----------	--------	--	---	------	------

Coppia in testa						0.00	
-----------------	--	--	--	--	--	------	--

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$STs$ orizz. =	66.14 kN	Braccio =	1.63 m	Braccio =	1.63 m	108.02	108.02
$STs$ vert. =	6.61 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	-4.30	26.45

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQs =$	15.60 kN						
$SQs$ orizz. =	15.52 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	38.03	38.03
$SQs$ vert. =	1.55 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	-1.01	6.21

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SPs =$	0.00 kN						
$SPs$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	0.00	0.00
$SPs$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	0.00	0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA**

$STd =$	5.83 kN						
$STd$ orizz. =	5.80 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	14.22	14.22
$STd$ vert. =	0.58 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	-0.38	2.32

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$STd =$	0.00 kN						
$STd$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m	0.00	0.00
$STd$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m	0.00	0.00

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO	1.82 kN	Braccio =	2.90 m	Braccio =	2.90 m	5.28	5.28
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	0.81 kN	Braccio =	2.23 m	Braccio =	2.23 m	1.81	1.81
FONDAZIONE	3.64 kN	Braccio =	0.45 m	Braccio =	0.45 m	1.64	1.64
FONDAZIONE (Sv)	1.82 kN	Braccio =	0.00	Braccio =	2.00 m	0.00	3.64

**INERZIA DEL TERRAPIENO**
**TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO**
**MURO DOVUTO INCLINAZIONE**

DEL PARAMENTO	0.65 kN	Braccio =	3.57 m	Braccio =	3.27 m	2.31	2.12
SULLO SBALZO DI MONTE	8.58 kN	Braccio =	2.90 m	Braccio =	2.90 m	24.88	24.88

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m	0.00	0.00
-----------------------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	(Sv) 0.00 kN	Braccio =	1.12 m	Braccio =	3.12 m	0.00	0.00
-----------------------------	--------------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m	0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	

### 10.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	45.00 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	0.73 m	57.37	32.63
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	20.00 kN	Braccio =	0.92 m	Braccio =	1.08 m	18.33	21.66
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	90.00 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.00 m	0.00	180.00
Totale	155.00 kN	Braccio risultante =	0.49 m		1.51 m	75.71	234.29
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	212.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	2.67 m	-143.10	567.09
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	16.00 kN	Braccio =	0.78 m	Braccio =	1.22 m	12.53	19.46
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.98 m	Braccio =	2.98 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.75 m	Braccio =	0.25 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	30.48 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	-14.48	75.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	0.00	0.00



CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.00 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$STs =$	44.29 kN					
	$STs\ orizz. =$	44.07 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	58.76 0.00
	$STs\ vert. =$	4.41 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-2.86 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQs =$	12.73 kN					
	$SQs\ orizz. =$	12.67 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	25.34 0.00
	$SQs\ vert. =$	1.27 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-0.82 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQs =$	0.00 kN					
	$SQs\ orizz. =$	0.00 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SQs\ vert. =$	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	$STd =$	6.04 kN					
	$STd\ orizz. =$	6.01 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	12.01 0.00
	$STd\ vert. =$	0.60 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	-0.39 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SPd =$	0.00 kN					
	$SPd\ orizz. =$	0.00 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SPd\ vert. =$	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO		2.73 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	5.46 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)		1.37 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE		1.21 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	1.62 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)		0.61 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE		0.00 kN	Braccio =	1.33 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)		0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO		0.97 kN	Braccio =	2.67 m	Braccio =	m	2.59 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)		0.49 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE		12.87 kN	Braccio =	2.00 m	Braccio =	m	25.74 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)		6.43 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)							
		0.00 kN	Braccio =	4.00 m	Braccio =	m	0.00 0.00
		0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale		0.00	Braccio =	4.00 m		m	0.00 0.00
Coppia in testa							0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO						
AZIONE SUL PARAPETTO						
	$F_{ORIZZ} =$	0.00 kN	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE						
	$ST_s =$	66.47 kN				
	$ST_s \text{ orizz} =$	66.14 kN	Braccio =	1.63 m	Braccio =	1.63 m
	$ST_s \text{ vert} =$	6.61 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m
					108.02	108.02
					-4.30	26.45
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$ST_p =$	0.00 kN				
	$ST_p \text{ orizz} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO						
	$SQ_s =$	15.60 kN				
	$SQ_s \text{ orizz} =$	15.52 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m
	$SQ_s \text{ vert} =$	1.55 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m
					38.03	38.03
					-1.01	6.21
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$SP_s =$	0.00 kN				
	$SP_s \text{ orizz} =$	0.00 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m
	$SP_s \text{ vert} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
CONDIZIONI SISMICHE						
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO						
	$ST_d =$	9.06 kN				
	$ST_d \text{ orizz} =$	9.01 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m
	$ST_d \text{ vert} =$	0.90 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m
					22.09	22.09
					-0.59	3.61
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$ST_d =$	0.00 kN				
	$ST_d \text{ orizz} =$	0.00 kN	Braccio =	2.45 m	Braccio =	2.45 m
	$ST_d \text{ vert} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.65 m	Braccio =	4.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$ST_p =$	0.00 kN				
	$ST_p \text{ orizz} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA						
	PARAMENTO RETTO	2.73 kN	Braccio =	2.90 m	Braccio =	2.90 m
	PARAMENTO RETTO (Sv)	1.37 kN	Braccio =	1.27	Braccio =	0.73 m
	PARAMENTO SEZIONE					
	TRIANGOLARE MONTE	1.21 kN	Braccio =	2.23 m	Braccio =	2.23 m
	PARAMENTO SEZIONE					
	TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.61 kN	Braccio =	-0.92	Braccio =	1.08 m
	PARAMENTO SEZIONE					
	TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.23 m	Braccio =	2.23 m
	PARAMENTO SEZIONE					
	TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.50	Braccio =	0.50 m
	FONDAZIONE	5.46 kN	Braccio =	0.45 m	Braccio =	0.45 m
	FONDAZIONE (Sv)	2.73 kN	Braccio =	0.00	Braccio =	2.00 m
					0.00	5.46
INERZIA DEL TERRAPIENO						
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
	DEL PARAMENTO	0.97 kN	Braccio =	3.57 m	Braccio =	3.27 m
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
	DEL PARAMENTO (Sv)	0.49 kN	Braccio =	-0.78 m	Braccio =	1.22 m
	SULLO SBALZO DI MONTE	12.87 kN	Braccio =	2.90 m	Braccio =	2.90 m
	SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.43 kN	Braccio =	0.67 m	Braccio =	2.67 m
					-0.38	0.59
					37.32	37.32
					4.34	17.21
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO					
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO					
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO					
	(Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.12 m	Braccio =	3.12 m
					0.00	0.00
VENTO						
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.90 m	Braccio =	4.90 m
	Coppia in testa					
					0.00	0.00

## 10.4. Verifica di stabilità globale

### Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)

**Coefficienti**

Coefficienti parziali per le azioni

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g Q
(A1)	1.3	1	1.5	0.8	1.5
(A2)	1	1	1.3	0.8	1.3

Coefficienti parziali parametri geotecnici

	g tan(Fi)	g C'	g Gamma
(M1)	1	1	1
(M2)	1.25	1.25	1

Coefficienti parziali per le verifiche

	CMB stat	CMB sis
Capacità portante fondazione (R3)	1.4	1.2
Scorrimento (R3)	1.1	1
Ribaltamento (R3)	1.15	1
Stabilità globale (R2)	1.1	1.2

Coefficienti sismici

	g G1	g G2	psi2i
Combinazione carichi	1	1	0.2
	g G1	g G2	psiEi
Determ. masse sismiche	1	1	0.2

Ok Annulla

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

$\beta_s$  0.20000 kh 0.02118 kv 0.01059

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### Verifica di stabilità globale (superata con successo)

#### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 4.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 14.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 30.000 \text{ m}$

#### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\phi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

#### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro

$X_{cs} = 0.424 \text{ m}$

Ordinata centro

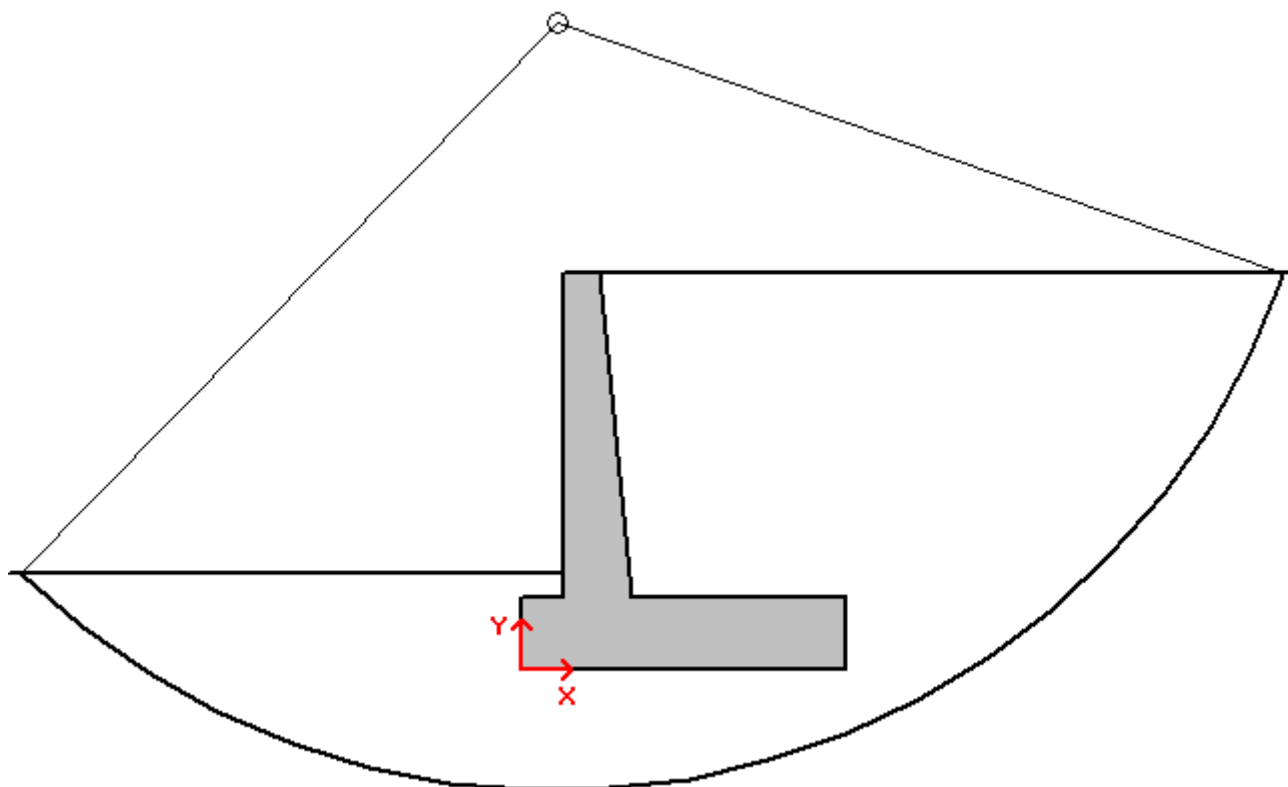
$Y_{cs} = 8.016 \text{ m}$

Raggio  $R_s =$

9.511 m

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

**$C_{SG} = 1.56000$**



## 10.5. Verifiche strutturali

### 10.5.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	229.43	191.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	131.16	109.30

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	115.45
Azione di taglio risultante (kN/ml)	72.47

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	84.0
3	50.0	84.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	75.7	20
3	41.7	75.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	22943	0	13116	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19119	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

1 0 19119 (40406) 0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19119 (40406)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	22943	0	0	46883	0	2.04	31.4(13.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.083	-50.0	84.0	-0.00110	-41.7	75.7	-0.03846	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000554229	-0.043055262	0.083	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	13116	32971	75.7	100.0	0.0042	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.7	-50.0	84.0	-177	-20.9	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.7	-50.0	84.0	-177	-20.9	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	40406	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.7	-50.0	84.0	-177	-20.9	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	40406	0



### 10.5.2. Fondazione

Dalla combinazione STR si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	25.48	21.23
Azione di taglio risultante (kN/ml)	100.64	83.86

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-270.64	-225.53
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-168.28	-140.24

Dalla combinazione Sismica si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.02
Azione di taglio risultante (kN/ml)	55.40

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-99.88
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-55.89

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	81.7	20
3	41.7	81.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	27064	0	16828	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	22553	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	22553 (38171)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	22553 (38171)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	27064	0	0	49443	0	1.83	31.4(12.1)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	0.086	-50.0	90.0	-0.00062	-41.7	81.7	-0.03705	-41.7	8.3
---	---------	-------	-------	------	----------	-------	------	----------	-------	-----

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496319	-0.041168746	0.086	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio  $V_y$  di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	16828	31160	81.7	100.0	0.0038	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	15.1	-50.0	90.0	-185	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	15.1	-50.0	90.0	-185	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace  $A_{c\,eff}$  [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6\,S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr\,max*(e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	38171	0
---	---	---------	---------	-----	-----	-----	-----	-----	--------------	-------	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	15.1	-50.0	90.0	-185	-41.7	8.3	---	---
---	---	------	-------	------	------	-------	-----	-----	-----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	38171	0
---	---	---------	---------	-----	-----	-----	-----	-----	--------------	-------	---

### 10.6. Riepilogo armature MURO MS02

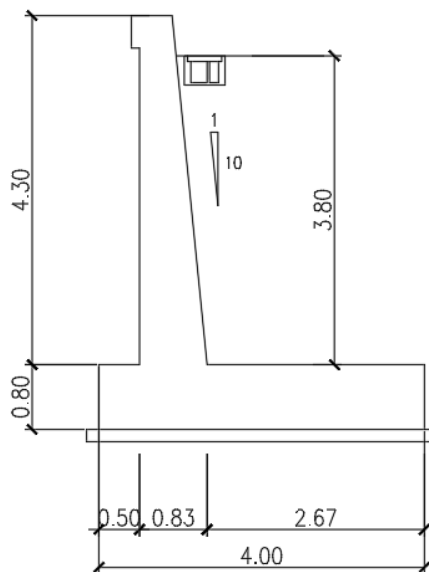
Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	φ20/20 lato valle e φ20/20 lato monte	φ14/20 lato valle e lato monte
fondazione	φ20/20 sup. φ20/20 inf.	φ14/20 sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille 9φ8/mq, in fondazione si dispongono cavallotti φ20/100x100

## 11. MURO MS05

Si verifica la sezione di altezza 4.30m indicata nella figura seguente, considerando un'altezza di terreno spingente di 3.80m.

Il muro è realizzato su fondazione diretta di spessore 0.80m e larghezza 4.00m.



### 11.1. INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.50	m
SBALZO PLINTO MONTE	2.67	m
SPESSORE TESTA MURO	0.45	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	3.80	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	0.80	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	0.80	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.38	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.83	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	4.60	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	4.00	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)		
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	57.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	11.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00	kNm



## 11.2. Comb. A1+M1+R3

### 11.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	25.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

11/04/20

### 11.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

<b>SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	204.09	170.08
Azione di taglio risultante (kN/ml)	122.26	101.88

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	22.99	19.16
Azione di taglio risultante (kN/ml)	91.03	75.86

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-235.79	-196.49
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-150.38	-125.32

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### **11.2.3. Verifiche geotecniche**

#### **Verifica di scorrimento**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		653.65 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		159.34 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento		195.69 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		177.90 kN
$R_d > E_d$		OK
		$R_d/E_d = 1.12$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	42.75 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	18.05 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN
Totale	140.80 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 263.80 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 18.77 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

230.29 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA

$S_{Ts}$  orizz.= 65.24 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$S_{Qs}$  orizz.= 94.10 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M=W*b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s=M/\gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R=F*b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND.STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1505.97 kNm
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		<b>316.47 kNm</b>
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>1309.54 kNm</b>
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>	<b>OK</b>	<b>M<sub>s</sub>/M<sub>R</sub> = 4.14</b>

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	42.75 kN	Braccio =	0.73 m		30.99
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	18.05 kN	Braccio =	1.08 m		19.43
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.50 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN	Braccio =	2.00 m		160.00
Totale	140.80 kN		1.49 m		210.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
SULLO SBALZO DI MONTE	263.80 kN	Braccio =	2.66 m		703.01
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO	18.77 kN	Braccio =	1.20 m		22.59
				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	230.29 kN	Braccio =	2.47 m		569.96

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>					
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE					
STs orizz.=	65.24 kN	Braccio =	1.53 m		100.04
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"					
SQs orizz.=	94.10 kN	Braccio =	2.30 m		216.43

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	6537	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	1178	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	1223	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.10	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.39	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.23	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.76	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.87	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.57	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.16	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.12	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.66	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	20.90	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.08	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.70	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>202.49</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>164.16</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>184.95</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>349.11</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>249.36</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	1.23



#### 11.2.4. Tabulato di calcolo

<b>PESI PROPRI</b>				<b>RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	42.75 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	0.73 m	54.51	30.99
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	18.05 kN	Braccio =	0.92 m	Braccio =	1.08 m	16.66	19.43
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.00 m	0.00	160.00
Totale	140.80 kN	Braccio risultante =	0.51 m		1.49 m	71.17	210.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	263.80 kN	Braccio =	-0.66 m	Braccio =	2.66 m	-175.42	703.01
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	18.77 kN	Braccio =	0.80 m	Braccio =	1.20 m	14.95	22.59
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.98 m	Braccio =	2.98 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.75 m	Braccio =	0.25 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	230.29 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	-109.39	569.96
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## AZIONE SUL PARAPETTO

$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	3.80 m	Braccio =	3.80 m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s =$	51.97 kN						
$ST_s$ orizz. =	44.52 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	56.40	0.00
$ST_s$ vert. =	26.80 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-17.96	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s =$	90.73 kN						
$SQ_s$ orizz. =	77.74 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	147.70	0.00
$SQ_s$ vert. =	46.79 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-31.35	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s =$	0.00 kN						
$SP_s$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	0.00	0.00
$SP_s$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## AZIONE SUL PARAPETTO

$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s =$	76.15 kN						
$ST_s$ orizz. =	65.24 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m	100.04	100.04
$ST_s$ vert. =	39.27 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	-26.31	157.08

## COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p =$	0.00 kN						
$ST_p$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s =$	109.83 kN						
$SQ_s$ orizz. =	94.10 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	216.43	216.43
$SQ_s$ vert. =	56.64 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	-37.95	226.55

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s =$	0.00 kN						
$SP_s$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$SP_s$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	0.00	0.00

### 11.3. Comb. SISMA

#### 11.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

01/07/20

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.38
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.03
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.040
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.040
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.040
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.259
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.283
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.024
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.020
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

01/07/20

Per la verifica di ribaltamento si assume  $\beta_m = 0.57$ :

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.57
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.04
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.061
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.061
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.061
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.259
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.297
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.038
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.030
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

### 11.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	101.18
Azione di taglio risultante (kN/ml)	66.56

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	12.57
Azione di taglio risultante (kN/ml)	49.77

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-82.99
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-47.49

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 11.3.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.SISMICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	391.71 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	<b>92.47</b> kN
$R$ resistenza caratteristica allo scorrimento	117.27 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	<b>117.27</b> kN
$R_d > E_d$	<b>OK</b>
	$R_d/E_d = 1.27$

$V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO  
PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	42.75 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE	
MONTE	18.05 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE	
VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN
<b>Totale</b>	<b>140.80 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO  
DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE	202.92 kN
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO	
DOVUTO INCLINAZIONE DEL	
PARAMENTO	14.44 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO 30.71 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO (Sv) 0.87 kN  
 PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE  
     MONTE (Sv) 0.37 kN  
     FONDAZIONE (Sv) 1.62 kN

Mentre  $E_d$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s$  orizz.= 58.29 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s$  orizz.= 14.57 kN

CONDIZIONI SISMICHE

COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d$  orizz.= 5.12 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO 1.73 kN  
 PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE  
     MONTE 0.73 kN  
     FONDAZIONE 3.24 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO  
 TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO  
 DOVUTO INCLINAZIONE DEL  
     PARAMENTO 0.58 kN  
     SULLO SBALZO DI MONTE 8.21 kN



### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. SISMICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		867.89 kN
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		188.32 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.00
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>867.89</b>
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>	<b>OK</b>	<b>M<sub>s</sub>/M<sub>R</sub> = 4.61</b>

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	42.75 kN	Braccio =	0.73 m		30.99
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE					
MONTE	18.05 kN	Braccio =	1.08 m		19.43
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE					
VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.50 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN	Braccio =	2.00 m		160.00
Totale	140.80 kN		1.49 m		210.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
SULLO SBALZO DI MONTE	202.92 kN	Braccio =	2.66 m		540.77
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL					
PARAMENTO	14.44 kN	Braccio =	1.20 m		17.37
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	30.71 kN	Braccio =	2.47 m		75.99
INERZIA DELLA STRUTTURA					
PARAMENTO RETTO (Sv)	1.30 kN	Braccio =	0.73 m		0.94
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.55 kN	Braccio =	1.08 m		0.59
FONDAZIONE (Sv)	2.43 kN	Braccio =	2.00 m		4.86
INERZIA DEL TERRAPIENO					
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO (Sv)	0.44 kN	Braccio =	1.20 m		0.53
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.16 kN	Braccio =	2.66 m		16.41

Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE			MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</u>				
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE				
STs orizz.=	58.29 kN	Braccio =	1.53 m	89.37
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"				
SQs orizz.=	14.57 kN	Braccio =	2.30 m	33.51
STd orizz.=	7.94 kN	Braccio =	2.30 m	18.27
INERZIA DELLA STRUTTURA				
PARAMENTO RETTO	2.60 kN	Braccio =	2.70 m	7.01
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	1.10 kN	Braccio =	2.07 m	2.26
FONDAZIONE	4.86 kN	Braccio =	0.40 m	1.94
INERZIA DEL TERRAPIENO				
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
DEL PARAMENTO	0.88 kN	Braccio =	3.07 m	2.69
SULLO SBALZO DI MONTE	12.32 kN	Braccio =	2.70 m	33.26

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	3889	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	560	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	666	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.10	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.33	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.34	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.47	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.44	rad
	φ' <sub>rid</sub>	25.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	2.46	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.75	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.87	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.60	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.16	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.69	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	20.90	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.08	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.10	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.72	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	5.78	
	$C =$	-4.68	
	$D =$	0.030	
	$E =$	-0.48	
	$H =$	0.85	
	$I =$	-2.33	
	$h_{\gamma f} =$	0.878	
	$h_{cf} =$	0.987	
	$h_{qf} =$	0.938	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>116.59</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>156.47</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>179.52</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>335.99</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.20</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>279.99</b>	kPa
$R_d > E_d$	OK	$R_d/E_d$	2.40

### 11.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale

PESI PROPRI				RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	42.75 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	0.73 m	54.51	30.99
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	18.05 kN	Braccio =	0.92 m	Braccio =	1.08 m	16.66	19.43
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.00 m	0.00	160.00
Totale	140.80 kN	Braccio risultante =	0.51 m		1.49 m	71.17	210.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	202.92 kN	Braccio =	-0.66 m	Braccio =	2.66 m	-134.94	540.77
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	14.44 kN	Braccio =	0.80 m	Braccio =	1.20 m	11.50	17.37
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.98 m	Braccio =	2.98 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.75 m	Braccio =	0.25 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	30.71 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	-14.58	75.99
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	0.00	0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	F <sub>ORIZZ</sub> =	0.00 kN	Braccio =	3.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	STs =	39.97 kN					
	STs orizz.=	39.78 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	50.38 0.00
	STs vert.=	3.98 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-2.66 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	SQs =	12.10 kN					
	SQs orizz.=	12.04 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	22.87 0.00
	SQs vert.=	1.20 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-0.81 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SQs =	0.00 kN					
	SQs orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SQs vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	STd =	3.51 kN					
	STd orizz.=	3.49 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	6.63 0.00
	STd vert.=	0.35 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-0.23 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SPd =	0.00 kN					
	SPd orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SPd vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO	1.73 kN		Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	3.29 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	0.87 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.73 kN		Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	0.93 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.37 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO							
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL							
PARAMENTO	0.58 kN		Braccio =	2.53 m	Braccio =	m	1.48 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL							
PARAMENTO (Sv)	0.29 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	8.21 kN		Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	15.60 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	4.11 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	3.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)							
VENTO							
Azione orizzontale	0.00		Braccio =	3.80 m		m	0.00 0.00
Coppia in testa							0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORIZZ} =$	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
---------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_s =$	58.58 kN						
$ST_s$ orizz. =	58.29 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m	89.37	89.37
$ST_s$ vert. =	5.83 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	-3.90	23.31

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_p =$	0.00 kN						
$ST_p$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQ_s =$	14.64 kN						
$SQ_s$ orizz. =	14.57 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	33.51	33.51
$SQ_s$ vert. =	1.46 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	-0.98	5.83

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SP_s =$	0.00 kN						
$SP_s$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$SP_s$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	0.00	0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA**

$ST_d =$	5.14 kN						
$ST_d$ orizz. =	5.12 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	11.76	11.76
$ST_d$ vert. =	0.51 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	-0.34	2.05

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$ST_d =$	0.00 kN						
$ST_d$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$ST_d$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m	0.00	0.00

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_p =$	0.00 kN						
$ST_p$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO	1.73 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m	4.67	4.67
PARAMENTO RETTO (Sv)	0.87 kN	Braccio =	1.27	Braccio =	0.73 m	1.10	0.63
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.73 kN	Braccio =	2.07 m	Braccio =	2.07 m	1.51	1.51
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.37 kN	Braccio =	-0.92	Braccio =	1.08 m	-0.34	0.39
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.07 m	Braccio =	2.07 m	0.00	0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.50	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
FONDAZIONE	3.24 kN	Braccio =	0.40 m	Braccio =	0.40 m	1.30	1.30
FONDAZIONE (Sv)	1.62 kN	Braccio =	0.00	Braccio =	2.00 m	0.00	3.24

**INERZIA DEL TERRAPIENO**

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.58 kN	Braccio =	3.33 m	Braccio =	3.07 m	1.95	1.79
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.29 kN	Braccio =	-0.80 m	Braccio =	1.20 m	-0.23	0.35
SULLO SBALZO DI MONTE	8.21 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m	22.17	22.17
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	4.11 kN	Braccio =	0.66 m	Braccio =	2.66 m	2.73	10.94
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.11 m	Braccio =	3.11 m	0.00	0.00

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	



### 11.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	42.75 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	0.73 m	54.51	30.99
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	18.05 kN	Braccio =	0.92 m	Braccio =	1.08 m	16.66	19.43
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.50 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	80.00 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.00 m	0.00	160.00
Totale	140.80 kN	Braccio risultante =	0.51 m		1.49 m	71.17	210.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	202.92 kN	Braccio =	-0.66 m	Braccio =	2.66 m	-134.94	540.77
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	14.44 kN	Braccio =	0.80 m	Braccio =	1.20 m	11.50	17.37
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.98 m	Braccio =	2.98 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.75 m	Braccio =	0.25 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	30.71 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	-14.58	75.99
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.48 m	Braccio =	2.47 m	0.00	0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	F <sub>ORIZ.</sub> =	0.00 kN	Braccio =	3.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	STs =	39.97 kN					
	STs orizz.=	39.78 kN	Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	50.38 0.00
	STs vert.=	3.98 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-2.66 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	SQs =	12.10 kN					
	SQs orizz.=	12.04 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	22.87 0.00
	SQs vert.=	1.20 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-0.81 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SQs =	0.00 kN					
	SQs orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SQs vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	STd =	5.45 kN					
	STd orizz.=	5.42 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	10.30 0.00
	STd vert.=	0.54 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	-0.36 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SPd =	0.00 kN					
	SPd orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SPd vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO	2.60 kN		Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	4.93 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	1.30 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	1.10 kN		Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	1.39 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.55 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	1.27 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.88 kN		Braccio =	2.53 m	Braccio =	m	2.22 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.44 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	12.32 kN		Braccio =	1.90 m	Braccio =	m	23.40 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.16 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	3.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale	0.00		Braccio =	3.80 m		m	0.00 0.00
Coppia in testa							0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO						
AZIONE SUL PARAPETTO						
	$F_{orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STs =$	58.58 kN				
	$STs_{orizz.} =$	58.29 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m
	$STs_{vert.} =$	5.83 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m
					89.37	89.37
					-3.90	23.31
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STp =$	0.00 kN				
	$STp_{orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO						
	$SQs =$	14.64 kN				
	$SQs_{orizz.} =$	14.57 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m
	$SQs_{vert.} =$	1.46 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m
					33.51	33.51
					-0.98	5.83
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$SPs =$	0.00 kN				
	$SPs_{orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m
	$SPs_{vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
CONDIZIONI SISMICHE						
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO						
	$STd =$	7.98 kN				
	$STd_{orizz.} =$	7.94 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m
	$STd_{vert.} =$	0.79 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m
					18.27	18.27
					-0.53	3.18
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$STd =$	0.00 kN				
	$STd_{orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m
	$STd_{vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.67 m	Braccio =	4.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STp =$	0.00 kN				
	$STp_{orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA						
	PARAMENTO RETTO	2.60 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m
	PARAMENTO RETTO (Sv)	1.30 kN	Braccio =	1.27	Braccio =	0.73 m
	PARAMENTO SEZIONE				1.65	0.94
	TRIANGOLARE MONTE	1.10 kN	Braccio =	2.07 m	Braccio =	2.07 m
	PARAMENTO SEZIONE				2.26	2.26
	TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.55 kN	Braccio =	-0.92	Braccio =	1.08 m
	PARAMENTO SEZIONE				-0.51	0.59
	TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.07 m	Braccio =	2.07 m
	PARAMENTO SEZIONE				0.00	0.00
	TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.50	Braccio =	0.50 m
	FONDAZIONE	4.86 kN	Braccio =	0.40 m	Braccio =	0.40 m
	FONDAZIONE (Sv)	2.43 kN	Braccio =	0.00	Braccio =	2.00 m
					1.94	1.94
					0.00	4.86
INERZIA DEL TERRAPIENO						
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
	DEL PARAMENTO	0.88 kN	Braccio =	3.33 m	Braccio =	3.07 m
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				2.92	2.69
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
	DEL PARAMENTO (Sv)	0.44 kN	Braccio =	-0.80 m	Braccio =	1.20 m
	SULLO SBALZO DI MONTE	12.32 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m
	SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.16 kN	Braccio =	0.66 m	Braccio =	2.66 m
					-0.35	0.53
					33.26	33.26
					4.10	16.41
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO					
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO				0.00	0.00
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO					
	(Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.11 m	Braccio =	3.11 m
					0.00	0.00
VENTO						
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m
	Coppia in testa				0.00	0.00
					0.00	

## 11.4. Verifica di stabilità globale

### Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)

**Coefficienti**

Coefficienti parziali per le azioni

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g Q
(A1)	1.3	1	1.5	0.8	1.5
(A2)	1	1	1.3	0.8	1.3

Coefficienti parziali parametri geotecnici

	g tan(Fi)	g C'	g Gamma
(M1)	1	1	1
(M2)	1.25	1.25	1

Coefficienti parziali per le verifiche

	CMB stat	CMB sis
Capacità portante fondazione (R3)	1.4	1.2
Scorrimento (R3)	1.1	1
Ribaltamento (R3)	1.15	1
Stabilità globale (R2)	1.1	1.2

Coefficienti sismici

	g G1	g G2	psi2i
Combinazione carichi	1	1	0.2
	g G1	g G2	psiEi
Determ. masse sismiche	1	1	0.2

Ok Annulla

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

$\beta_s$  0.20000 kh 0.02118 kv 0.01059

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### Verifica di stabilità globale (superata con successo)

#### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 4.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 13.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 27.000 \text{ m}$

#### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\phi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo  $\downarrow$  e negativo  $\uparrow$ .

#### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale

diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

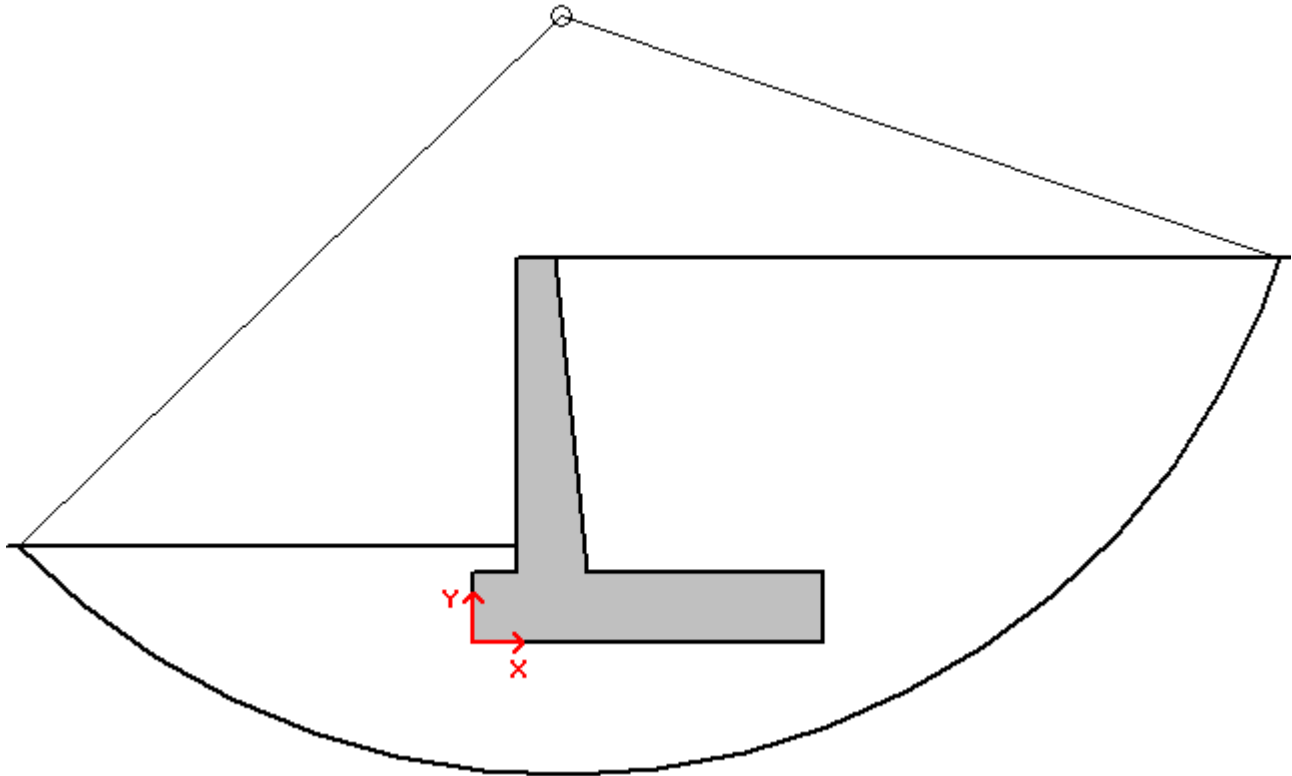
Ascissa centro  $X_{cs} = 1.005 \text{ m}$

Ordinata centro  $Y_{cs} = 7.154 \text{ m}$

Raggio  $R_s = 8.655 \text{ m}$

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

**$C_{SG} = 1.66909$**



## 11.5. Verifiche strutturali

### 11.5.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	204.09	170.08
Azione di taglio risultante (kN/ml)	122.26	101.88

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	101.18
Azione di taglio risultante (kN/ml)	66.56

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]

1	-50.0	0.0
2	-50.0	81.0
3	50.0	81.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	72.7	20
3	41.7	72.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	20409	0	12230	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	17008	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	17008 (37638)	0 (0)

## COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	17008 (37638)	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	20409	0	0	45038	0	2.21	31.4(13.0)

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.087	-50.0	81.0	-0.00110	-41.7	72.7	-0.03679	-41.7	8.3

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000554236	-0.041393131	0.087	0.700

## METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]



d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	12230	32317	72.7	100.0	0.0043	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.0	-50.0	81.0	-167	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.0	-50.0	81.0	-167	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	37638	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.0	-50.0	81.0	-167	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	37638	0

### 11.5.2. Fondazione

Dalla combinazione STR si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	22.99	19.16
Azione di taglio risultante (kN/ml)	91.03	75.86

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-235.79	-196.49
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-150.38	-125.32

Dalla combinazione Sismica si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	12.57
Azione di taglio risultante (kN/ml)	49.77

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-82.99
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-47.49

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	71.7	20
3	41.7	71.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	23600	0	15000	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19650	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19650 (30337)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19650 (30337)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	23600	0	0	43314	0	1.84	31.4(10.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	0.098	-50.0	80.0	-0.00062	-41.7	71.7	-0.03208	-41.7	8.3
---	---------	-------	-------	------	----------	-------	------	----------	-------	-----

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496197	-0.036195737	0.098	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio  $V_y$  di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	15000	29200	71.7	100.0	0.0044	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.6	-50.0	80.0	-197	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.6	-50.0	80.0	-197	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace  $A_{c\,eff}$  [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6\,S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr\,max*(e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	30337	0
---	---	---------	---------	-----	-----	-----	-----	-----	--------------	-------	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	16.6	-50.0	80.0	-197	-41.7	8.3	---	---
---	---	------	-------	------	------	-------	-----	-----	-----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	30337	0
---	---	---------	---------	-----	-----	-----	-----	-----	--------------	-------	---

### 11.6. Riepilogo armature MURO MS05

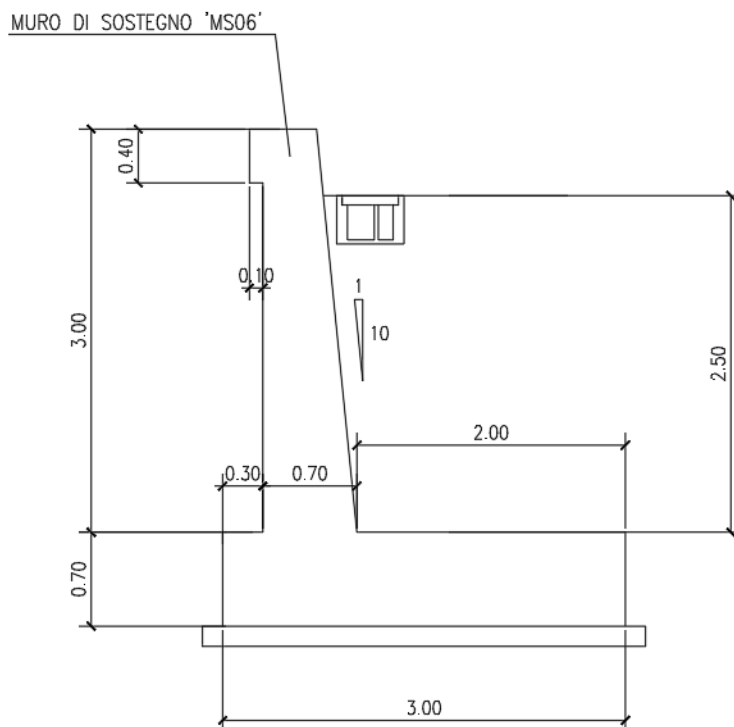
Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 20/20$ lato monte	$\phi 14/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 20/20$ sup. $\phi 20/20$ inf.	$\phi 14/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $9\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$ .

## 12. MURO MS06

Si verifica la sezione di altezza media di 3.00m indicata nella figura seguente, considerando un'altezza di terreno spingente di 2.50m.

Il muro è realizzato su fondazione diretta di spessore 0.70m e larghezza 3.00m.



## 12.1. INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.30	m
SBALZO PLINTO MONTE	2.00	m
SPESSORE TESTA MURO	0.45	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	2.50	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	0.70	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	0.70	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.25	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.70	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	3.20	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	3.00	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)		
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA



**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	57.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	11.50	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00	kNm

## 12.2. Comb. A1+M1+R3

### 12.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	25.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

14/04/20

### 12.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

<b>SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	79.99	66.66
Azione di taglio risultante (kN/ml)	70.41	58.68

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	6.49	5.41
Azione di taglio risultante (kN/ml)	42.95	35.80

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-105.61	-88.00
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-91.95	-76.62

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### **12.2.3. Verifiche geotecniche**

#### **Verifica di scorrimento**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		399.06 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		97.03 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento		119.47 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		108.61 kN
$R_d > E_d$		OK
		$R_d/E_d = 1.12$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	28.13 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN
Totale	88.44 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 130.00 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 8.12 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

172.50 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA

$S_{Ts}$  orizz.= 31.57 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$S_{Qs}$  orizz.= 65.46 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		690.90 kNm
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		<b>138.42 kNm</b>
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>600.79 kNm</b>
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>		<b>OK</b> $M_s / M_R = 4.34$

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO				
PARAMENTO RETTO	28.13 kN	Braccio =	0.53 m	14.77
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN	Braccio =	0.83 m	6.51
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.30 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN	Braccio =	1.50 m	78.75
Totale	88.44 kN		1.13 m	100.02
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA				
SULLO SBALZO DI MONTE	130.00 kN	Braccio =	2.00 m	260.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
DEL PARAMENTO	8.12 kN	Braccio =	0.92 m	7.45
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO				
	172.50 kN	Braccio =	1.87 m	323.44

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>				
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE				
$ST_s$ orizz.=	31.57 kN	Braccio =	1.07 m	33.68
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"				
$SQ_s$ orizz.=	65.46 kN	Braccio =	1.60 m	104.74

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	3991	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	461	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	704	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	3.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.29	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	2.42	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	



Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.81	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.90	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.58	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.12	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.14	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.67	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	19.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.06	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.13	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.70	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>165.17</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>130.81</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>170.64</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>301.45</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>215.32</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	1.30

#### 12.2.4. Tabulato di calcolo

<b><u>PESI PROPRI</u></b>							
				RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZIONE E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	28.13 kN			Braccio = 0.97 m	Braccio = 0.53 m	27.42	14.77
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN			Braccio = 0.67 m	Braccio = 0.83 m	5.21	6.51
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.20 m	Braccio = 0.30 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN			Braccio = 0.00 m	Braccio = 1.50 m	0.00	78.75
Totale	88.44 kN			Braccio risultante = 0.37 m	1.13 m	32.63	100.02
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	130.00 kN			Braccio = -0.50 m	Braccio = 2.00 m	-65.00	260.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE							
DEL PARAMENTO	8.12 kN			Braccio = 0.58 m	Braccio = 0.92 m	4.74	7.45
TRIANGOLO MONTE DOVUTO							
INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN			Braccio = -0.75 m	Braccio = 2.25 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI							
VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.35 m	Braccio = 0.15 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	172.50 kN			Braccio = -0.38 m	Braccio = 1.87 m	-64.69	323.44
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN			Braccio = -0.38 m	Braccio = 1.87 m	0.00	0.00
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</u></b>							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORIZ.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = 2.50 m	Braccio = 2.50 m	0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$ST_s = 22.49 \text{ kN}$						
	$ST_s \text{ orizz.} = 19.27 \text{ kN}$			Braccio = 0.83 m	Braccio = m	16.06	0.00
	$ST_s \text{ vert.} = 11.60 \text{ kN}$			Braccio = -0.50 m	Braccio = m	-5.80	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s = 59.69 \text{ kN}$						
	$SQ_s \text{ orizz.} = 51.14 \text{ kN}$			Braccio = 1.25 m	Braccio = m	63.93	0.00
	$SQ_s \text{ vert.} = 30.78 \text{ kN}$			Braccio = -0.50 m	Braccio = m	-15.39	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s = 0.00 \text{ kN}$						
	$SQ_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = 1.25 m	Braccio = m	0.00	0.00
	$SQ_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = -0.50 m	Braccio = m	0.00	0.00

VENTO		Azione orizzontale	0.00	Braccio =	2.50 m	m	0.00	0.00
		Coppia in testa					0.00	
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>								
AZIONE SUL PARAPETTO								
		$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE								
		$ST_s =$	36.85 kN					
		$ST_s \text{ orizz.} =$	31.57 kN	Braccio =	1.07 m	Braccio =	1.07 m	33.68 33.68
		$ST_s \text{ vert.} =$	19.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	-9.50 57.01
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE								
		$ST_p =$	0.00 kN					
		$ST_p \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO								
		$SQ_s =$	76.40 kN					
		$SQ_s \text{ orizz.} =$	65.46 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	104.74 104.74
		$SQ_s \text{ vert.} =$	39.40 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	-19.70 118.20
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO								
		$SP_s =$	0.00 kN					
		$SP_s \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	0.00 0.00
		$SP_s \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	0.00 0.00
VENTO		Azione orizzontale	0.00	Braccio =	3.20 m	m	0.00	0.00
		Coppia in testa					0.00	

### 12.3. Comb. SISMA

#### 12.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

14/04/20

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.38
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.03
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.040
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.040
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.040
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.259
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.283
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.024
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.020
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

14/04/20

Per la verifica di ribaltamento si assume  $\beta_m = 0.57$ :

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.57
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.04
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.061
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.061
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.061
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.259
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.297
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.038
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.030
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

### 12.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	33.30
Azione di taglio risultante (kN/ml)	32.40

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	3.17
Azione di taglio risultante (kN/ml)	20.95

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-29.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-22.19

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 12.3.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R/E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d/E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

C=adesione

A= area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.SISMICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	219.48 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	48.70 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento	65.71 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	65.71 kN
$R_d > E_d$	OK
	$R_d/E_d = 1.35$

$V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO	
PARAMENTO RETTO	28.13 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN
<b>Totale</b>	<b>88.44 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA	
SULLO SBALZO DI MONTE	100.00 kN
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	6.25 kN



FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
 SOVRACCARICO "Q" SUL  
 TERRAPIENO 23.00 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO (Sv) 0.57 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE (Sv) 0.16 kN  
     FONDAZIONE (Sv) 1.06 kN

Mentre  $E_d$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

#### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s \text{ orizz.} = 28.21 \text{ kN}$

#### COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s \text{ orizz.} = 10.14 \text{ kN}$

#### CONDIZIONI SISMICHE

##### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d \text{ orizz.} = 2.48 \text{ kN}$

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO 1.14 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE 0.32 kN  
     FONDAZIONE 2.12 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO  
     TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
     MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
         DEL PARAMENTO 0.25 kN  
     SULLO SBALZO DI MONTE 4.05 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO	COND. SISMICHE
M Momento stabilizzante caratteristico	358.15 kN
<b>M<sub>R</sub></b> Momento ribaltante risultante	<b>70.28 kN</b>
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
<b>M<sub>s</sub></b> Momento stabilizzante risultante	<b>358.15</b>
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>	<b>OK</b> $M_s / M_R = 5.10$

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>					
PARAMENTO RETTO	28.13 kN	Braccio =	0.53 m		14.77
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN	Braccio =	0.83 m		6.51
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.30 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN	Braccio =	1.50 m		78.75
Totale	88.44 kN		1.13 m		100.02
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>					
SULLO SBALZO DI MONTE	100.00 kN	Braccio =	2.00 m		200.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO	6.25 kN	Braccio =	0.92 m		5.73
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>					
	23.00 kN	Braccio =	1.87 m		43.12
				<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>INERZIA DELLA STRUTTURA</b>					
PARAMENTO RETTO (Sv)	0.85 kN	Braccio =	0.53 m		0.45
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.24 kN	Braccio =	0.83 m		0.20
FONDAZIONE (Sv)	1.59 kN	Braccio =	1.50 m		2.39
<b>INERZIA DEL TERRAPIENO</b>					
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO (Sv)	0.19 kN	Braccio =	0.92 m		0.17
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	3.04 kN	Braccio =	2.00 m		6.07

Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</u></b>			
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE			
STs orizz.=	28.21 kN	Braccio = 1.07 m	30.09
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"			
SQs orizz.=	10.14 kN	Braccio = 1.60 m	16.22
CONDIZIONI SISMICHE			
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO			
STd orizz.=	3.84 kN	Braccio = 1.60 m	6.15
INERZIA DELLA STRUTTURA			
PARAMENTO RETTO	1.71 kN	Braccio = 1.95 m	3.33
PARAMENTO SEZIONE			
TRIANGOLARE MONTE	0.47 kN	Braccio = 1.53 m	0.73
FONDAZIONE	3.19 kN	Braccio = 0.35 m	1.12
INERZIA DEL TERRAPIENO			
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO			
MURO DOVUTO INCLINAZIONE			
DEL PARAMENTO	0.38 kN	Braccio = 2.13 m	0.81
SULLO SBALZO DI MONTE	6.07 kN	Braccio = 1.95 m	11.84

## Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	2177	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	240	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	324	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	3.00	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.26	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	2.48	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.47	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.44	rad
	φ' <sub>rid</sub>	25.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	2.46	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.80	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.90	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.64	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.12	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.14	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.72	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	19.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.06	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.13	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.75	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	5.78	
	$C =$	-4.68	
	$D =$	0.030	
	$E =$	-0.48	
	$H =$	0.85	
	$I =$	-2.33	
	$h_{\gamma f} =$	0.878	
	$h_{cf} =$	0.987	
	$h_{qf} =$	0.938	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>87.70</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>129.14</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>169.70</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>298.84</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.20</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>249.04</b>	kPa
$R_d > E_d$	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	2.84

### 12.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	28.13 kN	Braccio =	0.97 m	Braccio =	0.53 m	27.42	14.77
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN	Braccio =	0.67 m	Braccio =	0.83 m	5.21	6.51
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	0.30 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	1.50 m	0.00	78.75
Totale	88.44 kN	Braccio risultante =	0.37 m		1.13 m	32.63	100.02
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	100.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	2.00 m	-50.00	200.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	6.25 kN	Braccio =	0.58 m	Braccio =	0.92 m	3.65	5.73
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.75 m	Braccio =	2.25 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.35 m	Braccio =	0.15 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	23.00 kN	Braccio =	-0.38 m	Braccio =	1.87 m	-8.63	43.12
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.38 m	Braccio =	1.87 m	0.00	0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$ST_s =$	17.30 kN					
	$ST_s \text{ orizz.} =$	17.22 kN	Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	14.35 0.00
	$ST_s \text{ vert.} =$	1.72 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.86 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s =$	7.96 kN					
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	7.92 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	9.90 0.00
	$SQ_s \text{ vert.} =$	0.79 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.40 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_p =$	0.00 kN					
	$SQ_p \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SQ_p \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	$ST_d =$	1.52 kN					
	$ST_d \text{ orizz.} =$	1.51 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	1.89 0.00
	$ST_d \text{ vert.} =$	0.15 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.08 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SP_d =$	0.00 kN					
	$SP_d \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SP_d \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO	1.14 kN		Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	1.42 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	0.57 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.32 kN		Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	0.26 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.16 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.25 kN		Braccio =	1.67 m	Braccio =	m	0.42 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.13 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	4.05 kN		Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	5.06 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	2.02 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	2.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale Coppia in testa	0.00		Braccio =	2.50 m		m	0.00 0.00



**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORZ} =$	0.00 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m	0.00	0.00
-------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$STs$ orizz. =	28.21 kN	Braccio =	1.07 m	Braccio =	1.07 m	30.09	30.09
$STs$ vert. =	2.82 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	-1.41	8.46

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQs =$	10.19 kN						
$SQs$ orizz. =	10.14 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	16.22	16.22
$SQs$ vert. =	1.01 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	-0.51	3.04

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SPs =$	0.00 kN						
$SPs$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	0.00	0.00
$SPs$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	0.00	0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA**

$STd =$	2.49 kN						
$STd$ orizz. =	2.48 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	3.96	3.96
$STd$ vert. =	0.25 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	-0.12	0.74

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$STd =$	0.00 kN						
$STd$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m	0.00	0.00
$STd$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m	0.00	0.00

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO	1.14 kN	Braccio =	1.95 m	Braccio =	1.95 m	2.22	2.22
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	0.32 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m	0.48	0.48
FONDAZIONE	2.12 kN	Braccio =	0.35 m	Braccio =	0.35 m	0.74	0.74
FONDAZIONE (Sv)	1.06 kN	Braccio =	0.00	Braccio =	1.50 m	0.00	1.59

**INERZIA DEL TERRAPIENO**

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE							
DEL PARAMENTO	0.25 kN	Braccio =	2.37 m	Braccio =	2.13 m	0.60	0.54
SULLO SBALZO DI MONTE	4.05 kN	Braccio =	1.95 m	Braccio =	1.95 m	7.89	7.89

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m	0.00	0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO							
INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO							
(Sv)	0.00 kN	Braccio =	0.83 m	Braccio =	2.33 m	0.00	0.00

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m	0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	

### 12.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	28.13 kN	Braccio =	0.97 m	Braccio =	0.53 m	27.42	14.77
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	7.81 kN	Braccio =	0.67 m	Braccio =	0.83 m	5.21	6.51
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	0.30 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	52.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	1.50 m	0.00	78.75
Totale	88.44 kN	Braccio risultante =	0.37 m		1.13 m	32.63	100.02
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	100.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	2.00 m	-50.00	200.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	6.25 kN	Braccio =	0.58 m	Braccio =	0.92 m	3.65	5.73
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-0.75 m	Braccio =	2.25 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.35 m	Braccio =	0.15 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	23.00 kN	Braccio =	-0.38 m	Braccio =	1.87 m	-8.63	43.12
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.38 m	Braccio =	1.87 m	0.00	0.00

<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</b>							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$STs =$	17.30 kN					
	$STs\ orizz. =$	17.22 kN	Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	14.35 0.00
	$STs\ vert. =$	1.72 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.86 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQs =$	7.96 kN					
	$SQs\ orizz. =$	7.92 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	9.90 0.00
	$SQs\ vert. =$	0.79 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.40 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQs =$	0.00 kN					
	$SQs\ orizz. =$	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SQs\ vert. =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	$STd =$	2.36 kN					
	$STd\ orizz. =$	2.35 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	2.93 0.00
	$STd\ vert. =$	0.23 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	-0.12 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SPd =$	0.00 kN					
	$SPd\ orizz. =$	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SPd\ vert. =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO		1.71 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	2.13 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)		0.85 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE		0.47 kN	Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	0.40 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)		0.24 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE		0.00 kN	Braccio =	0.83 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)		0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO		0.38 kN	Braccio =	1.67 m	Braccio =	m	0.63 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)		0.19 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE		6.07 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	m	7.59 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)		3.04 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO		0.00 kN	Braccio =	2.50 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)		0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale		0.00	Braccio =	2.50 m		m	0.00 0.00
Coppia in testa							0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO						
AZIONE SUL PARAPETTO						
	$F_{ORIZZ} =$	0.00 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STs =$	28.35 kN				
	$STs\ orizz =$	28.21 kN	Braccio =	1.07 m	Braccio =	1.07 m
	$STs\ vert =$	2.82 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m
					30.09	30.09
					-1.41	8.46
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STp =$	0.00 kN				
	$STp\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO						
	$SQs =$	10.19 kN				
	$SQs\ orizz =$	10.14 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m
	$SQs\ vert =$	1.01 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m
					16.22	16.22
					-0.51	3.04
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$SPs =$	0.00 kN				
	$SPs\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m
	$SPs\ vert =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
CONDIZIONI SISMICHE						
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO						
	$STd =$	3.86 kN				
	$STd\ orizz =$	3.84 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m
	$STd\ vert =$	0.38 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m
					6.15	6.15
					-0.19	1.15
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$STd =$	0.00 kN				
	$STd\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	1.60 m	Braccio =	1.60 m
	$STd\ vert =$	0.00 kN	Braccio =	-0.50 m	Braccio =	3.00 m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE						
	$STp =$	0.00 kN				
	$STp\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m
					0.00	0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA						
PARAMENTO RETTO	1.71 kN		Braccio =	1.95 m	Braccio =	1.95 m
PARAMENTO RETTO (Sv)	0.85 kN		Braccio =	0.97	Braccio =	0.53 m
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE MONTE	0.47 kN		Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.24 kN		Braccio =	-0.67	Braccio =	0.83 m
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m
PARAMENTO SEZIONE						
TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	1.20	Braccio =	0.30 m
FONDAZIONE	3.19 kN		Braccio =	0.35 m	Braccio =	0.35 m
FONDAZIONE (Sv)	1.59 kN		Braccio =	0.00	Braccio =	1.50 m
					0.00	2.39
INERZIA DEL TERRAPIENO						
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO						
MURO DOVUTO INCLINAZIONE						
DEL PARAMENTO	0.38 kN		Braccio =	2.37 m	Braccio =	2.13 m
					0.90	0.81
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO						
MURO DOVUTO INCLINAZIONE						
DEL PARAMENTO (Sv)	0.19 kN		Braccio =	-0.58 m	Braccio =	0.92 m
SULLO SBALZO DI MONTE	6.07 kN		Braccio =	1.95 m	Braccio =	1.95 m
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	3.04 kN		Braccio =	0.50 m	Braccio =	2.00 m
					11.84	11.84
					1.52	6.07
TRIANGOLO MONTE DOVUTO						
INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m
TRIANGOLO MONTE DOVUTO						
INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO						
(Sv)	0.00 kN		Braccio =	0.83 m	Braccio =	2.33 m
					0.00	0.00
VENTO						
Azione orizzontale	0.00		Braccio =	3.20 m	Braccio =	3.20 m
Coppia in testa					0.00	0.00

## 12.4. Verifica di stabilità globale

### Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)

**Coefficienti**

Coefficienti parziali per le azioni

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g Q
(A1)	1.3	1	1.5	0.8	1.5
(A2)	1	1	1.3	0.8	1.3

Coefficienti parziali parametri geotecnici

	g tan(Fi)	g C'	g Gamma
(M1)	1	1	1
(M2)	1.25	1.25	1

Coefficienti parziali per le verifiche

	CMB stat	CMB sis
Capacità portante fondazione (R3)	1.4	1.2
Scorrimento (R3)	1.1	1
Ribaltamento (R3)	1.15	1
Stabilità globale (R2)	1.1	1.2

Coefficienti sismici

	g G1	g G2	psi2i
Combinazione carichi	1	1	0.2
	g G1	g G2	psiEi
Determ. masse sismiche	1	1	0.2

Ok Annulla

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

$\beta_s$  0.20000 kh 0.02118 kv 0.01059

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### Verifica di stabilità globale (superata con successo)

#### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 3.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 9.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 4.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 20.000 \text{ m}$

#### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

#### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale

diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

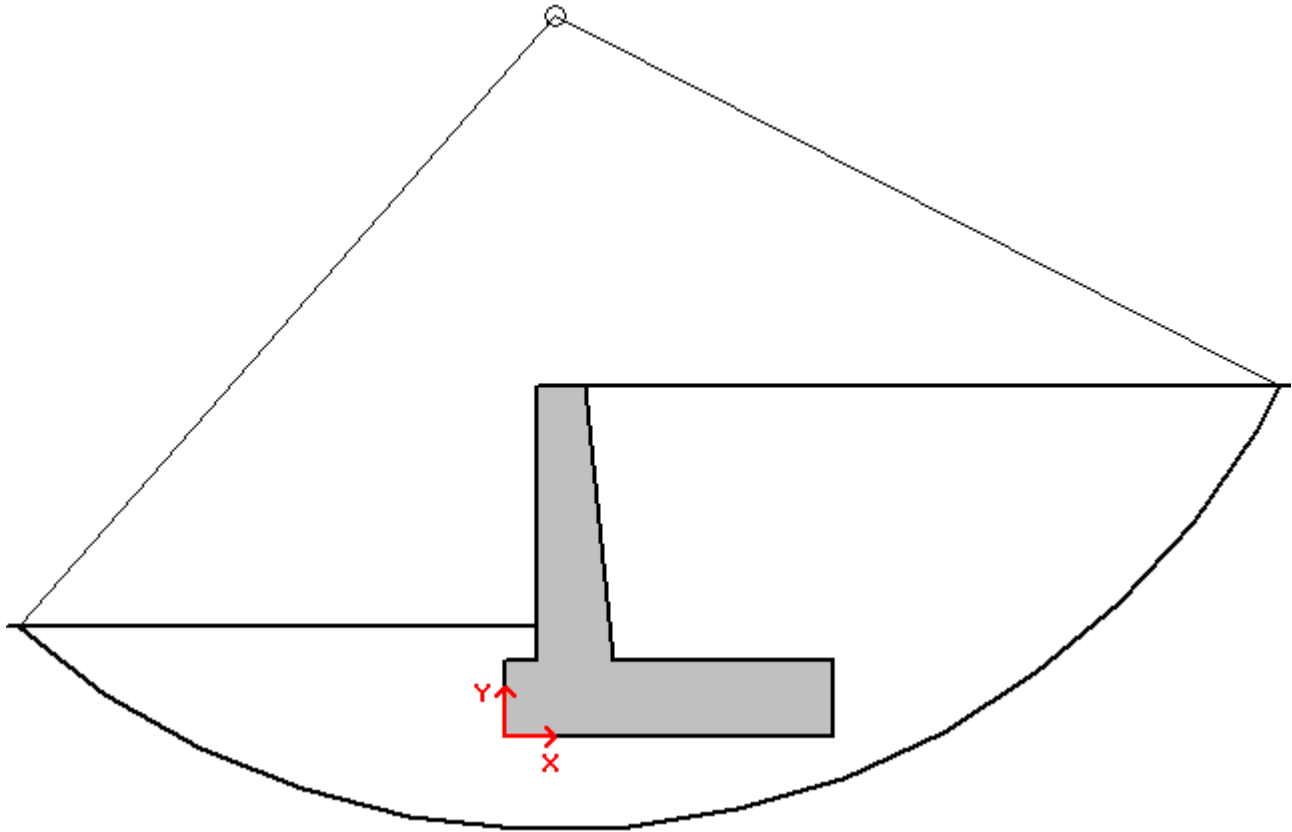
Ascissa centro  $X_{cs} = 0.465 \text{ m}$

Ordinata centro  $Y_{cs} = 6.564 \text{ m}$

Raggio  $R_s = 7.404 \text{ m}$

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

**$C_{SG} = 1.87364$**



## 12.5. Verifiche strutturali

### 12.5.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	79.99	66.66
Azione di taglio risultante (kN/ml)	70.41	58.68

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	33.30
Azione di taglio risultante (kN/ml)	32.40

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C25/30	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]

1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	16
2	-41.7	61.7	16
3	41.7	61.7	16
4	41.7	8.3	16

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	16
2	4	1	3	16

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	8000	0	7041	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	6700	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	6700 (22479)	0 (0)



### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	6700 (22479)	0 (0)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.3 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	8000	0	0	24958	0	3.12	20.1(9.1)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.096	-50.0	70.0	-0.00142	-41.7	61.7	-0.03305	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000592303	-0.037961188	0.096	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	7041	23380	61.7	100.0	0.0033	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.6	50.0	70.0	-87	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.6	50.0	70.0	-87	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	22479	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.6	50.0	70.0	-87	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	22479	0

### 12.5.2. Fondazione

Dalla combinazione STR si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	6.49	5.41
Azione di taglio risultante (kN/ml)	42.95	35.80

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-105.61	-88.00
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-91.95	-76.62

Dalla combinazione Sismica si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	3.17
Azione di taglio risultante (kN/ml)	20.95

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-29.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-22.19

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	61.7	20
3	41.7	61.7	20
4	41.7	8.3	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	10561	0	9195	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

1 0 8800 0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	8800 (23364)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	8800 (23364)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	10561	0	0	37163	0	3.52	31.4(9.1)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	0.114	-50.0	70.0	-0.00062	-41.7	61.7	-0.02712	-41.7	8.3
---	---------	-------	-------	------	----------	-------	------	----------	-------	-----

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496231	-0.031236151	0.114	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	9195	27130	61.7	100.0	0.0051	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.6	-50.0	70.0	-110	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.6	-50.0	70.0	-110	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 \cdot S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	23364	0
---	---	---------	---------	------	------	------	------	------	--------------	-------	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	9.6	-50.0	70.0	-110	-41.7	8.3	----	----
---	---	-----	-------	------	------	-------	-----	------	------

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	23364	0
---	---	---------	---------	------	------	------	------	------	--------------	-------	---

### 12.6. Riepilogo armature MURO MS06

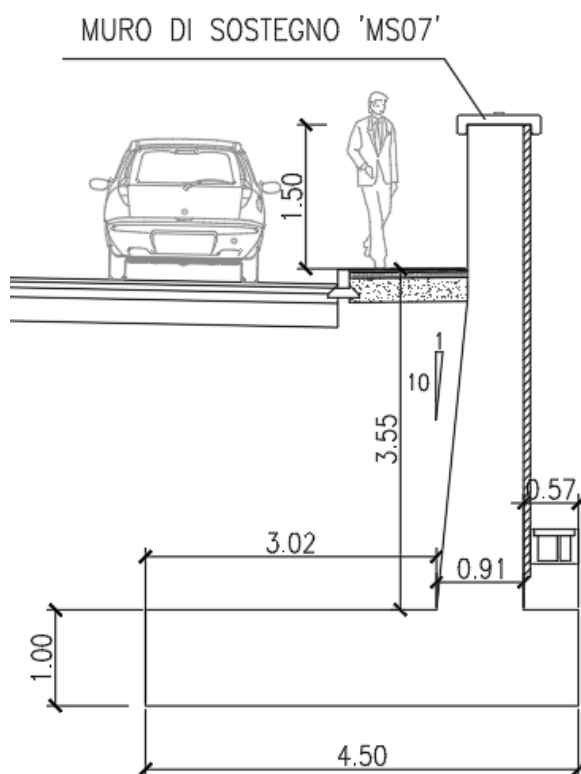
Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 16/20$ lato valle e $\phi 16/20$ lato monte	$\phi 12/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 20/20$ sup. $\phi 20/20$ inf.	$\phi 14/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $9\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$

### 13. MURO MS07

Si verifica la sezione di altezza 5.05m indicata nella figura seguente, considerando un'altezza di terreno spingente di 3.60m.

Il muro è realizzato su fondazione diretta di spessore 1.00m e larghezza 4.50m.





### 13.1. INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.57	m
SBALZO PLINTO MONTE	2.99	m
SPESSORE TESTA MURO	0.58	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	3.60	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	1.00	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	1.00	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.36	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.94	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	4.60	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	4.50	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)		
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	4.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE con URTO**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00	
URTO DEL VEICOLO	10.8	kN/m
FORZA VERTICALE AGENTE SUL PARAMENTO		kN
FORZA ORIZZONTALE BARRIERA ANTIRUMORE		kN
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO	10.8	kNm/m

## 13.2. Comb. A1+M1+R3

### 13.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	23.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.311

17/04/20

### 13.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

<b>SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	107.72	89.76
Azione di taglio risultante (kN/ml)	75.10	62.58

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	18.22	15.18
Azione di taglio risultante (kN/ml)	63.63	53.03

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-130.83	-109.03
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-79.50	-66.25

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### 13.2.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	567.31 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	<b>112.20 kN</b>
R resistenza caratteristica allo scorrimento	169.84 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	154.40 kN
$R_d > E_d$	<b>OK</b>
	$R_d/E_d = 1.38$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	52.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN
<b>Totale</b>	<b>180.90 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 279.86 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 16.85 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

89.70 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA

$S_{Ts}$  orizz.= 74.72 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$S_{Qs}$  orizz.= 37.48 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND.STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1436.38 kNm
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		200.77 kNm
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		1249.03 kNm
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>		<b>OK</b>
		M <sub>s</sub> /M <sub>R</sub> = 6.22

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO				
PARAMENTO RETTO	52.20 kN	Braccio =	0.86 m	44.89
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN	Braccio =	1.27 m	20.57
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.57 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN	Braccio =	2.25 m	253.12
Totale	180.90 kN		1.76 m	318.58
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA				
SULLO SBALZO DI MONTE	279.86 kN	Braccio =	3.00 m	840.98
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
DEL PARAMENTO	16.85 kN	Braccio =	1.39 m	23.42
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO				
	89.70 kN	Braccio =	2.82 m	253.40

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>				
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE				
$ST_s$ orizz.=	74.72 kN	Braccio =	1.53 m	114.56
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"				
$SQ_s$ orizz.=	37.48 kN	Braccio =	2.30 m	86.21



### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	5673	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	408	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	751	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.50	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.24	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	4.01	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.71	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.84	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.68	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.20	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.76	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.10	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.10	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.78	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>141.41</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>236.73</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>249.74</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>486.47</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>347.48</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	2.46

### 13.2.4. Tabulato di calcolo

<b>PESI PROPRI</b>							
				<b>RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>							
PARAMENTO RETTO	52.20 kN			Braccio = 1.39 m	Braccio = 0.86 m	72.56	44.89
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN			Braccio = 0.98 m	Braccio = 1.27 m	15.87	20.57
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.68 m	Braccio = 0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN			Braccio = 0.00 m	Braccio = 2.25 m	0.00	253.12
Totale	180.90 kN			Braccio risultante = 0.49 m	1.76 m	88.43	318.58
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>							
SULLO SBALZO DI MONTE	279.86 kN			Braccio = -0.75 m	Braccio = 3.00 m	-211.29	840.98
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	16.85 kN			Braccio = 0.86 m	Braccio = 1.39 m	14.49	23.42
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN			Braccio = -1.13 m	Braccio = 3.38 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.96 m	Braccio = 0.29 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>							
	89.70 kN			Braccio = -0.58 m	Braccio = 2.82 m	-51.58	253.40
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>							
	0.00 kN			Braccio = -0.58 m	Braccio = 2.82 m	0.00	0.00

<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</b>						
CONDIZIONI STATICHE						
AZIONE SUL PARAPETTO						
	$F_{ORIZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	3.60 m	Braccio =	3.60 m
					0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE						
	$ST_s =$	52.34 kN				
	$ST_s \text{ orizz.} =$	45.76 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	m
	$ST_s \text{ vert.} =$	25.41 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m
					54.91	0.00
					-18.80	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO						
	$SQ_s =$	33.55 kN				
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	29.33 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m
	$SQ_s \text{ vert.} =$	16.29 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m
					52.80	0.00
					-12.05	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO						
	$SQ_s =$	0.00 kN				
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m
	$SQ_s \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m
					0.00	0.00
					0.00	0.00
VENTO						
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	3.60 m		m
	Coppia in testa				0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## AZIONE SUL PARAPETTO

$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s =$	85.46 kN						
$ST_s$ orizz. =	74.72 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m	114.56	114.56
$ST_s$ vert. =	41.49 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	-30.70	186.70

## COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p =$	0.00 kN						
$ST_p$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s =$	42.87 kN						
$SQ_s$ orizz. =	37.48 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	86.21	86.21
$SQ_s$ vert. =	20.81 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	-15.40	93.66

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s =$	0.00 kN						
$SP_s$ orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$SP_s$ vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	0.00	0.00

## VENTO

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.60 m			0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	

### 13.3. Comb. SISMA

#### 13.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.277

14/04/20

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA 1.00

*Coefficienti parziali sui parametri di resistenza*

$\gamma_{\phi} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\gamma_c = 1.00$

$\gamma_{\gamma} = 1.00$

Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto 0.700

Angolo di attrito ridotto 35.00 °

COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA 1.50

ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ ) 0.071

COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE  $\beta_m$  0.38

ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ ) 0.03

COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA 1.00

COEFF. DI INTENSITA' SISMICA 0.040

ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ ) 0.040

COEFFICIENTE RIDUTTIVO 1.00

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO 0.040

COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau) 0.287

COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe) 0.313

INCREMENTO DI SPINTA SISMICA 0.025

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE 0.020

COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO 1.0

COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO 1.0

17/04/20

Per la verifica di ribaltamento si assume  $\beta_m = 0.57$ :

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.700
Angolo di attrito ridotto	35.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.57
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.04
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.061
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.061
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.061
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.287
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.327
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.040
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.030
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0



### 13.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	83.54
Azione di taglio risultante (kN/ml)	59.81

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.74
Azione di taglio risultante (kN/ml)	51.15

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-87.55
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-43.13

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 13.3.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

C=adesione

A= area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.SISMICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	424.76 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	93.03 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento	127.16 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	127.16 kN
$R_d > E_d$	OK
	$R_d/E_d = 1.37$

$V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL	
PESO PROPRIO DEL MURO	
PARAMENTO RETTO	52.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN
Totale	180.90 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL	
PESO DEL TERRENO SULLA	
SOVRASTRUTTURA	
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO	
MURO DOVUTO INCLINAZIONE	
DEL PARAMENTO	12.96 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO 11.96 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO (Sv) 1.06 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE (Sv) 0.33 kN  
     FONDAZIONE (Sv) 2.28 kN

Mentre  $E_d$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

#### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s \text{ orizz.} = 65.41 \text{ kN}$

#### COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s \text{ orizz.} = 5.69 \text{ kN}$

#### CONDIZIONI SISMICHE

##### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d \text{ orizz.} = 5.37 \text{ kN}$

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO 2.11 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE 0.66 kN  
     FONDAZIONE 4.55 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO  
     TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
     MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
         DEL PARAMENTO 0.52 kN  
     SULLO SBALZO DI MONTE 8.71 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_S$  ed il momento ribaltante  $M_R$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_S = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_S > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. SISMICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1047.14 kN
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		186.02 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.00
<b>M<sub>S</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>1047.14</b>
<b>M<sub>S</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>	<b>OK</b>	<b>M<sub>S</sub>/M<sub>R</sub> = 5.63</b>

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	52.20 kN	Braccio =	0.86 m		44.89
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN	Braccio =	1.27 m		20.57
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.57 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN	Braccio =	2.25 m		253.12
Totale	180.90 kN		1.76 m		318.58
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN	Braccio =	3.00 m		646.91
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO	12.96 kN	Braccio =	1.39 m		18.01
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	11.96 kN	Braccio =	2.82 m		33.79
				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
INERZIA DELLA STRUTTURA					
PARAMENTO RETTO (Sv)	1.58 kN	Braccio =	0.86 m		1.36
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.49 kN	Braccio =	1.27 m		0.62
FONDAZIONE (Sv)	3.41 kN	Braccio =	2.25 m		7.68
INERZIA DEL TERRAPIENO					
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO (Sv)	0.39 kN	Braccio =	1.39 m		0.55
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.53 kN	Braccio =	3.00 m		19.64

Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		
STs orizz.=	65.41 kN Braccio = 1.53 m	100.30
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"		
SQs orizz.=	5.69 kN Braccio = 2.30 m	13.08
CONDIZIONI SISMICHE		
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO		
STd orizz.=	8.34 kN Braccio = 2.30 m	19.18
INERZIA DELLA STRUTTURA		
PARAMENTO RETTO	3.17 kN Braccio = 2.80 m	8.87
PARAMENTO SEZIONE		
TRIANGOLARE MONTE	0.98 kN Braccio = 2.20 m	2.16
FONDAZIONE	6.83 kN Braccio = 0.50 m	3.41
INERZIA DEL TERRAPIENO		
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO		
MURO DOVUTO INCLINAZIONE		
DEL PARAMENTO	0.79 kN Braccio = 3.07 m	2.41
SULLO SBALZO DI MONTE	13.07 kN Braccio = 2.80 m	36.59

## Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	4211	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	436	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	598	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.50	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.29	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.92	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.47	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.44	rad
	φ' <sub>rid</sub>	25.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	2.46	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.72	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.84	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.66	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.19	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.74	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.10	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.10	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.77	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	5.78	
	$C =$	-4.68	
	$D =$	0.030	
	$E =$	-0.48	
	$H =$	0.85	
	$I =$	-2.33	
	$h_{\gamma f} =$	0.878	
	$h_{cf} =$	0.987	
	$h_{qf} =$	0.938	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>107.32</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>197.89</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>229.61</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>427.51</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.00</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>427.51</b>	kPa
$R_d > E_d$	OK	$R_d/E_d$	3.98



### 13.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	52.20 kN	Braccio =	1.39 m	Braccio =	0.86 m	72.56	44.89
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN	Braccio =	0.98 m	Braccio =	1.27 m	15.87	20.57
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.68 m	Braccio =	0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.25 m	0.00	253.12
Totale	180.90 kN	Braccio risultante =	0.49 m		1.76 m	88.43	318.58
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN	Braccio =	-0.75 m	Braccio =	3.00 m	-162.53	646.91
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	12.96 kN	Braccio =	0.86 m	Braccio =	1.39 m	11.14	18.01
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-1.13 m	Braccio =	3.38 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.96 m	Braccio =	0.29 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	11.96 kN	Braccio =	-0.58 m	Braccio =	2.82 m	-6.88	33.79
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.58 m	Braccio =	2.82 m	0.00	0.00

<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</b>							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	3.60 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$ST_s =$	40.26 kN					
	$ST_s \text{ orizz.} =$	40.06 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	48.08 0.00
	$ST_s \text{ vert.} =$	4.01 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-2.96 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s =$	4.47 kN					
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	4.45 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	8.01 0.00
	$SQ_s \text{ vert.} =$	0.45 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-0.33 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_p =$	0.00 kN					
	$SQ_p \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SQ_p \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	$ST_d =$	3.30 kN					
	$ST_d \text{ orizz.} =$	3.29 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	5.92 0.00
	$ST_d \text{ vert.} =$	0.33 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-0.24 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SP_d =$	0.00 kN					
	$SP_d \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SP_d \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO	2.11 kN		Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	3.80 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	1.06 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.66 kN		Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	0.79 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.33 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.52 kN		Braccio =	2.40 m	Braccio =	m	1.26 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.26 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	8.71 kN		Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	15.68 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	4.36 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	3.60 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale Coppia in testa	0.00		Braccio =	3.60 m		m	0.00 0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORZ} =$	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
-------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$STs\ orizz =$	65.41 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio =	1.53 m	100.30	100.30
$STs\ vert =$	6.54 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	-4.84	29.43

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQs =$	5.72 kN						
$SQs\ orizz =$	5.69 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	13.08	13.08
$SQs\ vert =$	0.57 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	-0.42	2.56

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SPs =$	0.00 kN						
$SPs\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$SPs\ vert =$	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	0.00	0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA**

$STd =$	5.39 kN						
$STd\ orizz =$	5.37 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	12.35	12.35
$STd\ vert =$	0.54 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	-0.40	2.42

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$STd =$	0.00 kN						
$STd\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio =	2.30 m	0.00	0.00
$STd\ vert =$	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	4.50 m	0.00	0.00

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp =$	0.00 kN						
$STp\ orizz =$	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO	2.11 kN	Braccio =	2.80 m	Braccio =	2.80 m	5.92	5.92
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	0.66 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	2.20 m	1.44	1.44
FONDAZIONE	4.55 kN	Braccio =	0.50 m	Braccio =	0.50 m	2.28	2.28

**INERZIA DEL TERRAPIENO**
**TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO**
**MURO DOVUTO INCLINAZIONE**

DEL PARAMENTO	0.52 kN	Braccio =	3.40 m	Braccio =	3.07 m	1.78	1.61
SULLO SBALZO DI MONTE	8.71 kN	Braccio =	2.80 m	Braccio =	2.80 m	24.39	24.39

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**
**INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO**
**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**
**INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO**

(Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio =	3.50 m	0.00	0.00
------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.60 m	Braccio =	4.60 m	0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	

### 13.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento

<b>PESI PROPRI</b>							
				RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO BARICENTR O FONDAZION e	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	52.20 kN			Braccio = 1.39 m	Braccio = 0.86 m	72.56	44.89
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN			Braccio = 0.98 m	Braccio = 1.27 m	15.87	20.57
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.68 m	Braccio = 0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN			Braccio = 0.00 m	Braccio = 2.25 m	0.00	253.12
Totale	180.90 kN			Braccio risultante = 0.49 m	1.76 m	88.43	318.58
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN			Braccio = -0.75 m	Braccio = 3.00 m	-162.53	646.91
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	12.96 kN			Braccio = 0.86 m	Braccio = 1.39 m	11.14	18.01
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	11.96 kN			Braccio = -0.58 m	Braccio = 2.82 m	-6.88	33.79
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN			Braccio = -0.58 m	Braccio = 2.82 m	0.00	0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	F <sub>ORIZZ.</sub> =	0.00 kN	Braccio =	3.60 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	ST <sub>s</sub> =	40.26 kN					
	ST <sub>s</sub> orizz.=	40.06 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	48.08 0.00
	ST <sub>s</sub> vert.=	4.01 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-2.96 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	SQ <sub>s</sub> =	4.47 kN					
	SQ <sub>s</sub> orizz.=	4.45 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	8.01 0.00
	SQ <sub>s</sub> vert.=	0.45 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-0.33 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SQ <sub>s</sub> =	0.00 kN					
	SQ <sub>s</sub> orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SQ <sub>s</sub> vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	ST <sub>d</sub> =	5.13 kN					
	ST <sub>d</sub> orizz.=	5.11 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	9.19 0.00
	ST <sub>d</sub> vert.=	0.51 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	-0.38 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SP <sub>d</sub> =	0.00 kN					
	SP <sub>d</sub> orizz.=	0.00 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SP <sub>d</sub> vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
	PARAMENTO RETTO	3.17 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	5.70 0.00
	PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	1.58 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.98 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	1.18 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.49 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	INERZIA DEL TERRAPIENO						0.00 0.00
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.79 kN	Braccio =	2.40 m	Braccio =	m	1.89 0.00
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.39 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SULLO SBALZO DI MONTE	13.07 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	m	23.52 0.00
	SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.53 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	3.60 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	3.60 m		m	0.00 0.00
	Coppia in testa						0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO					
AZIONE SUL PARAPETTO					
	F <sub>OREZ</sub> =	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio = 4.60 m
				0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE					
	STs =	65.74 kN			
	STs orizz =	65.41 kN	Braccio =	1.53 m	Braccio = 1.53 m
	STs vert =	6.54 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio = 4.50 m
				100.30	100.30
				-4.84	29.43
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE					
	STp =	0.00 kN			
	STp orizz =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio = m
				0.00	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	SQs =	5.72 kN			
	SQs orizz =	5.69 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio = 2.30 m
	SQs vert =	0.57 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio = 4.50 m
				13.08	13.08
				-0.42	2.56
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO					
	SPs =	0.00 kN			
	SPs orizz =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio = 2.30 m
	SPs vert =	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio = 4.50 m
				0.00	0.00
				0.00	0.00
CONDIZIONI SISMICHE					
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO					
	STd =	8.38 kN			
	STd orizz =	8.34 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio = 2.30 m
	STd vert =	0.83 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio = 4.50 m
				19.18	19.18
				-0.62	3.75
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO					
	STd =	0.00 kN			
	STd orizz =	0.00 kN	Braccio =	2.30 m	Braccio = 2.30 m
	STd vert =	0.00 kN	Braccio =	-0.74 m	Braccio = 4.50 m
				0.00	0.00
				0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE					
	STp =	0.00 kN			
	STp orizz =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio = m
				0.00	0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA					
	PARAMENTO RETTO	3.17 kN	Braccio =	2.80 m	Braccio = 2.80 m
	PARAMENTO RETTO (Sv)	1.58 kN	Braccio =	1.39	Braccio = 0.86 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE MONTE	0.98 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio = 2.20 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.49 kN	Braccio =	-0.98	Braccio = 1.27 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio = 2.20 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.68	Braccio = 0.57 m
	FONDAZIONE	6.83 kN	Braccio =	0.50 m	Braccio = 0.50 m
	FONDAZIONE (Sv)	3.41 kN	Braccio =	0.00	Braccio = 2.25 m
				8.87	8.87
				2.20	1.36
				2.16	2.16
				-0.48	0.62
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				3.41	3.41
				0.00	7.68
INERZIA DEL TERRAPIENO					
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
	DEL PARAMENTO	0.79 kN	Braccio =	3.40 m	Braccio = 3.07 m
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
	DEL PARAMENTO (Sv)	0.39 kN	Braccio =	-0.86 m	Braccio = 1.39 m
	SULLO SBALZO DI MONTE	13.07 kN	Braccio =	2.80 m	Braccio = 2.80 m
	SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	6.53 kN	Braccio =	0.75 m	Braccio = 3.00 m
				-0.34	0.55
				36.59	36.59
				4.93	19.64
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO				
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.60 m	Braccio = 4.60 m
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO				
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO				
	(Sv)	0.00 kN	Braccio =	1.25 m	Braccio = 3.50 m
				0.00	0.00
VENTO					
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.60 m	Braccio = 4.60 m
	Coppia in testa			0.00	0.00

### 13.4. Comb. URTO

#### 13.4.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	URTO STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	23.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.287
COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA	3.486

17/04/20

#### AZIONI ESTERNE

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00
URTO DEL VEICOLO	10.8 kN/m
FORZA VERTICALE AGENTE SUL PARAMENTO	kN
FORZA ORIZZONTALE BARRIERA ANTIRUMORE	kN
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO	10.8 kNm/m



### 13.4.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	92.65
Azione di taglio risultante (kN/ml)	56.38

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	49.27

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-77.64
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-37.20

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".



### **13.4.3. Verifiche geotecniche**

#### **Verifica di scorrimento**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		468.94 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		87.04 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento		140.39 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		127.63 kN
$R_d > E_d$		OK
		$R_d/E_d = 1.47$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	52.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN
Totale	180.90 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 215.28 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 12.96 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

59.80 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 10.80$  kN

COMPONENTI SPINTA

$STs_{orizz.} = 53.14$  kN

## COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$$SQ_s \text{ orizz.} = 23.10 \text{ kN}$$

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND.STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1152.44 kNm
<b><math>M_R</math> Momento ribaltante risultante</b>		<b>195.09 kNm</b>
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b><math>M_s</math> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>1002.12 kNm</b>
<b><math>M_s &gt; M_R</math></b>		<b>OK</b> $M_s / M_R = 5.14$

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO				
PARAMENTO RETTO	52.20 kN	Braccio =	0.86 m	44.89
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN	Braccio =	1.27 m	20.57
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.57 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN	Braccio =	2.25 m	253.12
Totale	180.90 kN		1.76 m	318.58
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA				
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN	Braccio =	3.00 m	646.91
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
DEL PARAMENTO	12.96 kN	Braccio =	1.39 m	18.01
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO				
	59.80 kN	Braccio =	2.82 m	168.93

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>				
FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO				
$F_{ORIZ} =$	10.80 kN	Braccio =	4.60 m	49.68
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE				
$STs_{orizz} =$	53.14 kN	Braccio =	1.53 m	81.47
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL				
$SQs_{orizz} =$	23.10 kN	Braccio =	2.30 m	53.14
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO				10.8 kNm/m

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	4689	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	977	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	564	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.50	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.36	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.77	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.73	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.85	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.71	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.19	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.12	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.78	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.09	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.80	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$q_{es} =$	<b>124.37</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>233.31</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>255.46</b>	kPa
<b>Portanza limite (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>488.77</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>349.12</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	2.81

#### 13.4.4. Tabulato di calcolo

<b>PESI PROPRI</b>						<b>MOMENTO BARICENTR O FONDAZION</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>				<b>RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>		
PARAMENTO RETTO	52.20 kN	Braccio =	1.39 m	Braccio =	0.86 m	72.56	44.89
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	16.20 kN	Braccio =	0.98 m	Braccio =	1.27 m	15.87	20.57
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.68 m	Braccio =	0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	112.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.25 m	0.00	253.12
Totale	180.90 kN	Braccio risultante =	0.49 m		1.76 m	88.43	318.58
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>							
SULLO SBALZO DI MONTE	215.28 kN	Braccio =	-0.75 m	Braccio =	3.00 m	-162.53	646.91
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	12.96 kN	Braccio =	0.86 m	Braccio =	1.39 m	11.14	18.01
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-1.13 m	Braccio =	3.38 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.96 m	Braccio =	0.29 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>							
	59.80 kN	Braccio =	-0.58 m	Braccio =	2.82 m	-34.39	168.93
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>							
	0.00 kN	Braccio =	-0.58 m	Braccio =	2.82 m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORZ.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 3.60 m	Braccio = 4.60 m	0.00	0.00
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = 0.86 m	0.00	0.00
$F_{ORZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 3.60 m	Braccio = 4.60 m	38.88	49.68

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$STs = 37.23 \text{ kN}$				
$STs \text{ orizz.} = 32.54 \text{ kN}$	Braccio = 1.20 m	Braccio = m	39.05	0.00
$STs \text{ vert.} = 18.07 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = m	-13.37	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"

$SQs = 20.68 \text{ kN}$				
$SQs \text{ orizz.} = 18.08 \text{ kN}$	Braccio = 1.80 m	Braccio = m	32.54	0.00
$SQs \text{ vert.} = 10.04 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = m	-7.43	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SQs = 0.00 \text{ kN}$				
$SQs \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.80 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SQs \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = m	0.00	0.00

## CONDIZIONI SISMICHE

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE

$STd = 4.57 \text{ kN}$				
$STd \text{ orizz.} = 4.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.80 m	Braccio = m	7.20	0.00
$STd \text{ vert.} = 2.22 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = m	-1.64	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SPd = 0.00 \text{ kN}$				
$SPd \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 1.80 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SPd \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = m	0.00	0.00



**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO

$F_{ORIZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 4.60 m	Braccio = 4.60 m	49.68	49.68
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = 0.86 m	0.00	0.00
$F_{ORIZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 4.60 m	Braccio = 4.60 m	49.68	49.68

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s = 60.78 \text{ kN}$				
$ST_s \text{ orizz.} = 53.14 \text{ kN}$	Braccio = 1.53 m	Braccio = 1.53 m	81.47	81.47
$ST_s \text{ vert.} = 29.51 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = 4.50 m	-21.83	132.78

## COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p = 0.00 \text{ kN}$				
$ST_p \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s = 26.43 \text{ kN}$				
$SQ_s \text{ orizz.} = 23.10 \text{ kN}$	Braccio = 2.30 m	Braccio = 2.30 m	53.14	53.14
$SQ_s \text{ vert.} = 12.83 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = 4.50 m	-9.49	57.73

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s = 0.00 \text{ kN}$				
$SP_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 2.30 m	Braccio = 2.30 m	0.00	0.00
$SP_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.74 m	Braccio = 4.50 m	0.00	0.00

### 13.5. Verifica di stabilità globale

#### Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)

**Coefficienti**

Coefficienti parziali per le azioni

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g Q
(A1)	1.3	1	1.5	0.8	1.5
(A2)	1	1	1.3	0.8	1.3

Coefficienti parziali parametri geotecnici

	g tan(Fi)	g C'	g Gamma
(M1)	1	1	1
(M2)	1.25	1.25	1

Coefficienti parziali per le verifiche

	CMB stat	CMB sis
Capacità portante fondazione (R3)	1.4	1.2
Scorrimento (R3)	1.1	1
Ribaltamento (R3)	1.15	1
Stabilità globale (R2)	1.1	1.2

Coefficienti sismici

	g G1	g G2	psi2i
Combinazione carichi	1	1	0.2
	g G1	g G2	psiEi
Determ. masse sismiche	1	1	0.2

Ok

Annulla

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

$\beta_s$  0.20000     $k_h$  0.02118     $k_v$  0.01059

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

#### Verifica di stabilità globale (superata con successo)

##### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 4.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 13.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 28.000 \text{ m}$

##### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\phi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo  $\downarrow$  e negativo  $\uparrow$ .

##### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro

$X_{cs} = 1.246 \text{ m}$

Ordinata centro

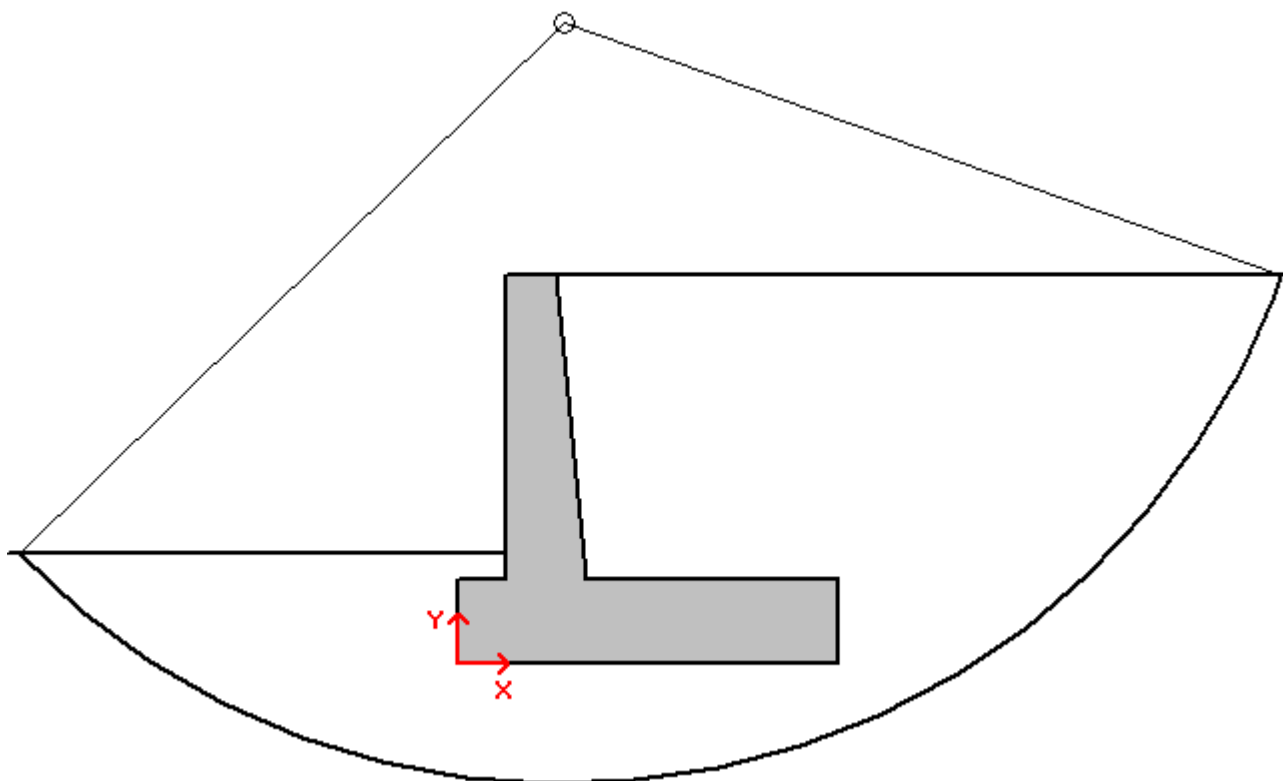
$Y_{cs} = 7.573 \text{ m}$

Raggio  $R_s =$

8.980 m

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

**$C_{SG} = 1.75455$**



## 13.6. Verifiche strutturali

### 13.6.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	107.72	89.76
Azione di taglio risultante (kN/ml)	75.10	62.58

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	83.54
Azione di taglio risultante (kN/ml)	59.81

Dalla combinazione con l'azione d'urto:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	92.65
Azione di taglio risultante (kN/ml)	56.38

## DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$ :	0.50	

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	91.0
3	50.0	91.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	82.7	20
3	41.7	82.7	20
4	41.7	8.3	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	10772	0	7510	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	8976	0

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	8976 (47228)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	8976 (47228)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	10772	0	0	51190	0	4.75	31.4(14.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.076	-50.0	91.0	-0.00110	-41.7	82.7	-0.04233	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000554204	-0.046932604	0.076	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio  $V_y$  di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	7510	34460	82.7	100.0	0.0038	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	-50.0	91.0	-72	-20.9	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	-50.0	91.0	-72	-20.9	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $=(e_1 + e_2)/(2 \cdot e_1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	47228	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	-50.0	91.0	-72	-20.9	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	47228	0

### 13.6.2. Fondazione

Dalla combinazione STR si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	18.22	15.18
Azione di taglio risultante (kN/ml)	63.63	53.03

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-130.83	-109.03
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-79.50	-66.25

Dalla combinazione Sismica si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.74
Azione di taglio risultante (kN/ml)	51.15

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-87.55
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-43.13

Dalla combinazione con l'azione d'urto si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	14.19
Azione di taglio risultante (kN/ml)	49.27

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-77.64
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-37.20



## DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

### NOME SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

## DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	91.7	20
3	41.7	91.7	20
4	41.7	8.3	20

## DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	13083	0	7950	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	10903	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	10903 (46862)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	10903 (46862)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	13083	0	0	55588	0	4.25	31.4(13.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere  $< 0.45$   
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.077	-50.0	100.0	-0.00062	-41.7	91.7	-0.04201	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496318	-0.046131800	0.077	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	7950	33029	91.7	100.0	0.0034	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.0	-50.0	100.0	-75	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.0	-50.0	100.0	-75	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	46862	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.0	-50.0	100.0	-75	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	46862	0

### 13.7. Riepilogo armature MURO MS07

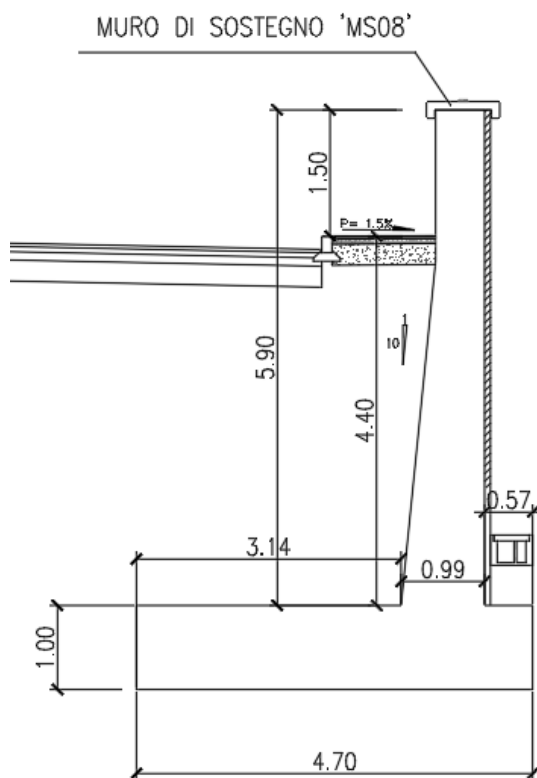
Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 20/20$ lato monte	$\phi 14/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 20/20$ sup. $\phi 20/20$ inf.	$\phi 14/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $9\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$

## 14. MURO MS08

Si verifica la sezione di altezza 5.90m indicata nella figura seguente, considerando un'altezza di terreno spingente di 4.40m.

Il muro è realizzato su fondazione diretta di spessore 1.00m e larghezza 4.70m.



## 14.1. INPUT GENERALE

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
PESO SPECIFICO CLS	25.00	kN/m <sup>3</sup>
SBALZO PLINTO VALLE	0.57	m
SBALZO PLINTO MONTE	3.14	m
SPESSORE TESTA MURO	0.55	m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	4.40	m
ALTEZZA DEL TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00	m
SPESSORE PLINTO A VALLE	1.00	m
SPESSORE PLINTO A MONTE	1.00	m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71	°
ANGOLO PARAMENTO DI VALLE DEL MURO	0.00	°
INCLINAZIONE TERRAPIENO CON ORIZZONTALE	0.00	°
LARGHEZZA MURO ANALIZZATO	1.00	m
LUNGHEZZA MURO PER ANALISI CAPACITA' PORTANTE	10.00	m
INCLINAZIONE BASE PLINTO CON ORIZZONTALE	0.00	°
ALTEZZA SPERONE (MONTE)	0.00	m
SPESSORE SPERONE	0.00	m
INCLINAZIONE PIANO SCORRIMENTO	0.00	rad
	gradi	0.00 °
ALTEZZA SPERONE (Valle)	0.00	m
ALTEZZA BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	m
LUNGHEZZA LONGITUDINALE PER RIPARTIZIONE PALI	0.00	m
INTERASSE TRASVERSALE PALI	0.00	m
NUMERO PALI TRASVERSALI	0.00	m
incremento sezione dovuto inclinazione paramento monte	0.44	
incremento sezione dovuto inclinazione paramento vallo	0.00	
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.99	m
ALTEZZA TOTALE DEL MURO	5.40	m
INCREMENTO ALTEZZA DEL TERRENO	0.00	m
LARGHEZZA TOTALE DEL PLINTO	4.70	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)		
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00	kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00	KPA
COESIONE DRENATA	0.00	KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00	°
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00	°
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00	KPA

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	4.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1	
AZIONE SUL PARAPETTO	0.0	kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00	kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00	kNm

**AZIONI ESTERNE con URTO**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00	kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00	kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00	
URTO DEL VEICOLO	10.8	kN/m
FORZA VERTICALE AGENTE SUL PARAMENTO		kN
FORZA ORIZZONTALE BARRIERA ANTIRUMORE		kN
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO	10.8	kNm/m



## 14.2. Comb. A1+M1+R3

### 14.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	24.70 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	23.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 $\phi$ )	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.311

17/04/20

#### 14.2.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

<b>SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	174.12	145.10
Azione di taglio risultante (kN/ml)	100.79	84.00

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	23.49	19.58
Azione di taglio risultante (kN/ml)	81.71	68.09

<b>SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-198.85	-165.71
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-104.70	-87.25

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### **14.2.3. Verifiche geotecniche**

#### **Verifica di scorrimento**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		661.56 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		<b>141.82 kN</b>
R resistenza caratteristica allo scorrimento		198.06 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		180.05 kN
$R_d > E_d$		<b>OK</b>
		$R_d/E_d = 1.27$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	60.50 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN
Totale	202.20 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 341.26 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 23.91 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

94.20 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

COMPONENTI SPINTA

$S_{Ts}$  orizz.= 97.82 kN

COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$S_{Qs}$  orizz.= 44.00 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1733.91 kNm
<b>M<sub>R</sub> Momento ribaltante risultante</b>		294.87 kNm
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b>M<sub>s</sub> Momento stabilizzante risultante</b>		1507.75 kNm
<b>M<sub>s</sub> &gt; M<sub>R</sub></b>		<b>OK</b> $M_s / M_R = 5.11$

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO					
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio =	0.85 m		51.12
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio =	1.27 m		30.65
PARAMENTO SEZIONE					
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.57 m		0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio =	2.35 m		276.12
Totale	202.20 kN		1.77 m		357.89
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA					
SULLO SBALZO DI MONTE	341.26 kN	Braccio =	3.13 m		1068.11
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO					
MURO DOVUTO INCLINAZIONE					
DEL PARAMENTO	23.91 kN	Braccio =	1.41 m		33.79
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	94.20 kN	Braccio =	2.91 m		274.12

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

				RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
<b>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO</b>					
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE					
$ST_s$ orizz.=	97.82 kN	Braccio =	1.80 m		176.07
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"					
$SQ_s$ orizz.=	44.00 kN	Braccio =	2.70 m		118.80

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	6616	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	1156	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	1008	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.70	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.37	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.95	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.72	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.84	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.64	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.19	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.73	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.10	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.10	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.75	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>167.30</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>219.52</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>239.86</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>459.38</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>328.13</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	1.96



#### 14.2.4. Tabulato di calcolo

<b><u>PESI PROPRI</u></b>							
				<b>RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO BARICENTRO FONDAZIONE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>							
PARAMENTO RETTO	60.50 kN			Braccio = 1.50 m	Braccio = 0.85 m	91.05	51.12
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN			Braccio = 1.08 m	Braccio = 1.27 m	26.21	30.65
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN			Braccio = 1.78 m	Braccio = 0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN			Braccio = 0.00 m	Braccio = 2.35 m	0.00	276.12
Totale	202.20 kN			Braccio risultante = 0.58 m	1.77 m	117.26	357.89
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>							
SULLO SBALZO DI MONTE	341.26 kN			Braccio = -0.78 m	Braccio = 3.13 m	-266.17	1068.11
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	23.91 kN			Braccio = 0.94 m	Braccio = 1.41 m	22.39	33.79
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN			Braccio = -1.16 m	Braccio = 3.51 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN			Braccio = 2.06 m	Braccio = 0.29 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>							
	94.20 kN			Braccio = -0.56 m	Braccio = 2.91 m	-52.75	274.12
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>							
	0.00 kN			Braccio = -0.56 m	Braccio = 2.91 m	0.00	0.00
<b><u>CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO</u></b>							
<b>AZIONE SUL PARAPETTO</b>							
	$F_{ORIZ.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = 4.40 m	Braccio = 4.40 m	0.00	0.00
<b>COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE</b>							
	$ST_s = 74.28 \text{ kN}$						
	$ST_s \text{ orizz.} = 64.94 \text{ kN}$			Braccio = 1.47 m	Braccio = m	95.25	0.00
	$ST_s \text{ vert.} = 36.06 \text{ kN}$			Braccio = -0.79 m	Braccio = m	-28.49	0.00
<b>COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>							
	$SQ_s = 41.01 \text{ kN}$						
	$SQ_s \text{ orizz.} = 35.85 \text{ kN}$			Braccio = 2.20 m	Braccio = m	78.88	0.00
	$SQ_s \text{ vert.} = 19.91 \text{ kN}$			Braccio = -0.79 m	Braccio = m	-15.73	0.00
<b>COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>							
	$SQ_s = 0.00 \text{ kN}$						
	$SQ_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = 2.20 m	Braccio = m	0.00	0.00
	$SQ_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$			Braccio = -0.79 m	Braccio = m	0.00	0.00

VENTO							
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.40 m	m	0.00	0.00
	Coppia in testa					0.00	

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORIZ} =$	0.00 kN	Braccio =	5.40 m	Braccio =	5.40 m	0.00	0.00
--------------	---------	-----------	--------	-----------	--------	------	------

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_s =$	111.88 kN						
$ST_s$ orizz.=	97.82 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio =	1.80 m	176.07	176.07
$ST_s$ vert.=	54.32 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	4.70 m	-42.91	255.29

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$ST_p =$	0.00 kN						
$ST_p$ orizz.=	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00	0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQ_s =$	50.33 kN						
$SQ_s$ orizz.=	44.00 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m	118.80	118.80
$SQ_s$ vert.=	24.43 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	4.70 m	-19.30	114.84

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SP_s =$	0.00 kN						
$SP_s$ orizz.=	0.00 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio =	2.70 m	0.00	0.00
$SP_s$ vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	4.70 m	0.00	0.00

**VENTO**

Azione orizzontale	0.00	Braccio =	5.40 m		m	0.00	0.00
Coppia in testa						0.00	

### 14.3. Comb. SISMA

#### 14.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.311

17/04/20

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.700
Angolo di attrito ridotto	35.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.38
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.03
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.040
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.040
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.040
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.287
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.313
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.025
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.020
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

17/04/20

Per la verifica di ribaltamento si assume  $\beta_m = 0.57$ :

### CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
$\gamma_{\phi} =$	1.00
$\gamma_{cu} =$	1.00
$\gamma_c =$	1.00
$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.700
Angolo di attrito ridotto	35.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO ( $a_g/g$ )	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE $\beta_m$	0.57
ACCELERAZIONE RIDOTTA ( $a_g^*/g$ )	0.04
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.061
ACCELERAZIONE MASSIMA ( $a_{max}^*/g$ )	0.061
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.061
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Muller-Breslau)	0.287
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA TERRA (Mononobe-Okabe)	0.327
INCREMENTO DI SPINTA SISMICA	0.040
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.030
COEFFICIENTE DI SICUREZZA SCORRIMENTO	1.0
COEFFICIENTE DI SICUREZZA RIBALTAMENTO	1.0

### 14.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	138.00
Azione di taglio risultante (kN/ml)	81.76

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	19.11
Azione di taglio risultante (kN/ml)	66.14

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-138.88
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-60.85

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

### 14.3.3. Verifiche geotecniche

#### Verifica di scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1

Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	COND.SISMICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante	499.74 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante	118.89 kN
$R$ resistenza caratteristica allo scorrimento	149.61 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza	1.00
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento	149.61 kN
$R_d > E_d$	OK
	$R_d/E_d = 1.26$

$V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	60.50 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN
<b>Totale</b>	<b>202.20 kN</b>

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO	
MURO DOVUTO INCLINAZIONE	
DEL PARAMENTO	18.39 kN



FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO 12.56 kN

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO (Sv) 1.22 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE (Sv) 0.49 kN  
     FONDAZIONE (Sv) 2.38 kN

Mentre  $E_d$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

#### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s \text{ orizz.} = 85.64 \text{ kN}$

#### COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s \text{ orizz.} = 6.68 \text{ kN}$

#### CONDIZIONI SISMICHE

##### COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA

$ST_d \text{ orizz.} = 7.03 \text{ kN}$

INERZIA DELLA STRUTTURA  
     PARAMENTO RETTO 2.45 kN  
     PARAMENTO SEZIONE  
     TRIANGOLARE MONTE 0.98 kN  
     FONDAZIONE 4.76 kN

INERZIA DEL TERRAPIENO  
     TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
     MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
         DEL PARAMENTO 0.74 kN  
     SULLO SBALZO DI MONTE 10.62 kN

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND. SISMICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1278.65 kN
<b>M<sub>R</sub></b> Momento ribaltante risultante		275.61 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.00
<b>M<sub>s</sub></b> Momento stabilizzante risultante		<b>1278.65</b>
$M_s > M_R$	OK	$M_s / M_R = 4.64$

Dove  $M_{stab}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

			<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>				
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio =	0.85 m	51.12
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio =	1.27 m	30.65
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	0.57 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio =	2.35 m	276.12
Totale	202.20 kN		1.77 m	357.89
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>				
SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN	Braccio =	3.13 m	821.63
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	18.39 kN	Braccio =	1.41 m	25.99
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>				
	12.56 kN	Braccio =	2.91 m	36.55

			<b>RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>INERZIA DELLA STRUTTURA</b>				
PARAMENTO RETTO (Sv)	1.84 kN	Braccio =	0.85 m	1.55
PARAMENTO SEZIONE				
TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.73 kN	Braccio =	1.27 m	0.93
FONDAZIONE (Sv)	3.57 kN	Braccio =	2.35 m	8.38
<b>INERZIA DEL TERRAPIENO</b>				
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.56 kN	Braccio =	1.41 m	0.79
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	7.97 kN	Braccio =	3.13 m	24.94



Mentre  $M_{rib}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE			MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO			
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE			
STs orizz.=	85.64 kN	Braccio = 1.80 m	154.15
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"			
SQs orizz.=	6.68 kN	Braccio = 2.70 m	18.03
CONDIZIONI SISMICHE			
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO			
STd orizz.=	10.92 kN	Braccio = 2.70 m	29.47
INERZIA DELLA STRUTTURA			
PARAMENTO RETTO	3.67 kN	Braccio = 3.20 m	11.75
PARAMENTO SEZIONE			
TRIANGOLARE MONTE	1.47 kN	Braccio = 2.47 m	3.62
FONDAZIONE	7.13 kN	Braccio = 0.50 m	3.57
INERZIA DEL TERRAPIENO			
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO			
MURO DOVUTO INCLINAZIONE			
DEL PARAMENTO	1.12 kN	Braccio = 3.60 m	4.02
SULLO SBALZO DI MONTE	15.94 kN	Braccio = 3.20 m	50.99

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
Carichi alla base della fondazione			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Carico verticale	N	4957	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	949	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	818	kN
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza della fondazione	B	4.70	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.41	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.89	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.47	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.44	rad
	φ' <sub>rid</sub>	25.00	gradi

Formula trinomica			
	$k_p =$	2.46	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.72	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.84	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.61	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.19	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.71	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.10	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.10	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.73	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	5.78	
	$C =$	-4.68	
	$D =$	0.030	
	$E =$	-0.48	
	$H =$	0.85	
	$I =$	-2.33	
	$h_{\gamma f} =$	0.878	
	$h_{cf} =$	0.987	
	$h_{qf} =$	0.938	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>127.48</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>182.43</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>219.11</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>401.54</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.00</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>401.54</b>	kPa
$R_d > E_d$	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	3.15

#### 14.3.4. Tabulato di calcolo sisma generale

PESI PROPRI		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION E	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO							
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.85 m	91.05	51.12
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio =	1.08 m	Braccio =	1.27 m	26.21	30.65
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.78 m	Braccio =	0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.35 m	0.00	276.12
Totale	202.20 kN	Braccio risultante =	0.58 m		1.77 m	117.26	357.89
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA							
SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN	Braccio =	-0.78 m	Braccio =	3.13 m	-204.75	821.63
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	18.39 kN	Braccio =	0.94 m	Braccio =	1.41 m	17.23	25.99
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-1.16 m	Braccio =	3.51 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.06 m	Braccio =	0.29 m	0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	12.56 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m	-7.03	36.55
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	0.00 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m	0.00	0.00



CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	$F_{ORZ.} =$	0.00 kN	Braccio =	4.40 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	$ST_s =$	57.14 kN					
	$ST_s \text{ orizz.} =$	56.86 kN	Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	83.39 0.00
	$ST_s \text{ vert.} =$	5.69 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-4.49 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s =$	5.47 kN					
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	5.44 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	11.97 0.00
	$SQ_s \text{ vert.} =$	0.54 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-0.43 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SQ_s =$	0.00 kN					
	$SQ_s \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SQ_s \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	$ST_d =$	4.69 kN					
	$ST_d \text{ orizz.} =$	4.67 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	10.26 0.00
	$ST_d \text{ vert.} =$	0.47 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-0.37 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	$SP_d =$	0.00 kN					
	$SP_d \text{ orizz.} =$	0.00 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	$SP_d \text{ vert.} =$	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
PARAMENTO RETTO	2.45 kN		Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	5.39 0.00
PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	1.22 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	0.98 kN		Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	1.44 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.49 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN		Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	0.00 0.00
PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	0.74 kN		Braccio =	2.93 m	Braccio =	m	2.18 0.00
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.37 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE	10.62 kN		Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	23.37 0.00
SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	5.31 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN		Braccio =	4.40 m	Braccio =	m	0.00 0.00
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN		Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
Azione orizzontale Coppia in testa	0.00		Braccio =	4.40 m		m	0.00 0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**
**AZIONE SUL PARAPETTO**

$F_{ORZ.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = 5.40 m Braccio = 5.40 m 0.00 0.00

**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE**

$STs \text{ orizz.} = 85.64 \text{ kN}$  Braccio = 1.80 m Braccio = 1.80 m 154.15 154.15  
 $STs \text{ vert.} = 8.56 \text{ kN}$  Braccio = -0.79 m Braccio = 4.70 m -6.76 40.25

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp = 0.00 \text{ kN}$   
 $STp \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = m Braccio = m 0.00 0.00

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO**

$SQs = 6.71 \text{ kN}$   
 $SQs \text{ orizz.} = 6.68 \text{ kN}$  Braccio = 2.70 m Braccio = 2.70 m 18.03 18.03  
 $SQs \text{ vert.} = 0.67 \text{ kN}$  Braccio = -0.79 m Braccio = 4.70 m -0.53 3.14

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$SPs = 0.00 \text{ kN}$   
 $SPs \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = 2.70 m Braccio = 2.70 m 0.00 0.00  
 $SPs \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = -0.79 m Braccio = 4.70 m 0.00 0.00

**CONDIZIONI SISMICHE**
**COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO SISMA**

$STd = 7.06 \text{ kN}$   
 $STd \text{ orizz.} = 7.03 \text{ kN}$  Braccio = 2.70 m Braccio = 2.70 m 18.97 18.97  
 $STd \text{ vert.} = 0.70 \text{ kN}$  Braccio = -0.79 m Braccio = 4.70 m -0.56 3.30

**COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO**

$STd = 0.00 \text{ kN}$   
 $STd \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = 2.70 m Braccio = 2.70 m 0.00 0.00  
 $STd \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = -0.79 m Braccio = 4.70 m 0.00 0.00

**COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE**

$STp = 0.00 \text{ kN}$   
 $STp \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$  Braccio = m Braccio = m 0.00 0.00

**INERZIA DELLA STRUTTURA**

PARAMENTO RETTO 2.45 kN Braccio = 3.20 m Braccio = 3.20 m 7.83 7.83  
PARAMENTO SEZIONE  
TRIANGOLARE MONTE 0.98 kN Braccio = 2.47 m Braccio = 2.47 m 2.42 2.42  
FONDAZIONE 4.76 kN Braccio = 0.50 m Braccio = 0.50 m 2.38 2.38  
FONDAZIONE (Sv) 2.38 kN Braccio = 0.00 Braccio = 2.35 m 0.00 5.59

**INERZIA DEL TERRAPIENO**
**TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO**
**MURO DOVUTO INCLINAZIONE**

DEL PARAMENTO 0.74 kN Braccio = 3.93 m Braccio = 3.60 m 2.93 2.68  
SULLO SBALZO DI MONTE 10.62 kN Braccio = 3.20 m Braccio = 3.20 m 34.00 34.00

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO 0.00 kN Braccio = 5.40 m Braccio = 5.40 m 0.00 0.00

**TRIANGOLO MONTE DOVUTO**

INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv) 0.00 kN Braccio = 1.30 m Braccio = 3.65 m 0.00 0.00

**VENTO**

Azione orizzontale 0.00 Braccio = 5.40 m Braccio = 5.40 m 0.00 0.00  
Coppia in testa 0.00

### 14.3.5. Tabulato di calcolo sisma per verifica a ribaltamento

<u>PESI PROPRI</u>			RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE		RISPETTO ALLO SPIGOLO DI VALLE		MOMENTO BARICENTR O FONDAZION e	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO								
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.85 m		91.05	51.12
PARAMENTO SEZIONE								
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio =	1.08 m	Braccio =	1.27 m		26.21	30.65
PARAMENTO SEZIONE								
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.78 m	Braccio =	0.57 m		0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.35 m		0.00	276.12
Totale		202.20 kN	Braccio risultante =	0.58 m	1.77 m		117.26	357.89
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA								
SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN	Braccio =	-0.78 m	Braccio =	3.13 m		-204.75	821.63
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO								
MURO DOVUTO INCLINAZIONE								
DEL PARAMENTO	18.39 kN	Braccio =	0.94 m	Braccio =	1.41 m		17.23	25.99
TRIANGOLO MONTE DOVUTO								
INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-1.16 m	Braccio =	3.51 m		0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI								
VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.06 m	Braccio =	0.29 m		0.00	0.00
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO								
	12.56 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m		-7.03	36.55
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO								
	0.00 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m		0.00	0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'ESTRADOSSO PLINTO							
AZIONE SUL PARAPETTO							
	F <sub>ORIZZ.</sub> =	0.00 kN	Braccio =	4.40 m	Braccio =	m	0.00 0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE							
	ST <sub>s</sub> =	57.14 kN					
	ST <sub>s</sub> orizz.=	56.86 kN	Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	83.39 0.00
	ST <sub>s</sub> vert.=	5.69 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-4.49 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO							
	SQ <sub>s</sub> =	5.47 kN					
	SQ <sub>s</sub> orizz.=	5.44 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	11.97 0.00
	SQ <sub>s</sub> vert.=	0.54 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-0.43 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SQ <sub>s</sub> =	0.00 kN					
	SQ <sub>s</sub> orizz.=	0.00 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SQ <sub>s</sub> vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	0.00 0.00
CONDIZIONI SISMICHE							
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE							
	ST <sub>d</sub> =	7.28 kN					
	ST <sub>d</sub> orizz.=	7.25 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	15.94 0.00
	ST <sub>d</sub> vert.=	0.72 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	-0.57 0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO							
	SP <sub>d</sub> =	0.00 kN					
	SP <sub>d</sub> orizz.=	0.00 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SP <sub>d</sub> vert.=	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio =	m	0.00 0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA							
	PARAMENTO RETTO	3.67 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	8.08 0.00
	PARAMENTO RETTO (Sisma verticale)	1.84 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE	1.47 kN	Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	2.15 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE MONTE (Sv)	0.73 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.47 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	PARAMENTO SEZIONE TRIANGOLARE VALLE (Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	INERZIA DEL TERRAPIENO						0.00 0.00
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	1.12 kN	Braccio =	2.93 m	Braccio =	m	3.27 0.00
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO (Sv)	0.56 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	SULLO SBALZO DI MONTE	15.94 kN	Braccio =	2.20 m	Braccio =	m	35.06 0.00
	SULLO SBALZO DI MONTE (Sv)	7.97 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	4.40 m	Braccio =	m	0.00 0.00
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO (Sv)	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio =	m	0.00 0.00
VENTO							
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	4.40 m		m	0.00 0.00
	Coppia in testa						0.00

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO					
AZIONE SUL PARAPETTO					
	F <sub>OREZ</sub> =	0.00 kN	Braccio =	5.40 m	Braccio = 5.40 m
				0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE					
	ST <sub>s</sub> =	86.06 kN			
	ST <sub>s</sub> orizz. =	85.64 kN	Braccio =	1.80 m	Braccio = 1.80 m
	ST <sub>s</sub> vert. =	8.56 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio = 4.70 m
				154.15	154.15
				-6.76	40.25
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE					
	ST <sub>p</sub> =	0.00 kN			
	ST <sub>p</sub> orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio = m
				0.00	0.00
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO					
	SQ <sub>s</sub> =	6.71 kN			
	SQ <sub>s</sub> orizz. =	6.68 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio = 2.70 m
	SQ <sub>s</sub> vert. =	0.67 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio = 4.70 m
				18.03	18.03
				-0.53	3.14
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO					
	SP <sub>s</sub> =	0.00 kN			
	SP <sub>s</sub> orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio = 2.70 m
	SP <sub>s</sub> vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio = 4.70 m
				0.00	0.00
				0.00	0.00
CONDIZIONI SISMICHE					
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO					
	ST <sub>d</sub> =	10.97 kN			
	ST <sub>d</sub> orizz. =	10.92 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio = 2.70 m
	ST <sub>d</sub> vert. =	1.09 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio = 4.70 m
				29.47	29.47
				-0.86	5.13
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO					
	ST <sub>d</sub> =	0.00 kN			
	ST <sub>d</sub> orizz. =	0.00 kN	Braccio =	2.70 m	Braccio = 2.70 m
	ST <sub>d</sub> vert. =	0.00 kN	Braccio =	-0.79 m	Braccio = 4.70 m
				0.00	0.00
				0.00	0.00
COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE					
	ST <sub>p</sub> =	0.00 kN			
	ST <sub>p</sub> orizz. =	0.00 kN	Braccio =	m	Braccio = m
				0.00	0.00
INERZIA DELLA STRUTTURA					
	PARAMENTO RETTO	3.67 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio = 3.20 m
	PARAMENTO RETTO (S <sub>v</sub> )	1.84 kN	Braccio =	1.50	Braccio = 0.85 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE MONTE	1.47 kN	Braccio =	2.47 m	Braccio = 2.47 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE MONTE (S <sub>v</sub> )	0.73 kN	Braccio =	-1.08	Braccio = 1.27 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.47 m	Braccio = 2.47 m
	PARAMENTO SEZIONE				
	TRIANGOLARE VALLE (S <sub>v</sub> )	0.00 kN	Braccio =	1.78	Braccio = 0.57 m
	FONDAZIONE	7.13 kN	Braccio =	0.50 m	Braccio = 0.50 m
	FONDAZIONE (S <sub>v</sub> )	3.57 kN	Braccio =	0.00	Braccio = 2.35 m
				11.75	11.75
				2.76	1.55
				3.62	3.62
				-0.80	0.93
				0.00	0.00
				0.00	0.00
INERZIA DEL TERRAPIENO					
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
	DEL PARAMENTO	1.12 kN	Braccio =	3.93 m	Braccio = 3.60 m
	TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO				
	MURO DOVUTO INCLINAZIONE				
	DEL PARAMENTO (S <sub>v</sub> )	0.56 kN	Braccio =	-0.94 m	Braccio = 1.41 m
	SULLO SBALZO DI MONTE	15.94 kN	Braccio =	3.20 m	Braccio = 3.20 m
	SULLO SBALZO DI MONTE (S <sub>v</sub> )	7.97 kN	Braccio =	0.78 m	Braccio = 3.13 m
				-0.52	0.79
				50.99	50.99
				6.21	24.94
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO				
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	5.40 m	Braccio = 5.40 m
	TRIANGOLO MONTE DOVUTO				
	INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO				
	(S <sub>v</sub> )	0.00 kN	Braccio =	1.30 m	Braccio = 3.65 m
				0.00	0.00
VENTO					
	Azione orizzontale	0.00	Braccio =	5.40 m	Braccio = 5.40 m
	Coppia in testa				
				0.00	0.00

## 14.4. Comb. URTO

### 14.4.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	URTO STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m <sup>3</sup>
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	0.00 kN/m <sup>3</sup>
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	23.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	0.287
COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA	3.486

17/04/20

#### AZIONI ESTERNE

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00 kN/m <sup>2</sup>
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m <sup>2</sup>
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00
URTO DEL VEICOLO	10.8 kN/m
FORZA VERTICALE AGENTE SUL PARAMENTO	kN
FORZA ORIZZONTALE BARRIERA ANTIRUMORE	kN
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO	10.8 kNm/m

#### 14.4.2. Sollecitazioni STR paramento e fondazione

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	144.50
Azione di taglio risultante (kN/ml)	76.27

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	18.42
Azione di taglio risultante (kN/ml)	63.78

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-125.32
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-53.62

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

### **14.4.3. Verifiche geotecniche**

#### **Verifica di scorrimento**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale di tutte le forze in stabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno coefficiente di sicurezza alla traslazione imposto dalle norme.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data da:

$$R = V_{ris} \cdot \tan \delta + C \cdot A \quad (\text{resistenza caratteristica a scorrimento})$$

$$R_d = R / \gamma_R \quad (\text{resistenza di progetto a scorrimento})$$

Deve verificarsi la condizione:

$$E_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad R / E_d > \gamma_R \quad \text{ovvero} \quad R_d / E_d > 1$$

Con:

$V_{ris}$  = somma di tutte le azioni verticali come peso proprio dell'opera, terreno sullo sbalzo di monte, eventuale sovraccarico accidentale

$\delta$  = angolo di attrito terra-plinto =  $(2/3)\phi$

$E_d$  = somma di tutte le azioni orizzontali: spinta del terreno+spinta del sovraccarico accidentale

$C$ =adesione

$A$ = area di base della fondazione

$\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza allo scorrimento = 1.1



Nel caso in esame si ha:

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		COND.STATICHE
$V_{ris}$ forza verticale risultante		545.89 kN
$E_d$ forza orizzontale risultante		107.48 kN
R resistenza caratteristica allo scorrimento		163.43 kN
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.10
$R_d$ resistenza di progetto allo scorrimento		148.57 kN
$R_d > E_d$		OK
		$R_d/E_d = 1.38$

Dove  $V_{ris}$  è data dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO PROPRIO DEL MURO

PARAMENTO RETTO	60.50 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN
PARAMENTO SEZIONE	
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN
Totale	202.20 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
PESO DEL TERRENO SULLA  
SOVRASTRUTTURA

SULLO SBALZO DI MONTE 262.50 kN

TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO  
MURO DOVUTO INCLINAZIONE  
DEL PARAMENTO 18.39 kN

FORZA VERTICALE DOVUTA AL  
SOVRACCARICO "Q" SUL  
TERRAPIENO

62.80 kN

$E_d$  è data dalla somma delle componenti orizzontali dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO

$F_{ORIZ} = 10.80$  kN

COMPONENTI SPINTA

$STs_{orizz} = 69.56$  kN

## COMPONENTI DELLA SPINTA SOVRACCARICO

$$SQ_s \text{ orizz.} = 27.12 \text{ kN}$$

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione.

In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.

Chiamando  $b_f$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad O e  $b_w$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad O, definiamo il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_d$ :

$$M = W \cdot b_w \text{ (momento stabilizzante caratteristico)}$$

$$M_s = M / \gamma_R \text{ (momento stabilizzante di progetto)}$$

$$M_R = F \cdot b_f \text{ (momento ribaltante)}$$

Deve verificarsi:  $M_s > M_R$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		COND.STATICHE
M Momento stabilizzante caratteristico		1388.25 kNm
<b><math>M_R</math> Momento ribaltante risultante</b>		<b>267.56 kNm</b>
$\gamma_R$ coefficiente parziale di sicurezza		1.15
<b><math>M_s</math> Momento stabilizzante risultante</b>		<b>1207.18 kNm</b>
<b><math>M_s &gt; M_R</math></b>	<b>OK</b>	<b><math>M_s / M_R = 4.51</math></b>

Il momento stabilizzante  $M$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

		RISPETTO AL BARICENTRO FONDAZIONE	MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO			
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio = 1.50 m	51.12
PARAMENTO SEZIONE			
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio = 1.08 m	30.65
PARAMENTO SEZIONE			
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio = 1.78 m	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio = 0.00 m	276.12
Totale	202.20 kN	Braccio risultante = 0.58 m	357.89
FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA			
SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN	Braccio = -0.78 m	821.63
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO			
MURO DOVUTO INCLINAZIONE			
DEL PARAMENTO	18.39 kN	Braccio = 0.94 m	25.99
FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO			
	62.80 kN	Braccio = -0.56 m	182.75

Il momento ribaltante  $M_r$  é dato dalla somma dei termini seguenti (si riporta estratto del tabulato di calcolo riportato nel paragrafo successivo):

CALCOLO SPINTE AGENTI ALL'INTRADOSSO PLINTO		
FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO		
$F_{ORZ.} =$	10.80 kN	Braccio = 5.40 m
COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE		
$STs_{orizz.} =$	69.56 kN	Braccio = 1.80 m
COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL		
$SQs_{orizz.} =$	27.12 kN	Braccio = 2.70 m
COPPIA AGENTE SUL TESTA MURO		10.8 kNm/m

### Verifica al carico limite

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	5459	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	1621	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	763	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	4.70	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	1.30	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	0.48	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	3.74	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	25.00	gradi
	φ'	0.44	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.47	

Formula trinomiale			
	$k_p =$	2.46	
	$m =$	1.73	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>10.88</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.85	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.66	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>20.72</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.18	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.12	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.75	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>10.66</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	24.70	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.09	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.11	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.77	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$q_{es} =$	<b>145.86</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>218.11</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>245.74</b>	kPa
<b>Portanza limite (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>463.85</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>331.32</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	Rd/Ed	2.27

#### 14.4.4. Tabulato di calcolo

<b>PESI PROPRI</b>						<b>MOMENTO BARICENTR O FONDAZION</b>	<b>MOMENTO SPIGOLO FONDAZION E VALLE</b>
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO PROPRIO DEL MURO</b>							
PARAMENTO RETTO	60.50 kN	Braccio =	1.50 m	Braccio =	0.85 m	91.05	51.12
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE MONTE	24.20 kN	Braccio =	1.08 m	Braccio =	1.27 m	26.21	30.65
PARAMENTO SEZIONE							
TRIANGOLARE VALLE	0.00 kN	Braccio =	1.78 m	Braccio =	0.57 m	0.00	0.00
PESO PROPRIO FONDAZIONE	117.50 kN	Braccio =	0.00 m	Braccio =	2.35 m	0.00	276.12
Totale	202.20 kN	Braccio risultante =	0.58 m		1.77 m	117.26	357.89
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL PESO DEL TERRENO SULLA SOVRASTRUTTURA</b>							
SULLO SBALZO DI MONTE	262.50 kN	Braccio =	-0.78 m	Braccio =	3.13 m	-204.75	821.63
TRIANGOLO A MONTE RIDOSSO							
MURO DOVUTO INCLINAZIONE DEL PARAMENTO	18.39 kN	Braccio =	0.94 m	Braccio =	1.41 m	17.23	25.99
TRIANGOLO MONTE DOVUTO INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO	0.00 kN	Braccio =	-1.16 m	Braccio =	3.51 m	0.00	0.00
TERRENO SULLO SBALZO DI VALLE	0.00 kN	Braccio =	2.06 m	Braccio =	0.29 m	0.00	0.00
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO</b>							
	62.80 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m	-35.17	182.75
<b>FORZA VERTICALE DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO</b>							
	0.00 kN	Braccio =	-0.56 m	Braccio =	2.91 m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'ESTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## FORZE ORIZZONTALI AGENTI SUL TESTA MURO

$F_{ORZ.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 4.40 m	Braccio = 5.40 m	0.00	0.00
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = 0.85 m	0.00	0.00
$F_{ORZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 4.40 m	Braccio = 5.40 m	47.52	58.32

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$STs = 52.83 \text{ kN}$				
$STs \text{ orizz.} = 46.18 \text{ kN}$	Braccio = 1.47 m	Braccio = m	67.74	0.00
$STs \text{ vert.} = 25.65 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = m	-20.26	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q"

$SQs = 25.28 \text{ kN}$				
$SQs \text{ orizz.} = 22.10 \text{ kN}$	Braccio = 2.20 m	Braccio = m	48.62	0.00
$SQs \text{ vert.} = 12.27 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = m	-9.69	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SQs = 0.00 \text{ kN}$				
$SQs \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 2.20 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SQs \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = m	0.00	0.00

## CONDIZIONI SISMICHE

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE

$STd = 6.49 \text{ kN}$				
$STd \text{ orizz.} = 5.68 \text{ kN}$	Braccio = 2.20 m	Braccio = m	12.49	0.00
$STd \text{ vert.} = 3.15 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = m	-2.49	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SPd = 0.00 \text{ kN}$				
$SPd \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 2.20 m	Braccio = m	0.00	0.00
$SPd \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = m	0.00	0.00

**CALCOLO SPINTE AGENTI  
ALL'INTRADOSSO PLINTO**

## CONDIZIONI STATICHE

## FORZE ORIZZONTALI AGENTI TESTA MURO

$F_{ORIZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 5.40 m	Braccio = 5.40 m	58.32	58.32
$F_{VERT.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = 0.85 m	0.00	0.00
$F_{ORIZ.} = 10.80 \text{ kN}$	Braccio = 5.40 m	Braccio = 5.40 m	58.32	58.32

## COMPONENTI SPINTA TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_s = 79.57 \text{ kN}$				
$ST_s \text{ orizz.} = 69.56 \text{ kN}$	Braccio = 1.80 m	Braccio = 1.80 m	125.21	125.21
$ST_s \text{ vert.} = 38.63 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = 4.70 m	-30.52	181.55

## COMPONENTI SPINTA PASSIVA (50%) SU DENTE A VALLE IN CONDIZIONI STATICHE

$ST_p = 0.00 \text{ kN}$				
$ST_p \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = m	Braccio = m	0.00	0.00

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "Q" SUL TERRAPIENO

$SQ_s = 31.02 \text{ kN}$				
$SQ_s \text{ orizz.} = 27.12 \text{ kN}$	Braccio = 2.70 m	Braccio = 2.70 m	73.22	73.22
$SQ_s \text{ vert.} = 15.06 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = 4.70 m	-11.90	70.78

## COMPONENTI DELLA SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO "P" SUL TERRAPIENO

$SP_s = 0.00 \text{ kN}$				
$SP_s \text{ orizz.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = 2.70 m	Braccio = 2.70 m	0.00	0.00
$SP_s \text{ vert.} = 0.00 \text{ kN}$	Braccio = -0.79 m	Braccio = 4.70 m	0.00	0.00



## 14.5. Verifica di stabilità globale

### Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)

**Coefficienti**

Coefficienti parziali per le azioni

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g Q
(A1)	1.3	1	1.5	0.8	1.5
(A2)	1	1	1.3	0.8	1.3

Coefficienti parziali parametri geotecnici

	g tan(Fi)	g C'	g Gamma
(M1)	1	1	1
(M2)	1.25	1.25	1

Coefficienti parziali per le verifiche

	CMB stat	CMB sis
Capacità portante fondazione (R3)	1.4	1.2
Scorrimento (R3)	1.1	1
Ribaltamento (R3)	1.15	1
Stabilità globale (R2)	1.1	1.2

Coefficienti sismici

	g G1	g G2	psi2i
Combinazione carichi	1	1	0.2
	g G1	g G2	psiEi
Determ. masse sismiche	1	1	0.2

Ok

Annulla

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

$\beta_s$  0.20000     $k_h$  0.02118     $k_v$  0.01059

☐ Muro rigido completamente vincolato

☒ Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

### Verifica di stabilità globale (superata con successo)

#### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 16.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 6.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 33.000 \text{ m}$

#### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo  $\downarrow$  e negativo  $\uparrow$ .

#### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro

$X_{cs} = 0.870 \text{ m}$

Ordinata centro

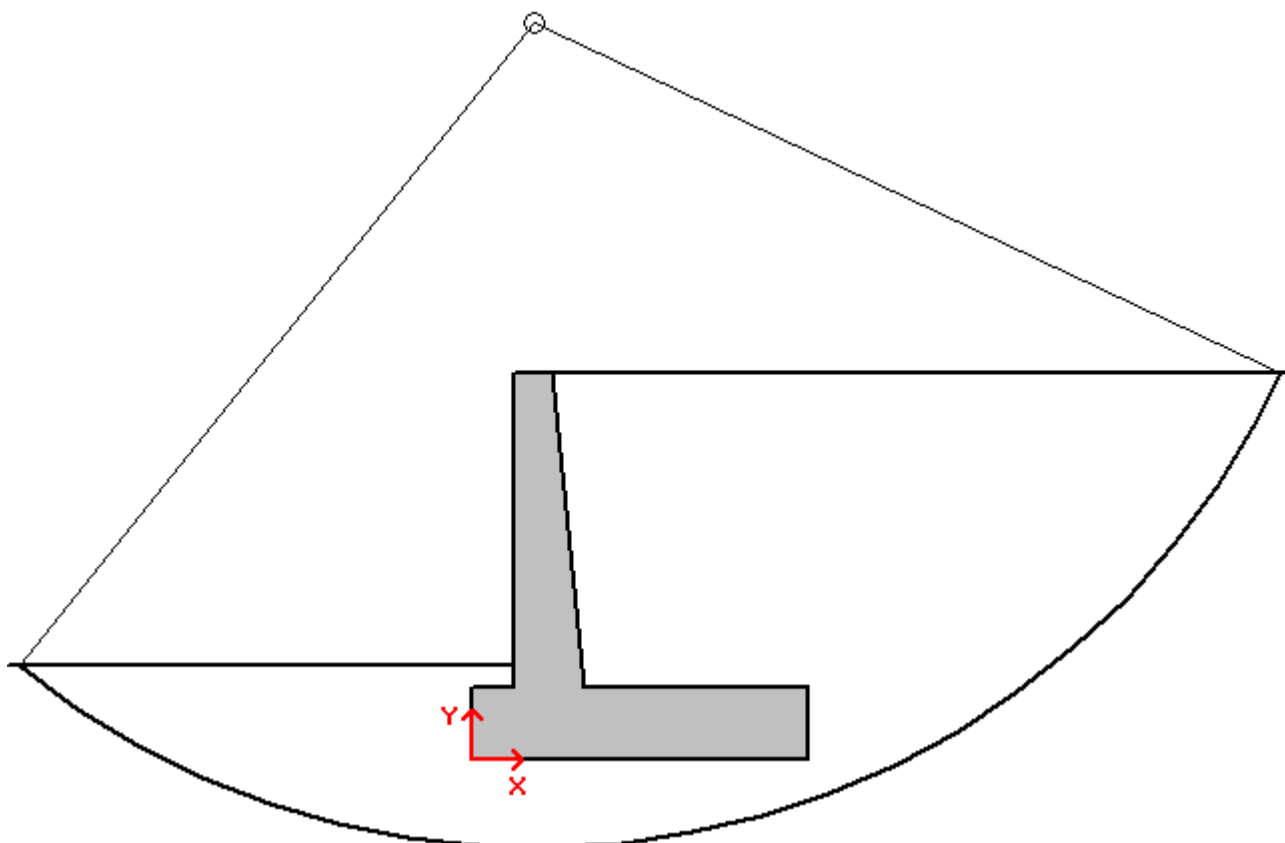
$Y_{cs} = 10.301 \text{ m}$

Raggio  $R_s =$

11.533 m

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

**$C_{SG} = 1.55545$**



## 14.6. Verifiche strutturali

### 14.6.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	174.12	145.10
Azione di taglio risultante (kN/ml)	100.79	84.00

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	138.00
Azione di taglio risultante (kN/ml)	81.76

Dalla combinazione con l'azione d'urto:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	144.50
Azione di taglio risultante (kN/ml)	76.27

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$ :	1.00	

Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50  
Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	99.0
3	50.0	99.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	90.7	20
3	41.7	90.7	20
4	41.7	8.3	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	17412	0	10079	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	0	14510	0

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	14510 (55648)	0 (0)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	14510 (55648)	0 (0)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata		
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)		
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)		
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)		
As Tesa	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000		
	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]		

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	17412	0	0	56084	0	3.22	31.4(16.2)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione		
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45		
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)		
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)		
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)		

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.070	-50.0	99.0	-0.00110	-41.7	90.7	-0.04678	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000554333	-0.051378946	0.070	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio  $V_y$  di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	10079	36103	90.7	100.0	0.0035	0.0

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.1	-50.0	99.0	-101	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.1	-50.0	99.0	-101	-41.7	8.3	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $= (e_1 + e_2) / (2 \cdot e_1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	55648	0

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.1	-50.0	99.0	-101	-41.7	8.3	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	55648	0

### 14.6.2. Fondazione

Dalla combinazione STR si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	23.49	19.58
Azione di taglio risultante (kN/ml)	81.71	68.09
SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-198.85	-165.71
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-104.70	-87.25

Dalla combinazione Sismica si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	19.11
Azione di taglio risultante (kN/ml)	66.14
SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-138.88
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-60.85

Dalla combinazione con l'azione d'urto si hanno le seguenti sollecitazioni in fondazione:

SEZIONE DI INCASTRO PLINTO VALLE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	18.42
Azione di taglio risultante (kN/ml)	63.78
SEZIONE DI INCASTRO PLINTO MONTE	URTO
Momento flettente risultante (kNm/ml)	-125.32
Azione di taglio risultante (kN/ml)	-53.62

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali: Poco aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C25/30

N�vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N�Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	91.7	20
3	41.7	91.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
  Diametro in mm delle barre della generazione

N�Gen.	N�Barra Ini.	N�Barra Fin.	N�Barre	�
1	2	3	3	20



2 4 1 3 20

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	19885	0	10470	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	16571	0

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	16571 (46862)	0 (0)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	16571 (46862)	0 (0)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.9 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)

Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	19885	0	0	55588	0	2.80	31.4(13.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.077	-50.0	100.0	-0.00062	-41.7	91.7	-0.04201	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000496318	-0.046131800	0.077	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	10470	33029	91.7	100.0	0.0034	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.1	-50.0	100.0	-113	-41.7	8.3	----	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.1	-50.0	100.0	-113	-41.7	8.3	----	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	46862	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.1	-50.0	100.0	-113	-41.7	8.3	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	46862	0



#### 14.7. Riepilogo armature MURO MS08

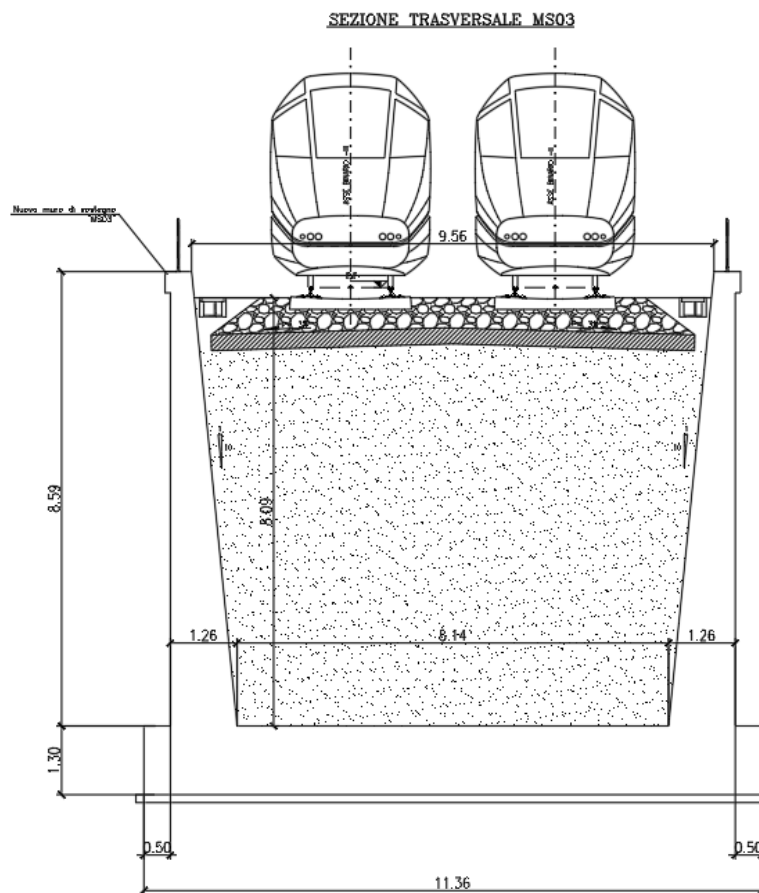
Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 20/20$ lato monte	$\phi 14/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 20/20$ sup. $\phi 20/20$ inf.	$\phi 14/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $9\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$

## 15. SEZIONE AD "U" MS03

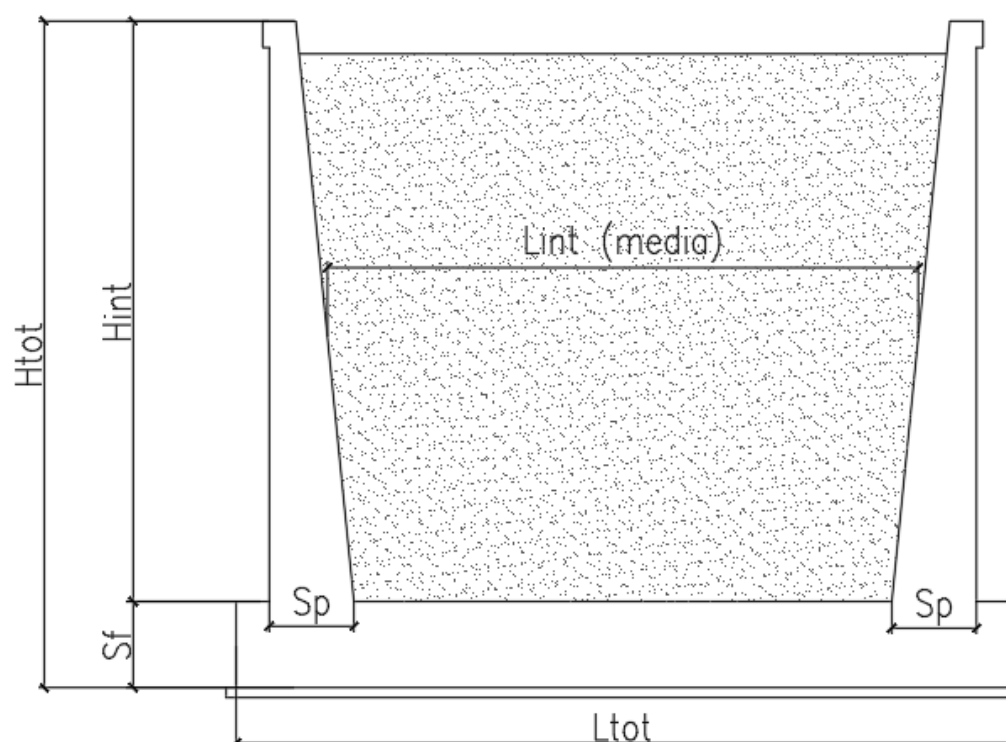
La dimensione interna va da 8.14m a 9.56m e l'altezza interna massima è di 8.09m, con piedritti di spessore massimo 1.26 m allo spiccato, e soletta inferiore di spessore 1.30m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



**Sezione di verifica muro ad U**

## 15.1. Geometria

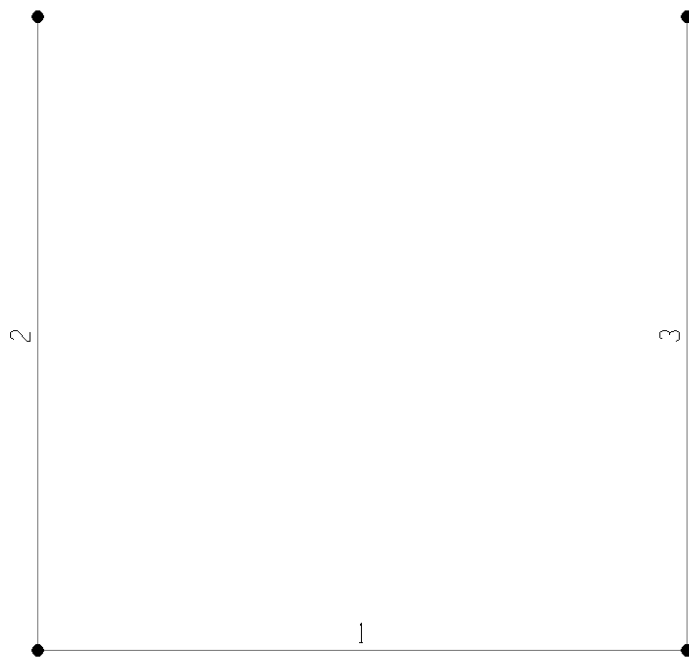


DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale opera	$L_{tot}$	11.37	m
larghezza media utile opera	$L_{int}$	8.85	m
larghezza interasse	$L_a$	10.11	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.00	m
spessore piedritti 1	$S_{p1}$	1.26	m
spessore piedritti 2	$S_{p2}$	0.45	m
spessore fondazione	$S_f$	1.30	m
altezza terreno spingente	$H_{int}$	8.10	m

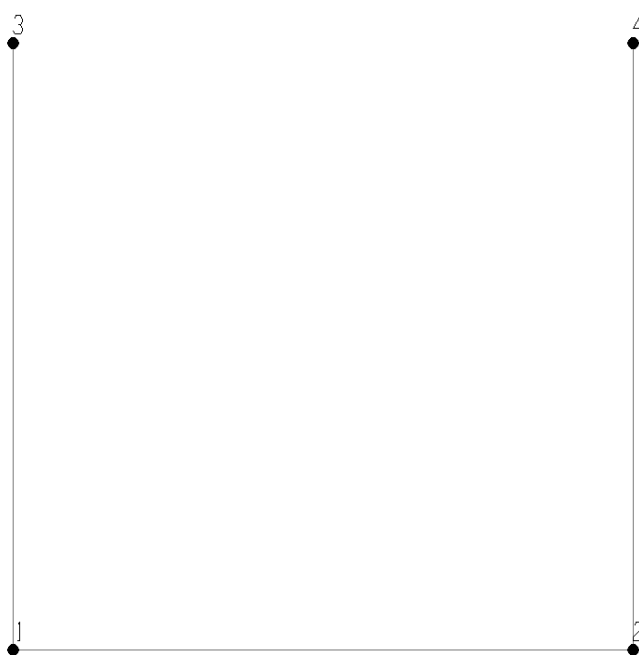
## 15.2. Modello di calcolo

Il modello considerato per l'analisi è quello di una sezione ad U di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni di norma.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



*Numerazione aste*



*Numerazione nodi*



### 15.3. Analisi dei carichi

#### 15.3.1. *Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati*

Si considera un peso specifico degli elementi strutturali pari a 25kN/mc.

(Carichi "1" e "2" nel modello di calcolo)

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	32.50 kN/m
	- Peso ricoprimento max	162.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio sp.1	31.50 kN/m
	- Peso proprio sp.2	11.25 kN/m

#### 15.3.2. *Spinta sulle pareti dovuta al terreno*

Il terreno spingente ha le seguenti caratteristiche:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito terreno	$\phi$	38	°
peso di volume terreno saturo	$\gamma_r$	20	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ terreno su fondazione	$\gamma_{rf}$	20	kN/m <sup>3</sup>
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.38	-

(carico "3" nel modello di calcolo):

con le notazioni indicate al par.15.1 si ha:

### Cond. STR

$$p_{il} = K_o * \gamma * H_{int} = 62.3 \text{ kN/mq} \quad (\text{pressione estradosso fondazione})$$

### 15.3.3. Spinta del sovraccarico

(Condizioni di carico "4")

Il sovraccarico dovuto al traffico ferroviario viene assunto pari a

$$q = (250/1.6) * 1.1/3.0 = 57.30 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

### Spinta del sovraccarico q

$$q(\text{STR}) = q * k_0 = 22.0$$

### 15.3.4. Azione sismica

L'accelerazione massima di progetto, valutata in conformità alla normativa vigente vale:

#### Azione sismica SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0.070 \text{ g} \\ S &= 1.50 \end{aligned}$$

Categoria del suolo C

$$a_{max} = S * a_g = 0.105 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.105$$

$$k_v = 0.5 * a_{max}/g = 0.053$$

Le spinte valgono:

(Condizioni di carico "5"-“6”)

### Sisma orizzontale

$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot}$	19.7	kN/mq	(carico applicato sulla parete)
$F_{inp} = k_h * S_{p1} * \gamma_{cls} * 1m$	3.3	kN/mq	(inerzia piedritti)
$F_{inp} = k_h * S_{p2} * \gamma_{cls} * 1m$	1.2	kN/mq	(inerzia piedritti)

### Sisma verticale

$F_{inp} = k_v * S_{p1} * \gamma_{cls} * 1m$	1.7	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_{inp} = k_v * S_{p2} * \gamma_{cls} * 1m$	0.6	kN/m	(inerzia piedritti)

$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$  per gli elementi strutturali

$\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$  per il rinterro

Per ulteriori grandezze in gioco si rimanda alla tabella al par. 10.1.

## 15.4. Condizioni di carico

Le condizioni di carico elementari sono le seguenti. (N.B.: tutte le condizioni sono attive per l'opera in esame)

- 1 Peso proprio elementi strutturali e non strutturali ( $g_1$ )
- 2 Carichi permanenti portati ( $g_2$ )
- 3 Spinta delle terre calcolata con i coefficienti A1+M1 ( $g_{3str}$ )
- 4 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale calcolato con i coefficienti A1+M1 ( $q_{str}$ )
- 5 Sisma orizzontale ( $q_{sisx}$ )
- 6 Sisma verticale ( $q_{sisz}$ )

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ferroviari sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Assumendo il carico accidentale come ferroviario, di seguito si riportano le combinazioni inserite nel modello.

## 15.5. Combinazioni di carico

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

La Tab. 5.2.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Le combinazioni inserite nel modello sono le seguenti:

	1	2	3	4
<b>SLU D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLU (fondamentale)-SLU1	1.35	1.35	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU2	1	1	1	0
SLU (fondamentale)-SLU3	1	1	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU4	1.35	1.35	1	0
SLU (fondamentale)-SLU5	1.35	1.35	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU6	1	1	1	1.45
SLU (fondamentale)-SLU7	1	1	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU8	1.35	1.35	1	1.45

	1	2	3	4	5	6
<b>SISMA D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$	$Q_{SIS(x)}$	$Q_{SIS(z)}$
SISMA1	1	1	1	0	1	0.3
SISMA2	1	1	1	0	0.3	1
SISMA3	1	1	1	0.2	1	0.3
SISMA4	1	1	1	0.2	0.3	1

	1	2	3	4
<b>SLE (rara) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (rara)-SLEr1	1	1	1	0
SLE (rara)-SLEr2	1	1	1	1

	1	2	3	4
<b>SLE (frequente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (frequente)-SLEf1	1	1	1	0
SLE (frequente)-SLEf2	1	1	1	0.6

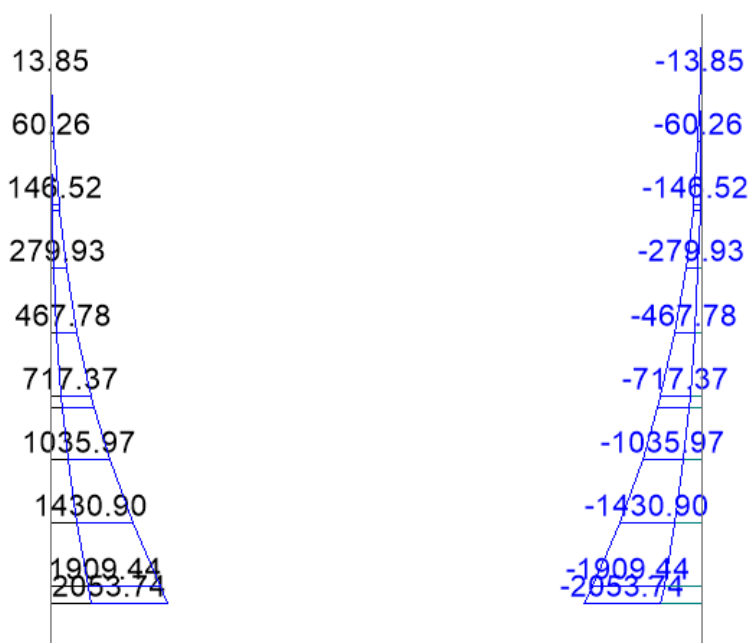
	1	2	3	4
<b>SLE (quasi permanente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (quasi permanente)-SLEq1	1	1	1	0

## 15.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti

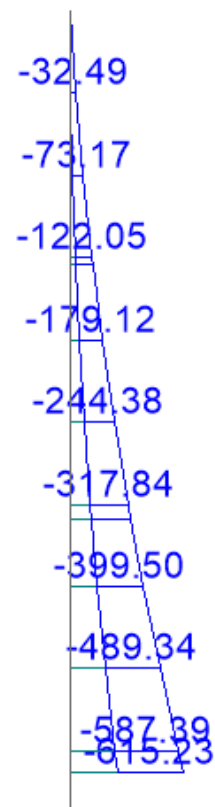
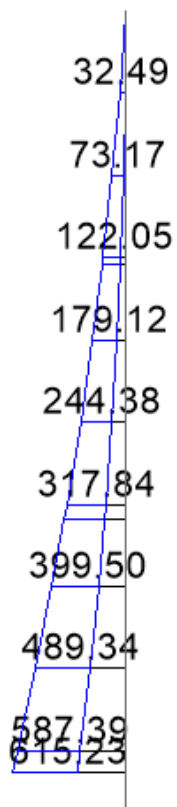
Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le sollecitazioni risultanti in corrispondenza dei piedritti.

Elemento strutturale	Sezione	SLU STR					SLU SISMA				
		ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)	ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
piedritti sp.126cm	nodo spiccato	2	SLU5	231	2054	615	8	SIS3	174	1434	443

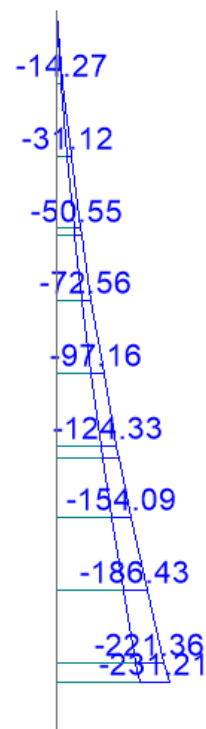
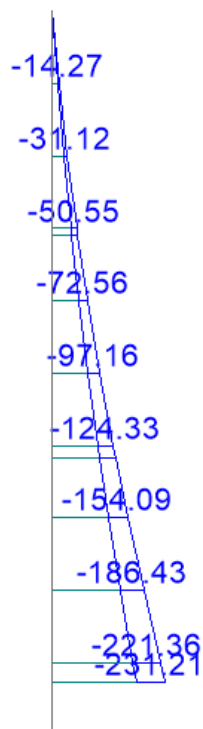
Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
		ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
piedritti sp.126cm	nodo spiccato	2	SLE rare2	171	1466	10	SLE freq2	171	1166	10	SLE qp1	171	717



**Involuppo SLU M (kNm)**

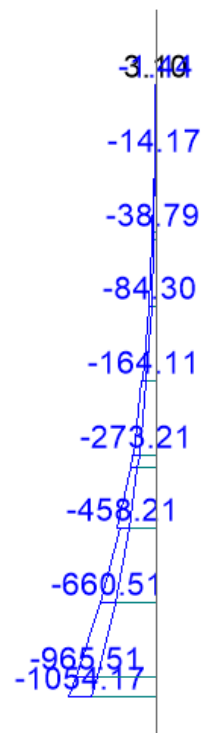
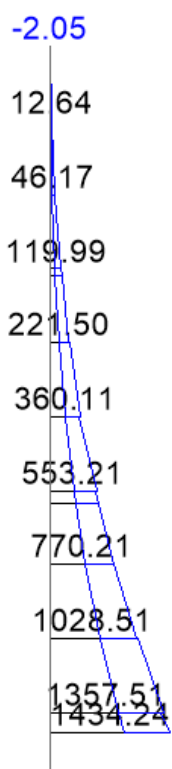


**Involuppo SLU T (kN)**

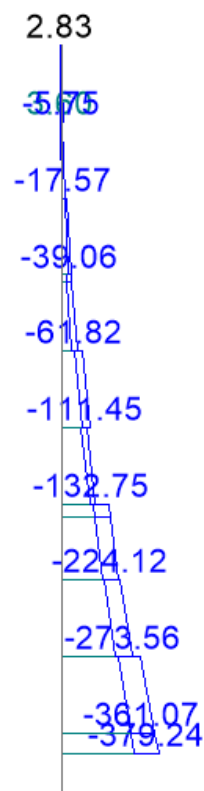
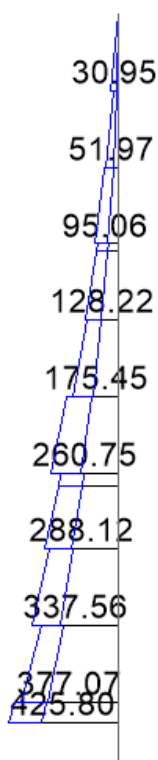


**Involuppo SLU N (kN)**

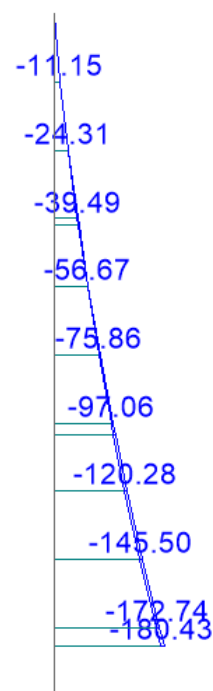
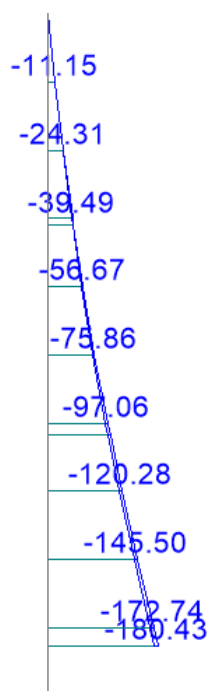




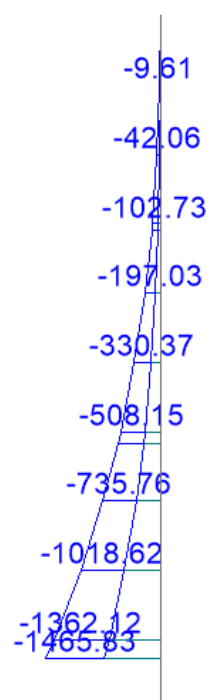
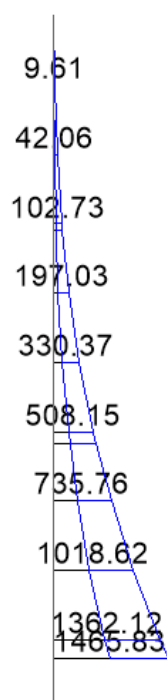
**Inviluppo Sisma M (kNm)**



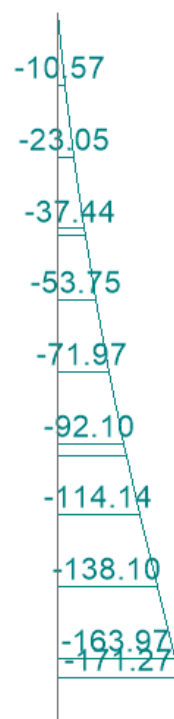
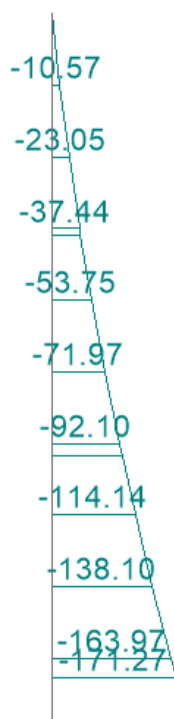
**Inviluppo Sisma T (kN)**



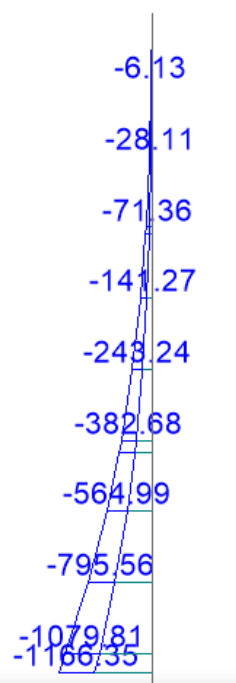
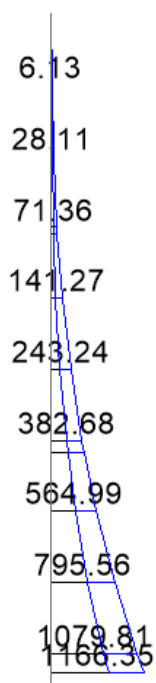
**Inviluppo Sisma N (kN)**



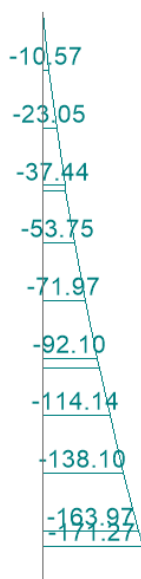
**Inviluppo SLErara M (kNm)**



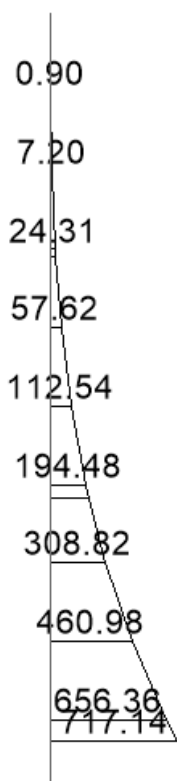
**Inviluppo SLErara N (kN)**



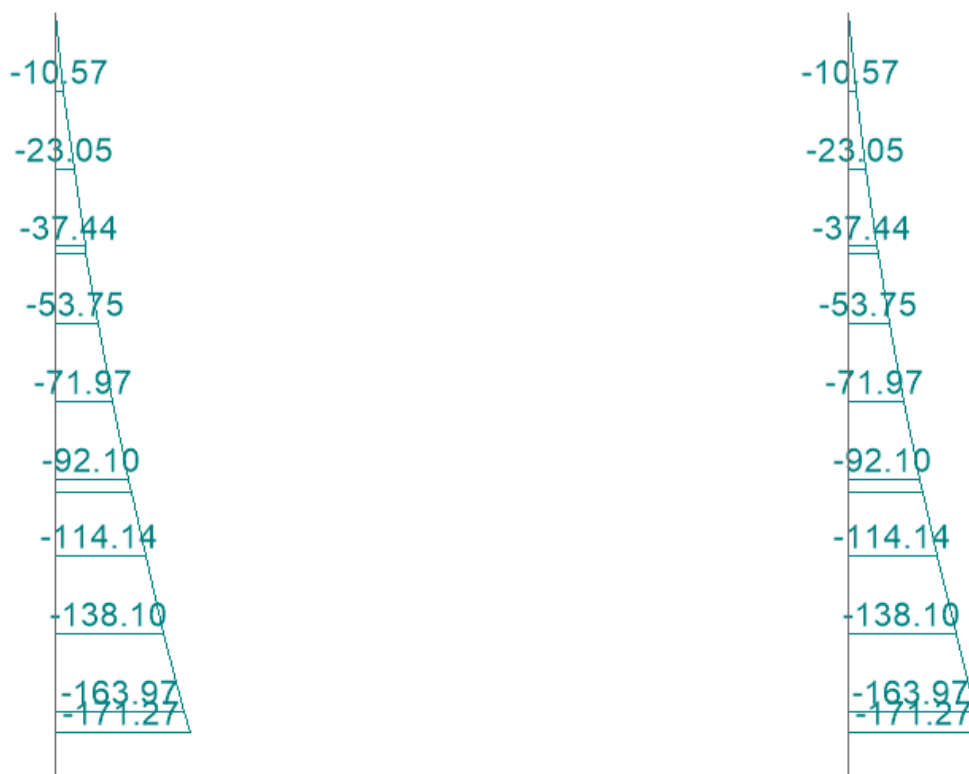
**Inviluppo SLEfreq M (kNm)**



**Inviluppo SLEfreq N (kN)**



**Comb.SLEqp M (kNm)**



**Comb. SLEqp N (kN)**

## 15.7. Verifica armatura piedritti

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Resistenze agli Stati Limite Ultimi

Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Poco aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	126.0
3	50.0	126.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	24
2	-41.7	117.7	20
3	41.7	117.7	20
4	41.7	8.3	24

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	8	24

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	23100	205400	0	0	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17100	146600	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17100	116600 (101273)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17100	71700 (103393)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	23100	205400	0	23116	212502	0	1.03	45.2(25.2)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.096	50.0	126.0	0.00092	41.7	117.7	-0.03309	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000310867	-0.035669237	0.096	0.700

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	77.7	-50.0	126.0	-2855	-32.4	8.3	2050	45.2

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	62.0	-50.0	126.0	-2237	-32.4	8.3	2050	45.2

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 \cdot S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00123	0	0.500	24.0	71	0.00067 (0.00067)	426	0.286 (0.40)	101273	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	38.6	-50.0	126.0	-1312	-32.4	8.3	2050	45.2



**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0	0.500	24.0	71	0.00039 (0.00039)	426	0.168 (0.30)	103393	0

**Verifica a taglio**

Si prevedono spille 12 spille al mq ovvero  $\phi 8/20 \times 40$

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	1260 mm

DATI ARMATURA	
<b>Armatura Longitudinale</b>	
Diametro armatura tesa=	24 mm
N° barre tese =	10
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	5
<b>Armatura Trasversale</b>	
Diametro armatura a Taglio (/ alla sezione)=	8 mm
Passo armatura a Taglio=	400 mm
N° bracci delle staffe=	5
Inclinazione staffe : $\alpha$ =	90 °
Inclinazione puntone : $\theta$ =	22 °

AZIONI	
$N_{Ed}$ =	0.00 kN
$V$ =	615.00 kN

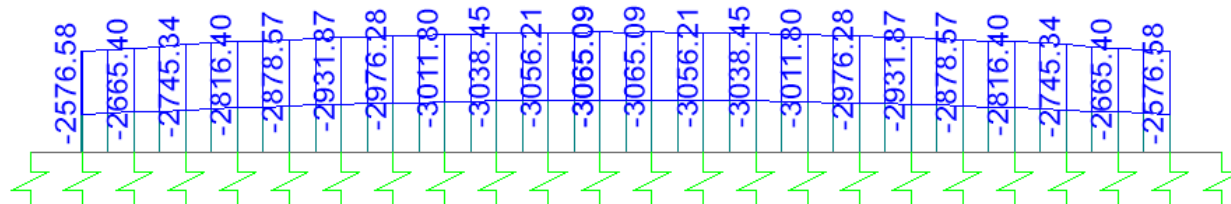
<b>Resistenza sezioni non armate a taglio</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>497.60 kN</b>
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		<b>OCCORRE ARMATURA A TAGLIO</b>
<b>Resistenza sezioni armate a taglio</b>		
<b>Resistenza per rottura armatura a taglio</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>673.31 kN</b>
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
<b>Resistenza per sezioni armate a taglio</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>3050.31 kN</b>
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		<b>673.31 kN</b>

## 15.8. Estrapolazione sollecitazioni fondazione

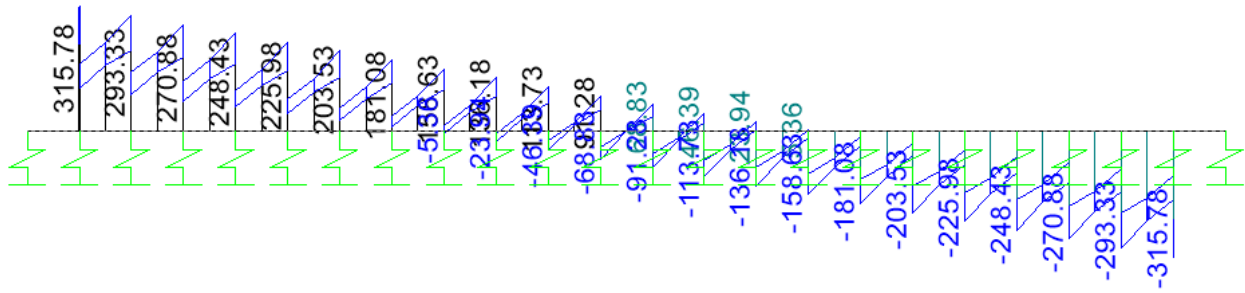
Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le sollecitazioni risultanti in corrispondenza dei piedritti.

		SLU STR					SLU SISMA				
Elemento strutturale	Sezione	ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)	ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo	1	SLU5	-694	-2614	316	2	SIS3	-343	-2467	226
soletta inferiore	campata	1	SLU5	-694	-3065	-	3	SIS3	-87	-1994	-

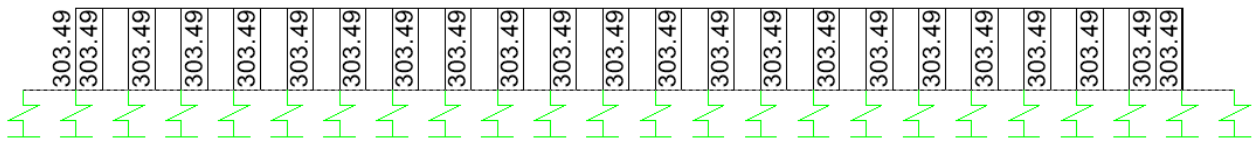
		SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
Elemento strutturale	Sezione	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo	1	SLE rare2	-499	-1872	3	SLE freq2	-421	-1524	3	SLE qp1	-303	-1002
soletta inferiore	campata	1	SLE rare2	499	-2206	3	SLE freq2	421	-1857	3	SLE qp1	303	-1335



**Involuppo SLU M (kNm)**







Comb. SLEqp N (kN)

## 15.9. Armatura fondazione

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: Muro-fond

##### Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	24
2	-41.7	121.7	24
3	41.7	121.7	24
4	41.7	8.3	24
5	-41.7	13.0	20
6	41.7	13.0	20

## DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	24
2	4	1	8	24
3	5	6	3	20

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	69400	306500	0	31600	0
2	8700	199400	0	0	0

## COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	49900	220600	0

## COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	42100	185700 (98320)	0 (0)

## COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	30300	133500 (98326)	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.1 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.5 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	69400	306500	0	69391	310553	0	1.01	60.9(19.2)
2	S	8700	199400	0	8712	276954	0	1.39	60.9(19.2)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere $< 0.45$
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.121	-50.0	130.0	0.00153	41.7	121.7	-0.02535	-41.7	8.3
2	0.00350	0.102	-50.0	130.0	0.00116	41.7	121.7	-0.03082	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000237029	-0.027313786	0.121	0.700
2	0.000000000	0.000281998	-0.033159801	0.102	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]



N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	31600	57403	121.7	100.0	0.0050	0.5
2	S	0	48880	121.7	100.0	0.0050	0.1

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	92.6	-50.0	130.0	-2975	-32.4	8.3	2400	60.9

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	77.9	-50.0	130.0	-2504	-32.4	8.3	2400	60.9

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00138	0	0.500	22.8	71	0.00090 (0.00075)	394	0.355 (0.40)	98320	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	56.0	-50.0	130.0	-1800	-32.4	8.3	2400	60.9

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00099	0	0.500	22.8	71	0.00067 (0.00054)	394	0.262 (0.30)	98326	0

### 15.10. Capacità portante

La fondazione dell'opera è posta a circa 7.0 metri da piano campagna, ed interesserà il terreno con le seguenti caratteristiche:

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni in corrispondenza dell'attacco tra piedritto e fondazione nelle diverse combinazioni di carico.

Si esegue la verifica nelle condizioni più gravose considerando agente le massime azioni agenti, somma delle componenti derivanti dal piedritto più il peso della fondazione. Il valore massimo delle sollecitazioni vale:

		PIEDRITTO SX			PIEDRITTO DX		
		N	T	M	N	T	M
		kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
SLU STR	Max	-171	615	2054	-171	-261	-717
	Min	-231	261	717	-231	-615	-2054
SISMA	Max	-174	602	1992	-174	-135	-352
	Min	-180	352	1055	-180	-259	-757

$$\text{Peso fondazione} = 11.3\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1.3\text{m} \cdot 25\text{kN/mc} = 368 \text{ kN}$$

		RISULTANTI		
		N	T	M
		kN	kN	kNm
SLU STR	Max	-821	354	1337
	Min	-941	-354	-1337
SISMA	Max	-716	467	1640
	Min	-729	93	297

La superficie sulla quale si considerano agenti tali azioni è pari alla lunghezza della fondazione di base, per 10m di profondità della stessa.

Ponendo quindi

$$B = 11.3 \text{ metri}$$

L= 10 m

Le verifiche risultano soddisfatte come mostrato nel seguito.

### **COMB. SLU STR**

DATI			
<b>Carichi alla base della fondazione</b>			
<b>Grandezza</b>	<b>Simbolo</b>	<b>Valore</b>	<b>U.M.</b>
Carico verticale	N	9410	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	13370	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	3540	kN
<b>Caratteristiche geometriche della fondazione</b>			
Larghezza della fondazione	B	11.30	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	8.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	1.91	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	7.48	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	α	0.00	gradi
	α	0.00	rad
<b>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</b>			
Peso naturale del terreno	γ <sub>n</sub>	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	γ <sub>w</sub>	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	γ <sub>sat</sub>	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	ω	0.00	gradi
	ω	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	φ'	35.00	gradi
	φ'	0.61	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	tanφ'	0.70	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	tanφ' /M1	0.70	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	φ' <sub>rid</sub>	0.61	rad
	φ' <sub>rid</sub>	35.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	3.69	
	$m =$	1.57	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>48.03</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.70	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.30	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>46.12</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.55	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.22	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.46	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>33.30</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	152.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.28	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.21	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.48	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>125.80</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>710.53</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>3716.80</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>4427.34</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>3162.38</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	25.14

**COMB. Sismica**

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	7160	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	$M_B$	16400	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	$M_L$	0	kNm
Carico orizzontale	H	4670	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	11.30	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	8.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	$e_B$	3.14	m
Eccentricità lungo la lunghezza	$e_L$	0.00	m
Larghezza equivalente	$B'$	5.02	m
Lunghezza equivalente	$L'$	10.00	m
Inclinazione fondazione	$\alpha$	0.00	gradi
	$\alpha$	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	$\gamma_n$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	$\gamma_w$	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	$\gamma_{sat}$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	0.00	kPa
Pendenza p.c	$\omega$	0.00	gradi
	$\omega$	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	$\phi'$	35.00	gradi
	$\phi'$	0.61	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	$\tan\phi'$	0.70	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	$\tan\phi' / M1$	0.70	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	$\phi'_{rid}$	0.61	rad
	$\phi'_{rid}$	35.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	3.69	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.67	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>48.03</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.80	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.06	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>46.12</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.37	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.27	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.15	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>33.30</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	152.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.19	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.26	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.17	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	4.49	
	$C =$	-4.04	
	$D =$	-0.052	
	$E =$	-0.18	
	$H =$	1.13	
	$I =$	-2.51	
	$h_{\gamma f} =$	0.894	
	$h_{cf} =$	0.995	
	$h_{qf} =$	0.933	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>142.54</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>98.05</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>1211.61</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>1309.66</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.20</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>1091.38</b>	kPa
$R_d > E_d$	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	7.66

### 15.11. Verifica cedimenti

La fondazione dell'opera è posta a circa 7.0 metri da piano campagna, ed interesserà il terreno con le seguenti caratteristiche:

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

Si considera la stima dai cedimenti elastici con il metodo proposto da Burland & Burbidge (1984) basato sui risultati delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. L'espressione per il calcolo del cedimento vale:

$$s = K * q * B^{0.7}$$

s = cedimento

q = sovraccarico indotto alla base della fondazione

B = larghezza della fondazione

K = fattore funzione della geometria della fondazione, del tempo e della reologia del terreno.

L (m)	=	20.00	Input Dati				Output
B (m)	=	11.00					
D (m)	=	6.00					
$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	=	2.00					
H (m)	=	10.00					
N <sub>spt</sub>	=	35.00					
q (Kg/cm <sup>2</sup> )	=	1.40					
Carichi statici?	=	q					

### 15.12. Riepilogo armature sezione ad "U" MS03

Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 24/10$ lato monte	$\phi 16/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 24/10$ sup. + $\phi 20/20$ $\phi 24/10$ inf.	$\phi 16/20$ sup. e inf.

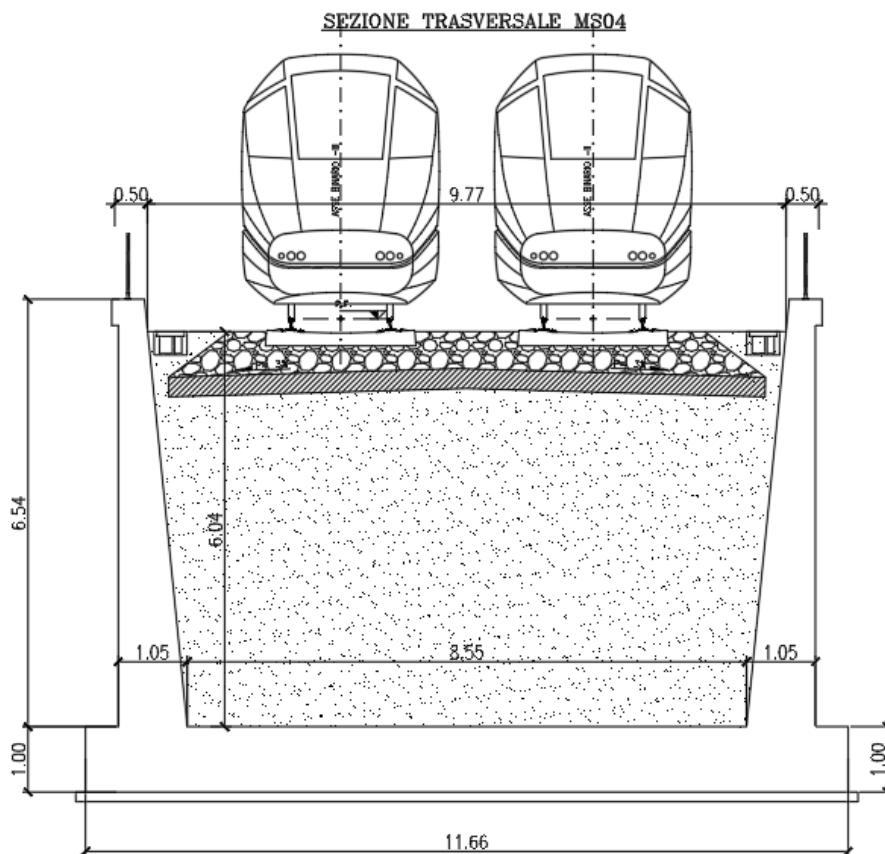
Nel paramento si dispongono spille  $12\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 24/100 \times 100$



## 16. SEZIONE AD "U" MS04

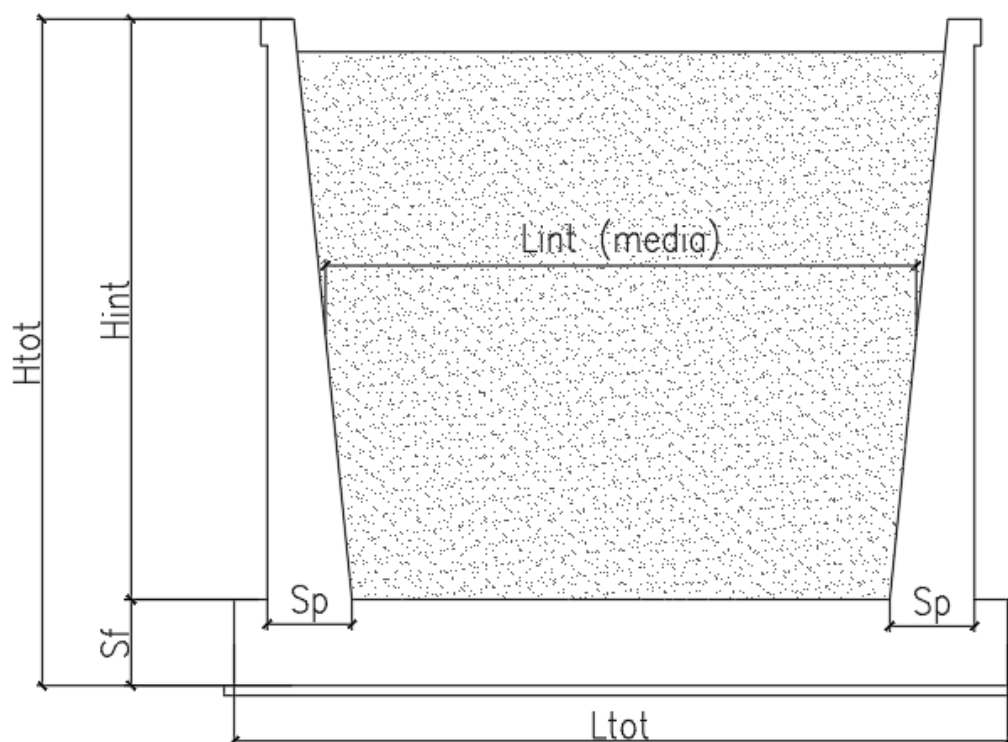
La dimensione interna va da 9.77m a 8.55m e l'altezza interna massima è di 6.54m, con piedritti di spessore massimo 1.05m allo spiccato, e soletta inferiore di spessore 1.00m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



**Sezione di verifica muro ad U**

## 16.1. Geometria

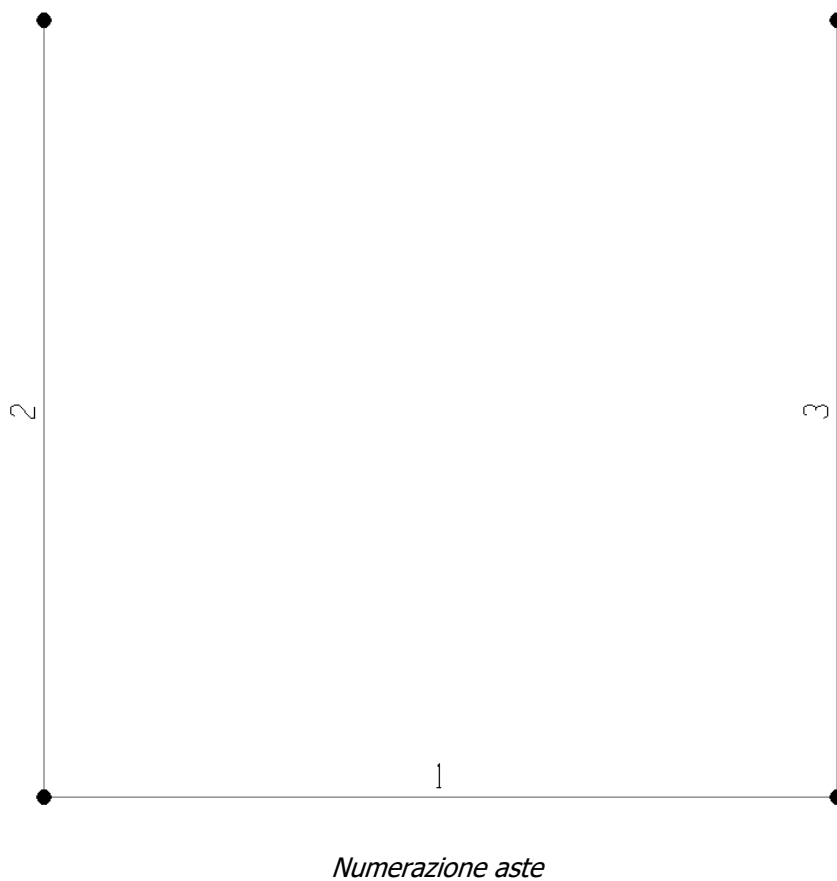


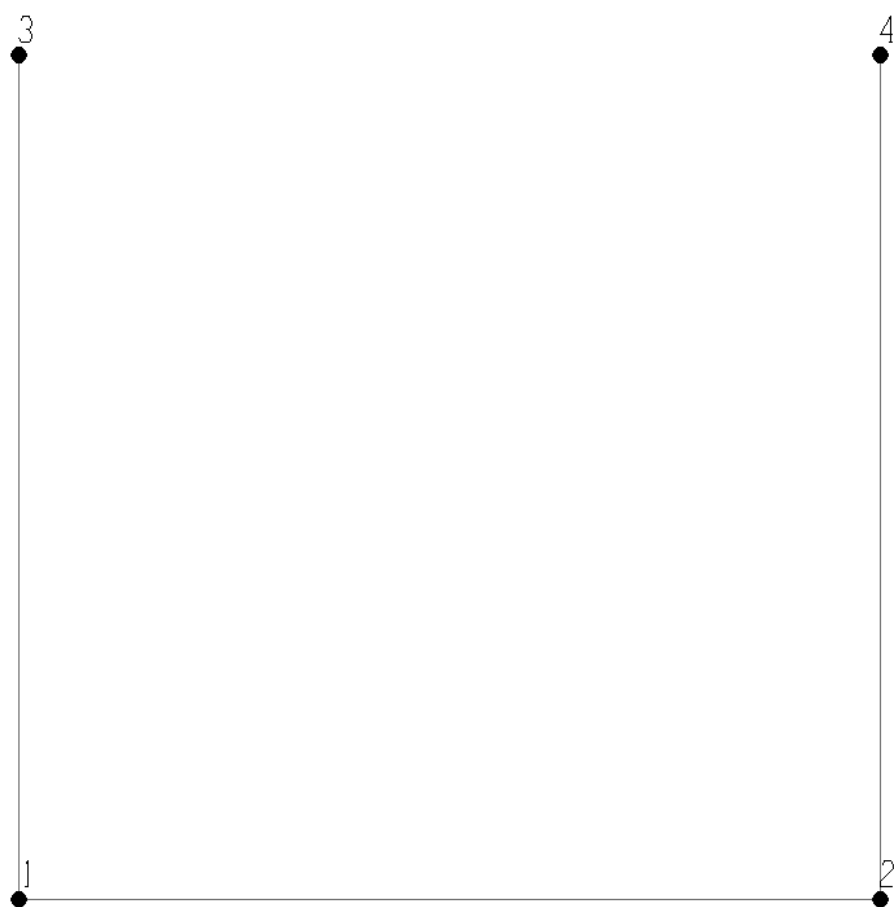
DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale opera	$L_{tot}$	10.44	m
larghezza utile media opera	$L_{int}$	8.34	m
larghezza interasse	$L_a$	9.39	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.00	m
spessore piedritti 1	$S_{p1}$	1.05	m
spessore piedritti 2	$S_{p2}$	0.45	m
spessore fondazione	$S_f$	1.00	m
altezza terreno spingente	$H_{int}$	6.05	m

## 16.2. Modello di calcolo

Il modello considerato per l'analisi è quello di una sezione ad U di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni di norma.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.





*Numerazione nodi*

### 16.3. Analisi dei carichi

#### 16.3.1. Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

Si considera un peso specifico degli elementi strutturali pari a 25kN/mc.

(Carichi "1" e "2" nel modello di calcolo)

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	25.00 kN/m
	- Peso ricoprimento max	121.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio sp.1	26.25 kN/m
	- Peso proprio sp.2	11.25 kN/m

#### 16.3.2. Spinta sulle pareti dovuta al terreno

Il terreno spingente ha le seguenti caratteristiche:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito terreno	$\phi$	38	°
peso di volume terreno saturo	$\gamma_r$	20	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ terreno su fondazione	$\gamma_{rf}$	20	kN/m <sup>3</sup>
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.38	-

(carico "3" nel modello di calcolo):

con le notazioni indicate al par.16.1 si ha:

### Cond. STR

$$p_{il} = K_o * \gamma * H_{int} = 46.5 \text{ kN/mq} \quad (\text{pressione estradosso fondazione})$$

#### 16.3.3. Spinta del sovraccarico

(Condizioni di carico "4")

Il sovraccarico dovuto al traffico ferroviario viene assunto pari a

$$q = (250/1.6) * 1.1/3.0 = 57.30 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

#### Spinta del sovraccarico q

$$q(\text{STR}) = q * k_0 = 22.0$$

#### 16.3.4. Azione sismica

L'accelerazione massima di progetto, valutata in conformità alla normativa vigente vale:

##### Azione sismica SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0.070 \text{ g} \\ S &= 1.50 \end{aligned}$$

Categoria del suolo C

$$a_{max} = S * a_g = 0.105 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.105$$

$$k_v = 0.5 * a_{max}/g = 0.053$$

Le spinte valgono:

(Condizioni di carico "5"- "6")

### Sisma orizzontale

$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot}$	14.8	kN/mq	(carico applicato sulla parete)
$F_{inp} = k_h * S_{p1} * \gamma_{cls} * 1m$	2.8	kN/mq	(inerzia piedritti)
$F_{inp} = k_h * S_{p2} * \gamma_{cls} * 1m$	1.2	kN/mq	(inerzia piedritti)

### Sisma verticale

$F_{inp} = k_v * S_{p1} * \gamma_{cls} * 1m$	1.4	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_{inp} = k_v * S_{p2} * \gamma_{cls} * 1m$	0.6	kN/m	(inerzia piedritti)

$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$  per gli elementi strutturali

$\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$  per il rinterro

Per ulteriori grandezze in gioco si rimanda alla tabella al par. 10.1.

## 16.4. Condizioni di carico

Le condizioni di carico elementari sono le seguenti. (N.B.: tutte le condizioni sono attive per l'opera in esame)

- 1 Peso proprio elementi strutturali e non strutturali ( $g_1$ )
- 2 Carichi permanenti portati ( $g_2$ )
- 3 Spinta delle terre calcolata con i coefficienti A1+M1 ( $g_{3str}$ )
- 4 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale calcolato con i coefficienti A1+M1 ( $q_{str}$ )
- 5 Sisma orizzontale ( $q_{sisx}$ )
- 6 Sisma verticale ( $q_{sisz}$ )

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ferroviari sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Assumendo il carico accidentale come ferroviario, di seguito si riportano le combinazioni inserite nel modello.

## 16.5. Combinazioni di carico

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppi di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

La Tab. 5.2.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI.



Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Le combinazioni inserite nel modello sono le seguenti:

	1	2	3	4
<b>SLU D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLU (fondamentale)-SLU1	1.35	1.35	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU2	1	1	1	0
SLU (fondamentale)-SLU3	1	1	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU4	1.35	1.35	1	0
SLU (fondamentale)-SLU5	1.35	1.35	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU6	1	1	1	1.45
SLU (fondamentale)-SLU7	1	1	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU8	1.35	1.35	1	1.45

	1	2	3	4	5	6
<b>SISMA D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$	$Q_{SIS(x)}$	$Q_{SIS(z)}$
SISMA1	1	1	1	0	1	0.3
SISMA2	1	1	1	0	0.3	1
SISMA3	1	1	1	0.2	1	0.3
SISMA4	1	1	1	0.2	0.3	1

	1	2	3	4
<b>SLE (rara) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (rara)-SLEr1	1	1	1	0
SLE (rara)-SLEr2	1	1	1	1

	1	2	3	4
<b>SLE (frequente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (frequente)-SLEf1	1	1	1	0
SLE (frequente)-SLEf2	1	1	1	0.6

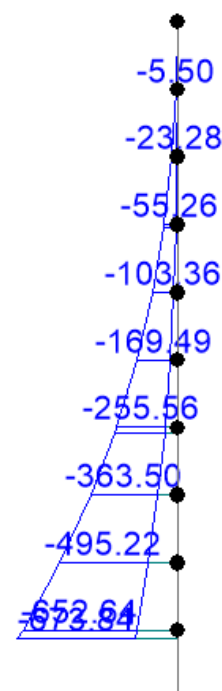
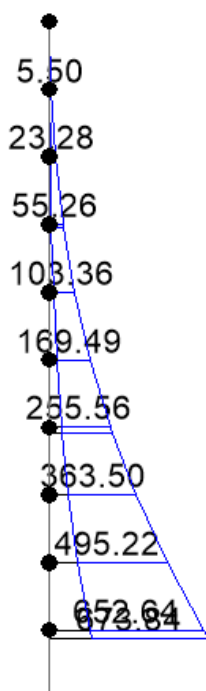
	1	2	3	4
<b>SLE (quasi permanente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (quasi permanente)-SLEq1	1	1	1	0

## 16.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti

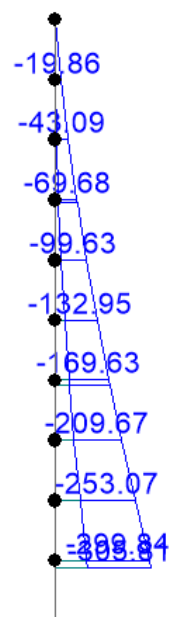
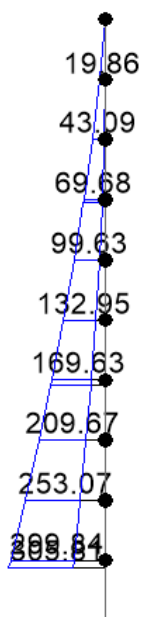
Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le sollecitazioni risultanti in corrispondenza dei piedritti.

Elemento strutturale	Sezione	SLU STR					SLU SISMA				
		ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)	ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo	1	SLU5	-350	-889	186	2	SIS3	-214	-564	133
soletta inferiore	campata	1	SLU5	-350	-1166	-	3	SIS3	-150	-692	-
piedritti sp.102cm	nodo spiccato	2	SLU5	124	674	615	8	SIS3	93	425	443

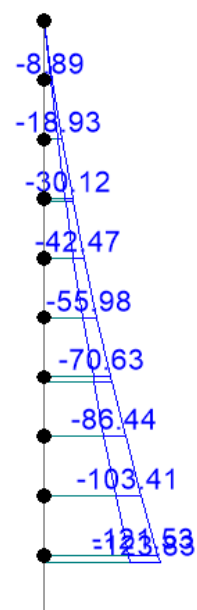
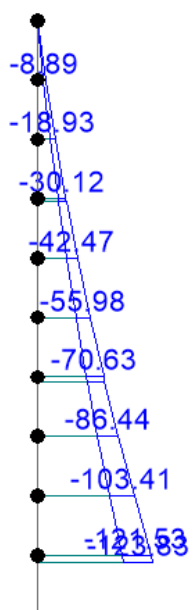
Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
		ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo	1	SLErare2	-250	-632	3	SLEfreq2	-200	-489	3	SLEqp1	-125	-275
soletta inferiore	campata	1	SLErare2	250	-837	3	SLEfreq2	200	-694	3	SLEqp1	125	-480
piedritti sp.102cm	nodo spiccato	2	SLErare2	92	477	10	SLEfreq2	92	358	10	SLEqp1	92	180



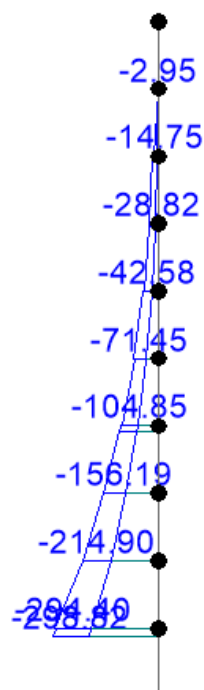
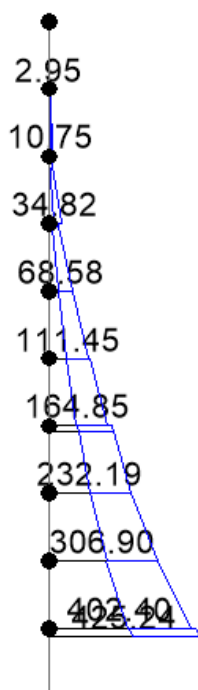
**Involuppo SLU M (kNm)**



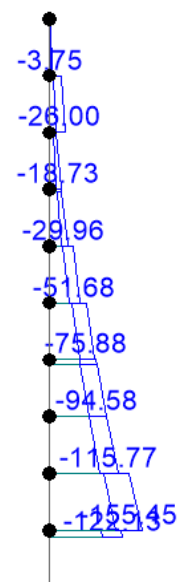
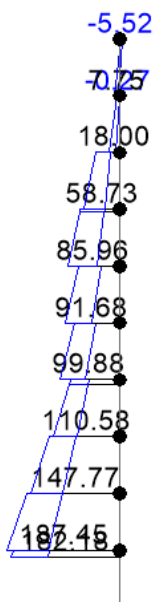
**Inviluppo SLU T (kN)**



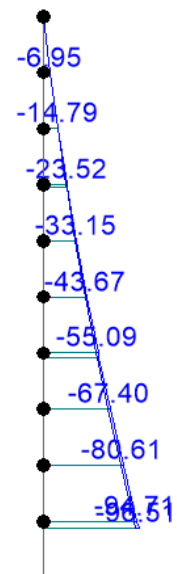
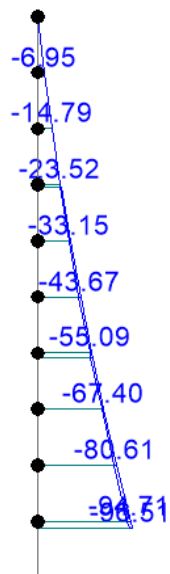
**Inviluppo SLU N (kN)**



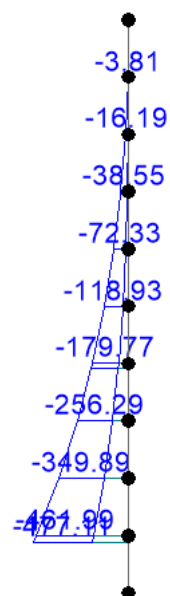
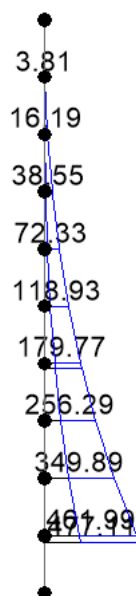
**Involuppo Sisma M (kNm)**



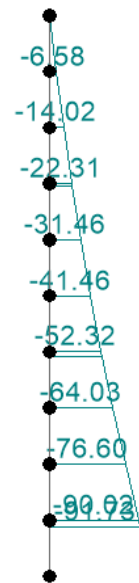
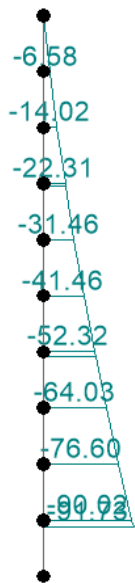
**Involuppo Sisma T (kN)**



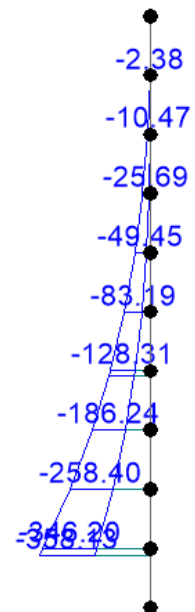
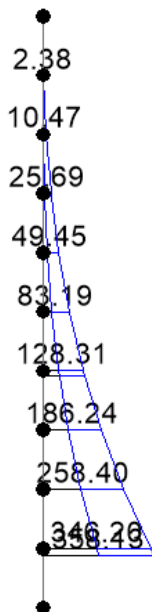
**Inviluppo Sisma N (kN)**



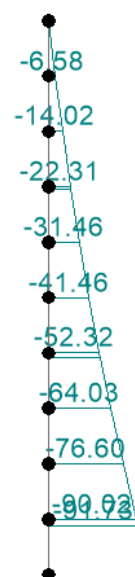
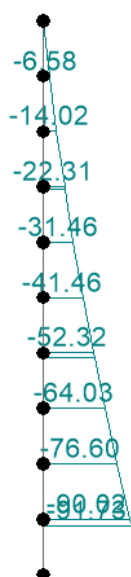
**Inviluppo SLErara M (kNm)**



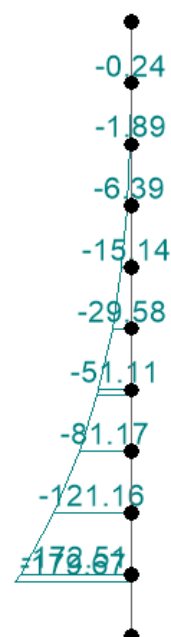
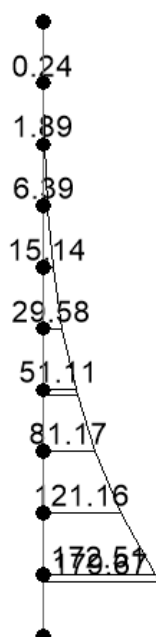
**Inviluppo SLErara N (kN)**



**Inviluppo SLEfreq M (kNm)**

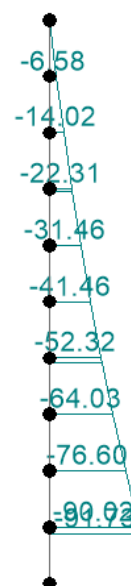
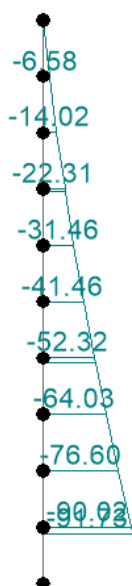


**Inviluppo SLEfreq N (kN)**



**Comb.SLEqp M (kNm)**





**Comb. SLEqp N (kN)**

**16.7. Verifica armatura piedritti**

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Muro-spicc**

**Descrizione Sezione:**

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>

Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	105.0
3	50.0	105.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	96.7	20
3	41.7	96.7	20
4	41.7	8.3	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	8	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	12400	67400	0	30600	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

1 9200 47700 0

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	9200	35800 (69469)	0 (0)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	9200	18000 (72998)	0 (0)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	12400	67400	0	12415	120341	0	1.78	31.4(18.8)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.089	50.0	105.0	0.00013	41.7	96.7	-0.03575	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000405941	-0.039123820	0.089	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio  $V_y$  di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	30600	39012	96.7	100.0	0.0032	0.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.0	-50.0	105.0	-269	-32.4	8.3	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.2	-50.0	105.0	-199	-32.4	8.3	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione  
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k3 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
wk Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]  
My fess. Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00138	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	69469	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.6	-50.0	105.0	-94	-32.4	8.3	---	---

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

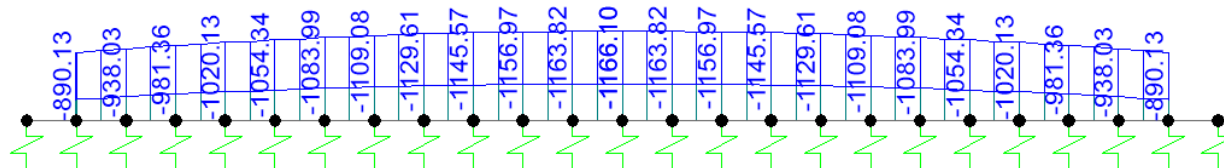
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00099	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	72998	0

**16.8. Estrapolazione sollecitazioni fondazione**

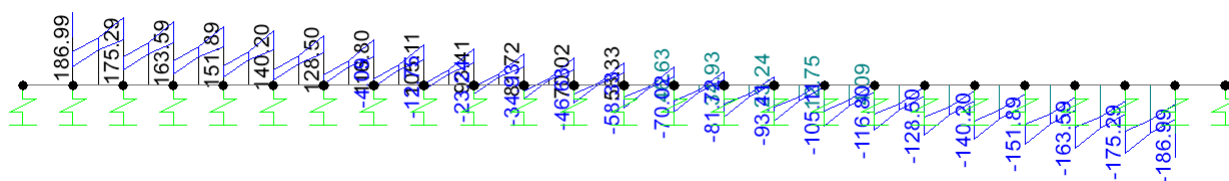
Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le sollecitazioni risultanti in corrispondenza dei piedritti.

Elemento strutturale	Sezione	SLU STR					SLU SISMA				
		ID Asta	C.C. M <sub>max</sub>	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	T <sub>max</sub> (kN)	ID Asta	C.C. M <sub>max</sub>	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	T <sub>max</sub> (kN)
soletta inferiore	nodo	1	SLU5	-350	-889	186	2	SIS3	-214	-564	133
soletta inferiore	campata	1	SLU5	-350	-1166	-	3	SIS3	-150	-692	-

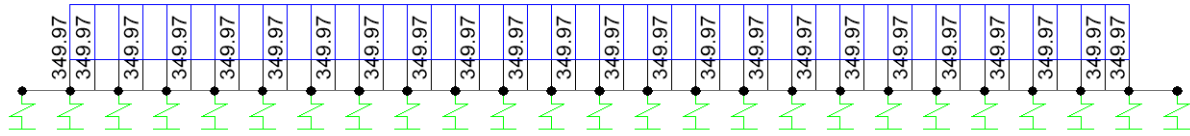
Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
		ID Asta	C.C.	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)
soletta inferiore	nodo	1	SLE rare2	-250	-632	3	SLE freq2	-200	-489	3	SLE qp1	-125	-275
soletta inferiore	campata	1	SLE rare2	250	-837	3	SLE freq2	200	-694	3	SLE qp1	125	-480



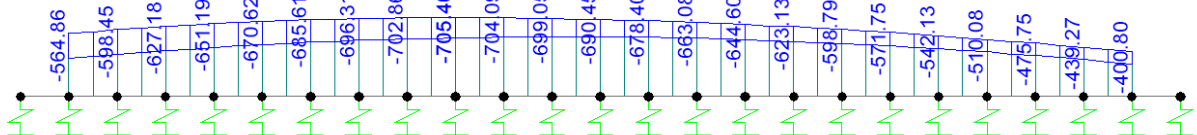
**Involuppo SLU M (kNm)**



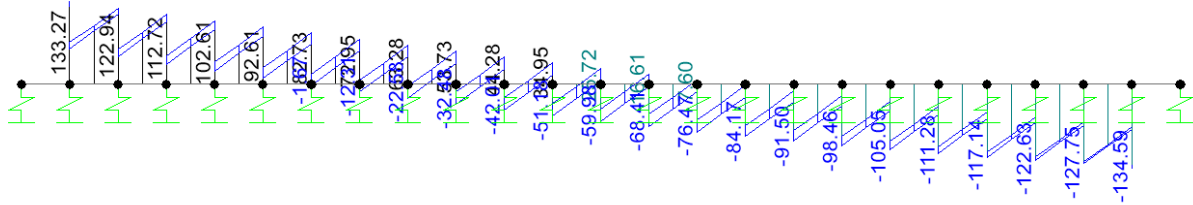
**Involuppo SLU T (kN)**



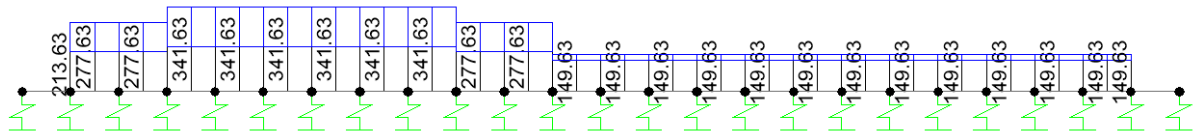
**Inviluppo SLU N (kN)**



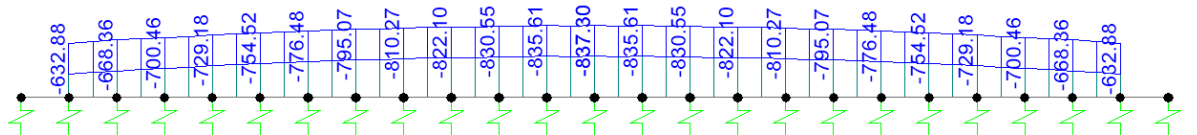
**Inviluppo Sisma M (kNm)**



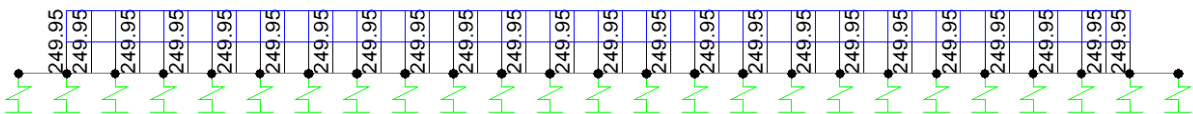
**Inviluppo Sisma T (kN)**



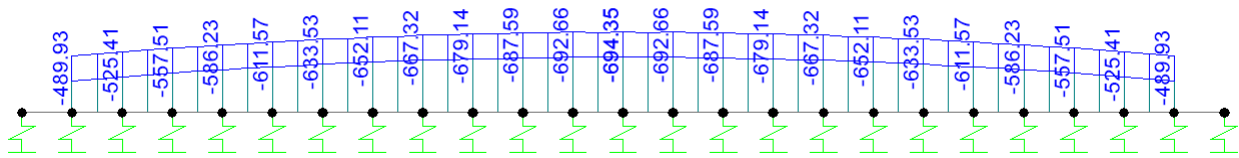
**Inviluppo Sisma N (kN)**



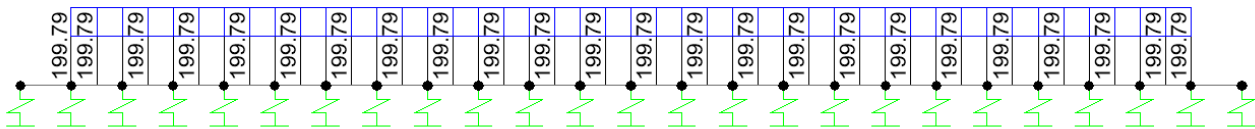
**Inviluppo SLerara M (kNm)**



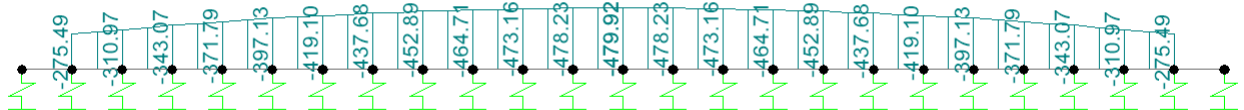
**Inviluppo SLerara N (kN)**



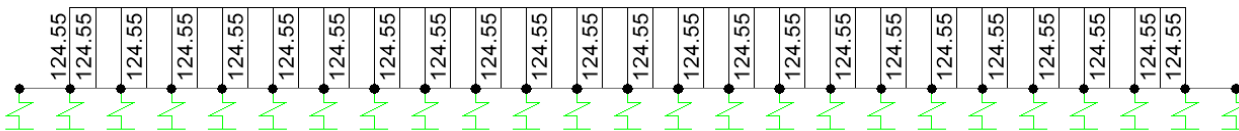
**Inviluppo SLEfreq M (kNm)**



**Inviluppo SLEfreq N (kN)**



**Comb.SLEqp M (kNm)**



**Comb. SLEqp N (kN)**

## 16.9. Armatura fondazione

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: Muro-fond

##### Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	91.7	20
3	41.7	91.7	20
4	41.7	8.3	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE



N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	20
2	4	1	8	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	35000	116600	0	18600	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	25000	83700	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	20000	69400 (53888)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	12500	48000 (53602)	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	35000	116600	0	35024	121872	0	1.05	31.4(14.8)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.111	50.0	100.0	0.00065	41.7	91.7	-0.02795	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000342997	-0.030799655	0.111	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	18600	37843	91.7	100.0	0.0034	0.4

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	71.3	-50.0	100.0	-2802	-32.4	8.3	2049	31.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	59.1	-50.0	100.0	-2334	-32.4	8.3	2049	31.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00131	0	0.500	20.0	73	0.00070 (0.00070)	470	0.329 (0.40)	53888	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	40.8	-50.0	100.0	-1634	-32.4	8.3	2049	31.4

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	0.500	20.0	73	0.00049 (0.00049)	470	0.230 (0.30)	53602	0

## 16.10. Capacità portante

La fondazione dell'opera è posta a circa 8.0 metri da piano campagna, ed interesserà il terreno con le seguenti caratteristiche:

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni in corrispondenza dell'attacco tra piedritto e fondazione nelle diverse combinazioni di carico.

Si esegue la verifica nelle condizioni più gravose considerando agente le massime azioni agenti, somma delle componenti derivanti dal piedritto più il peso della fondazione. Il valore massimo delle sollecitazioni vale:

		PIEDRITTO SX			PIEDRITTO DX		
		N	T	M	N	T	M
		kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
SLU	Max	-92	306	674	-92	-104	-180
	Min	-124	104	180	-124	-306	-674
SISMA	Max	-93	182	425	-93	-89	-198
	Min	-97	120	235	-97	-122	-299

$$\text{Peso fondazione} = 11.38\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1.0\text{m} \cdot 25\text{kN/mc} = 284.5 \text{ kN}$$

		RISULTANTI		
		N	T	M
		kN	kN	kNm
SLU	Max	-553	202	494
	Min	-618	-202	-494
SISMA	Max	-471	93	228
	Min	-478	-2	-63

La superficie sulla quale si considerano agenti tali azioni è pari alla lunghezza della fondazione di base, per 10m di profondità della stessa.

Ponendo quindi

$$B = 11.38 \text{ metri}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

Le verifiche risultano soddisfatte come mostrato nel seguito.

### **COMB. SLU STR**

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	6180	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	M <sub>B</sub>	4940	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	M <sub>L</sub>	0	kNm
Carico orizzontale	H	2020	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	11.38	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	8.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	e <sub>B</sub>	1.13	m
Eccentricità lungo la lunghezza	e <sub>L</sub>	0.00	m
Larghezza equivalente	B'	9.13	m
Lunghezza equivalente	L'	10.00	m
Inclinazione fondazione	$\alpha$	0.00	gradi
	$\alpha$	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	$\gamma_n$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	$\gamma_w$	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	$\gamma_{sat}$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	0.00	kPa
Pendenza p.c	$\omega$	0.00	gradi
	$\omega$	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	$\phi'$	35.00	gradi
	$\phi'$	0.61	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	$\tan\phi'$	0.70	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	$\tan\phi' / M1$	0.70	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	$\phi'_{rid}$	0.61	rad
	$\phi'_{rid}$	35.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	3.69	
	$m =$	1.52	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>48.03</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.63	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.37	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>46.12</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.67	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.23	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.53	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>33.30</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	152.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.34	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.22	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.55	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Tensione sul terreno (kPa)</b>	$E_d =$	<b>67.71</b>	kPa
<b>termine 1 (<math>\gamma</math>):</b>		<b>974.16</b>	kPa
<b>termine 2 (c):</b>		<b>0.00</b>	kPa
<b>termine 2 (q):</b>		<b>4529.48</b>	kPa
<b>Portanza limite caratteristica (kPa)</b>	$q_{lim} =$	<b>5503.64</b>	kPa
<b>Coefficiente <math>\gamma_R</math></b>		<b>1.40</b>	
<b>Portanza limite di progetto</b>	$R_d =$	<b>3931.17</b>	kPa
<b><math>R_d &gt; E_d</math></b>	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	58.06

**COMB. Sismica**

DATI			
<i>Carichi alla base della fondazione</i>			
<i>Grandezza</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
Carico verticale	N	4710	kN
Momento flettente nel senso della larghezza	$M_B$	2280	kNm
Momento flettente nel senso della lunghezza	$M_L$	0	kNm
Carico orizzontale	H	930	kN
<i>Caratteristiche geometriche della fondazione</i>			
Larghezza della fondazione	B	11.38	m
Lunghezza della fondazione	L	10.00	m
Profondità della fondazione da p.c.	D	8.00	m
Eccentricità lungo la larghezza	$e_B$	0.68	m
Eccentricità lungo la lunghezza	$e_L$	0.00	m
Larghezza equivalente	$B'$	10.02	m
Lunghezza equivalente	$L'$	10.00	m
Inclinazione fondazione	$\alpha$	0.00	gradi
	$\alpha$	0.00	rad
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione</i>			
Peso naturale del terreno	$\gamma_n$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dell'acqua	$\gamma_w$	10.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo del terreno	$\gamma_{sat}$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	0.00	kPa
Pendenza p.c	$\omega$	0.00	gradi
	$\omega$	0.00	rad
Angolo di attrito terreno di fondazione	$\phi'$	35.00	gradi
	$\phi'$	0.61	rad
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione	$\tan\phi'$	0.70	
Tangente dell'angolo di attrito terreno di fondazione/M1	$\tan\phi' / M1$	0.70	
Angolo di attrito ridotto del terreno di fondazione	$\phi'_{rid}$	0.61	rad
	$\phi'_{rid}$	35.00	gradi

Formula trinomia			
	$k_p =$	3.69	
	$k_h =$	0.03	
	$m =$	1.50	
Fattore capacità portante	$N_\gamma =$	<b>48.03</b>	
Fattori correttivi di forma	$s_\gamma =$	0.60	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_\gamma =$	0.58	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_\gamma =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_c =$	<b>46.12</b>	
Fattore correttivo di forma	$s_c =$	1.74	
Fattore correttivo di forma	$d_c =$	1.21	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_c =$	0.71	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_c =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_c =$	1.00	
Fattore capacità portante	$N_q =$	<b>33.30</b>	
Contributo sovraccarico	$q' =$	152.00	
Fattori correttivi di forma	$s_q =$	1.37	
Fattore correttivo di forma	$d_q =$	1.20	
Fattore correttivo di inclinazione del carico	$i_q =$	0.72	
Fattore correttivo di inclinazione della fondazione	$b_q =$	1.00	
Fattore correttivo di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1.00	
<b>Coefficienti correttivi di Maugeri</b>			
	$B =$	4.49	
	$C =$	-4.04	
	$D =$	-0.052	
	$E =$	-0.18	
	$H =$	1.13	
	$I =$	-2.51	
	$h_{yf} =$	0.894	
	$h_{cf} =$	0.995	
	$h_{qf} =$	0.933	
Tensione sul terreno (kPa)	$E_d =$	<b>47.02</b>	kPa
termine 1 ( $\gamma$ ):		<b>1413.40</b>	kPa
termine 2 (c):		<b>0.00</b>	kPa
termine 2 (q):		<b>5596.32</b>	kPa
Portanza limite caratteristica (kPa)	$q_{lim} =$	<b>7009.72</b>	kPa
Coefficiente $\gamma_R$		<b>1.20</b>	
Portanza limite di progetto	$R_d =$	<b>5841.43</b>	kPa
$R_d > E_d$	<b>OK</b>	$R_d/E_d$	124.23



### 16.11. Verifica cedimenti

La fondazione dell'opera è posta a circa 7.0 metri da piano campagna, ed interesserà il terreno con le seguenti caratteristiche:

$$c' = 0 \text{ KPa}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

Si considera la stima dai cedimenti elastici con il metodo proposto da Burland & Burbidge (1984) basato sui risultati delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. L'espressione per il calcolo del cedimento vale:

$$s = K * q * B^{0.7}$$

s = cedimento

q = sovraccarico indotto alla base della fondazione

B = larghezza della fondazione

K = fattore funzione della geometria della fondazione, del tempo e della reologia del terreno.

L (m)	=	20.00	Input Dati				Output
B (m)	=	11.00					
D (m)	=	4.00					
$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	=	2.00					
H (m)	=	10.00					
N <sub>spt</sub>	=	35.00					
q (Kg/cm <sup>2</sup> )	=	0.70					
Carichi statici?	=	q					
Si <sub>50%</sub>		=	1.24	mm			
Si <sub>67%</sub>		=	2.28	mm			
Si <sub>98%</sub>		=	4.17	mm			

**16.12. Riepilogo armature sezione ad "U" MS04**

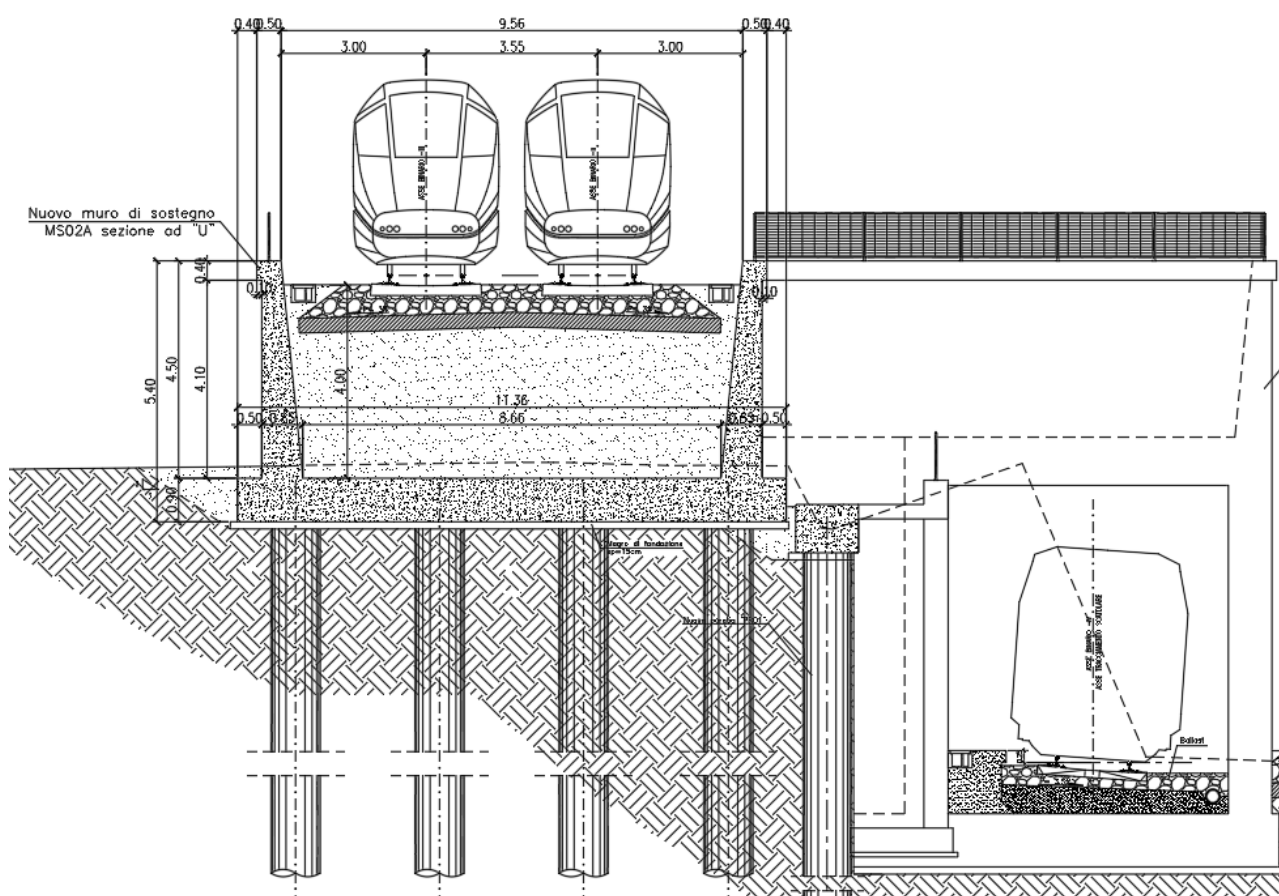
<b>Elemento strutturale</b>	<b>Armatura Principale</b>	<b>Armatura secondaria</b>
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 20/10$ lato monte	$\phi 16/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 20/10$ sup. $\phi 20/10$ inf.	$\phi 16/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $12\phi 8/\text{mq}$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$

## 17. SEZIONE AD "U" MS02A

La dimensione interna va da 9.56m a 8.66m e l'altezza interna massima è di 4.50m, con piedritti di spessore 0.85m allo spiccato, e soletta inferiore di spessore 0.90m.

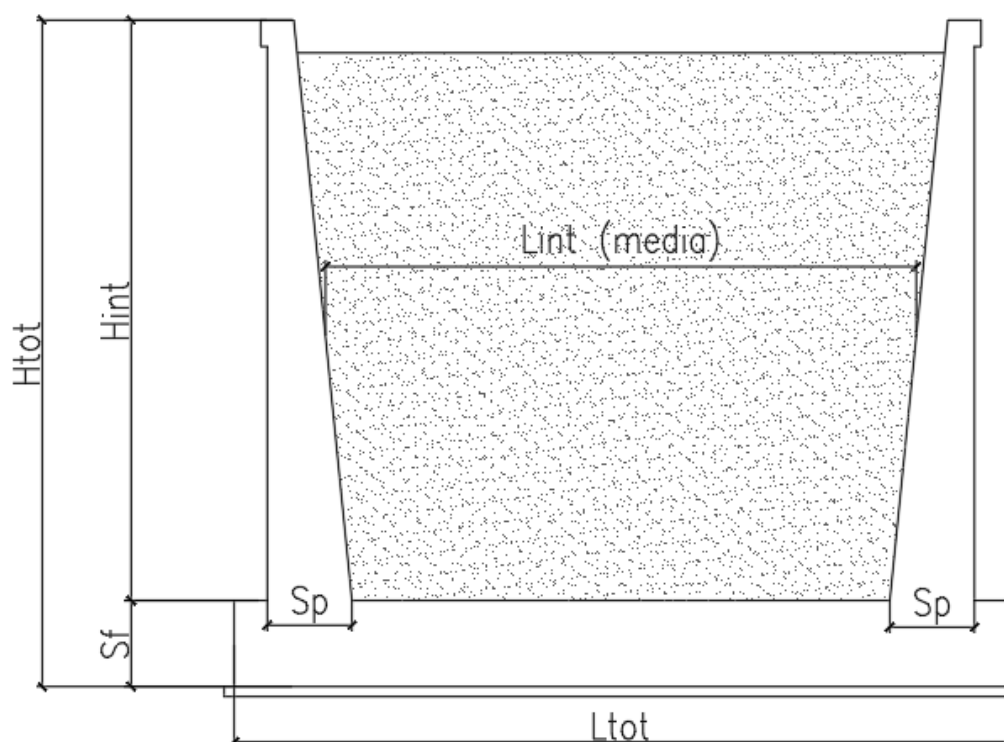
Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



**Sezione di verifica muro ad U**

Per tale sezione si è scelto di ricorrere a una fondazione su pali perché la zattera, a differenza delle altre sezioni ad U più profonde, poggia sul primo strato di terreno di riporto, non adatto a sostenere il peso dell'opera senza significativi cedimenti.

## 17.1. Geometria

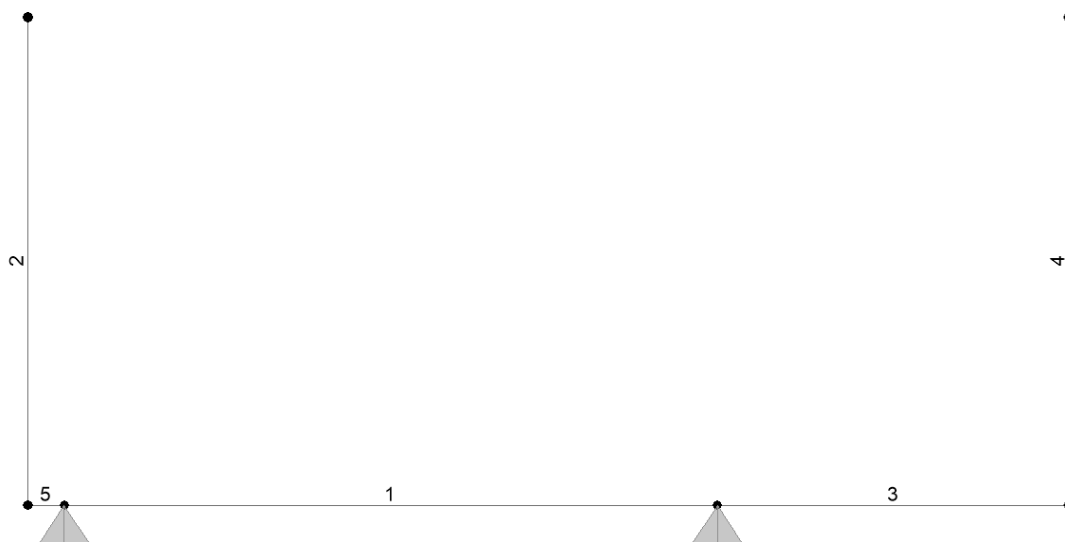


DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale opera	$L_{tot}$	10.80	m
larghezza utile media opera	$L_{int}$	9.10	m
larghezza interasse	$L_a$	9.95	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.00	m
spessore piedritti 1	$S_{p1}$	0.85	m
spessore piedritti 2	$S_{p2}$	0.45	m
spessore fondazione	$S_f$	0.90	m
altezza terreno spingente	$H_{int}$	4.00	m

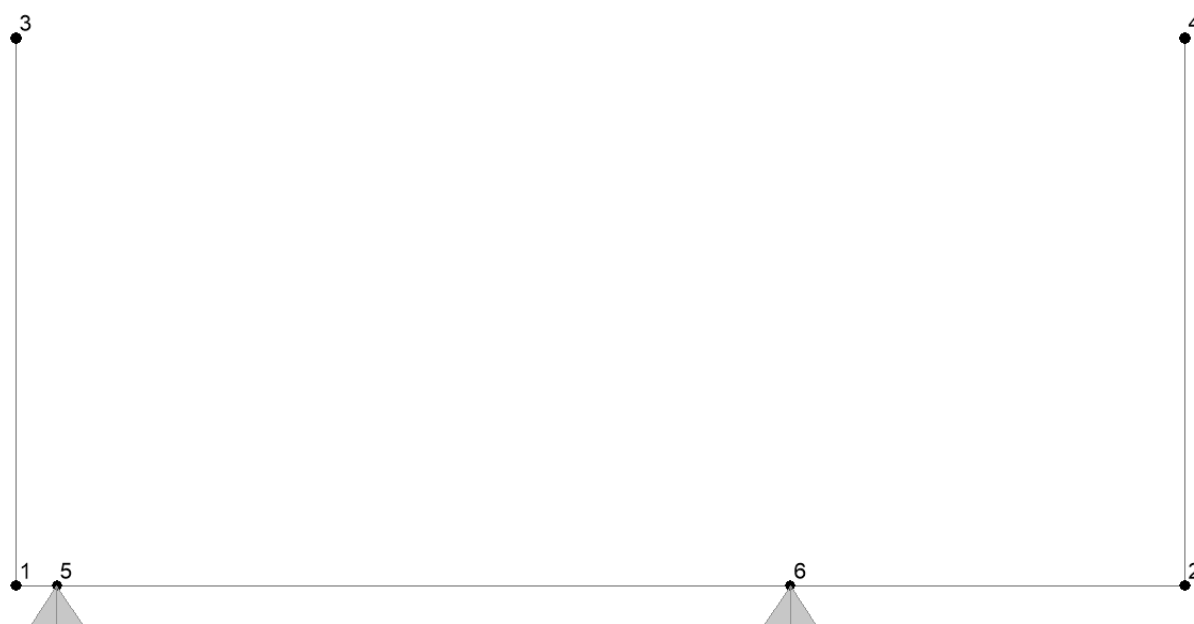
## 17.2. Modello di calcolo

Il modello considerato per l'analisi è quello di una sezione ad U di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni di norma. Si considera una sezione in corrispondenza dell'allineamento di due file di pali.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



*Numerazione aste*



*Numerazione nodi*

### 17.3. Analisi dei carichi

#### 17.3.1. Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

Si considera un peso specifico degli elementi strutturali pari a 25kN/mc.

(Carichi "1" e "2" nel modello di calcolo)

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	22.50 kN/m
	- Peso ricoprimento max	80.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio sp.1	21.25 kN/m
	- Peso proprio sp.2	11.25 kN/m

#### 17.3.2. Spinta sulle pareti dovuta al terreno

Il terreno spingente ha le seguenti caratteristiche:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito terreno	$\phi$	38	°
peso di volume terreno saturo	$\gamma_r$	20	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ terreno su fondazione	$\gamma_{rf}$	20	kN/m <sup>3</sup>
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.38	-

(carico "3" nel modello di calcolo):

con le notazioni indicate al par.16.1 si ha:

**Cond. STR**

$$p_{il} = K_0 * \gamma * H_{int} = 30.7 \text{ kN/mq} \quad (\text{pressione estradosso fondazione})$$

### 17.3.3. Spinta del sovraccarico

(Condizioni di carico “4”)

Il sovraccarico dovuto al traffico ferroviario viene assunto pari a

$$q = (250/1.6) \cdot 1.1/3.0 = 57.30 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

#### Spinta del sovraccarico $q$

$$q(\text{STR}) = q \cdot k_0 = 22.0$$

### 17.3.4. Azione sismica

L'accelerazione massima di progetto, valutata in conformità alla normativa vigente vale:

#### Azione sismica SLV

$$\begin{aligned} a_g &= 0.070 \text{ g} \\ S &= 1.50 \end{aligned}$$

Categoria del suolo C

$$a_{\max} = S \cdot a_g = 0.105 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.105$$

$$k_v = 0.5 \cdot a_{\max}/g = 0.053$$

Le spinte valgono:

(Condizioni di carico “5”-“6”)

#### Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\max} \cdot \gamma_r \cdot H_{\text{tot}} = 10.3 \text{ kN/mq} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{inp}} = k_h \cdot S_{p1} \cdot \gamma_{\text{cls}} \cdot 1\text{m} = 2.2 \text{ kN/mq} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_{\text{inp}} = k_h \cdot S_{p2} \cdot \gamma_{\text{cls}} \cdot 1\text{m} = 1.2 \text{ kN/mq} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

**Sisma verticale**

$$F_{inp} = k_v * S_{p1} * \gamma_{cls} * 1m \quad 1.1 \quad \text{kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_{inp} = k_v * S_{p2} * \gamma_{cls} * 1m \quad 0.6 \quad \text{kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$  per gli elementi strutturali

$\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$  per il rinterro

Per ulteriori grandezze in gioco si rimanda alla tabella al par. 10.1.

**17.4. Condizioni di carico**

Le condizioni di carico elementari sono le seguenti. (N.B.: tutte le condizioni sono attive per l'opera in esame)

- 1 Peso proprio elementi strutturali e non strutturali ( $g_1$ )
- 2 Carichi permanenti portati ( $g_2$ )
- 3 Spinta delle terre calcolata con i coefficienti A1+M1 ( $g_{3str}$ )
- 4 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale calcolato con i coefficienti A1+M1 ( $q_{str}$ )
- 5 Sisma orizzontale ( $q_{sisx}$ )
- 6 Sisma verticale ( $q_{sisz}$ )

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ferroviari ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Assumendo il carico accidentale come ferroviario, di seguito si riportano le combinazioni inserite nel modello.

**17.5. Combinazioni di carico**

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.



Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppi di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

La Tab. 5.2.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Le combinazioni inserite nel modello sono le seguenti:

	1	2	3	4
<b>SLU D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLU (fondamentale)-SLU1	1.35	1.35	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU2	1	1	1	0
SLU (fondamentale)-SLU3	1	1	1.35	0
SLU (fondamentale)-SLU4	1.35	1.35	1	0
SLU (fondamentale)-SLU5	1.35	1.35	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU6	1	1	1	1.45
SLU (fondamentale)-SLU7	1	1	1.35	1.45
SLU (fondamentale)-SLU8	1.35	1.35	1	1.45

	1	2	3	4	5	6
<b>SISMA D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$	$Q_{SIS(x)}$	$Q_{SIS(z)}$
SISMA1	1	1	1	0	1	0.3
SISMA2	1	1	1	0	0.3	1
SISMA3	1	1	1	0.2	1	0.3
SISMA4	1	1	1	0.2	0.3	1

	1	2	3	4
<b>SLE (rara) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (rara)-SLEr1	1	1	1	0
SLE (rara)-SLEr2	1	1	1	1

	1	2	3	4
<b>SLE (frequente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (frequente)-SLEf1	1	1	1	0
SLE (frequente)-SLEf2	1	1	1	0.6

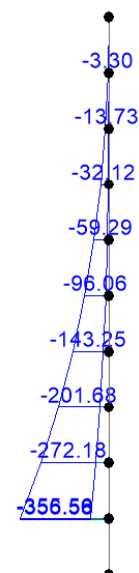
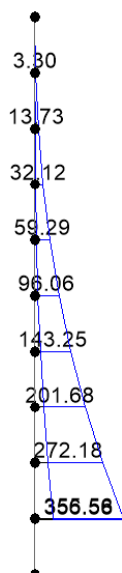
	1	2	3	4
<b>SLE (quasi permanente) D.M. 17.01.2018</b>	$G_1$	$G_2$	$G_{3(str)}$	$Q_{acc}$
SLE (quasi permanente)-SLEq1	1	1	1	0

## 17.6. Estrapolazione sollecitazioni piedritti

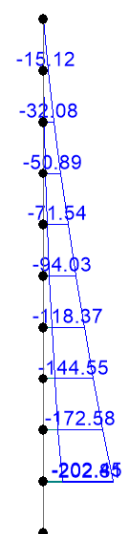
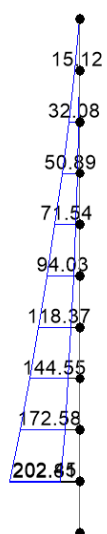
Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le sollecitazioni risultanti in corrispondenza dei piedritti.

Elemento strutturale	Sezione	SLU STR					SLU SISMA				
		ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)	ID Asta	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
piedritti sp.85cm	nodo spiccato	2	SLU5	85	357	203	2	SIS3	64	204	121

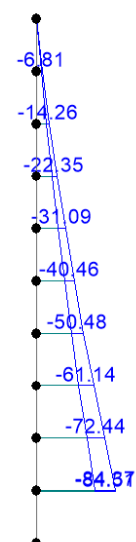
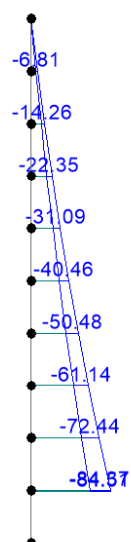
Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
		ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	C.C.	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
piedritti sp.85cm	nodo spiccato	2	SLE rare2	63	251	2	SLE freq2	63	180	2	SLE qp1	63	74



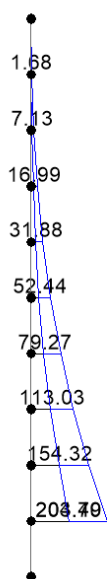
**Involuppo SLU M (kNm)**



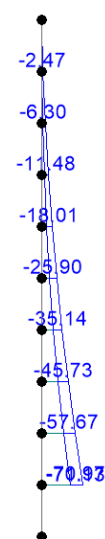
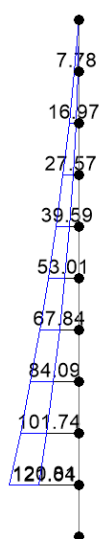
**Inviluppo SLU T (kN)**



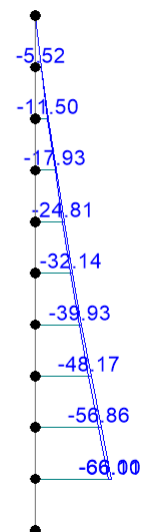
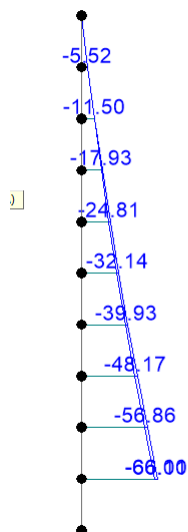
**Inviluppo SLU N (kN)**



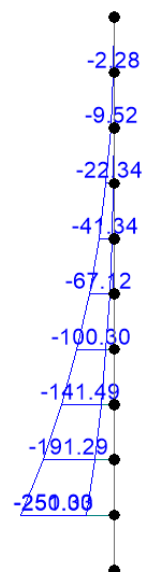
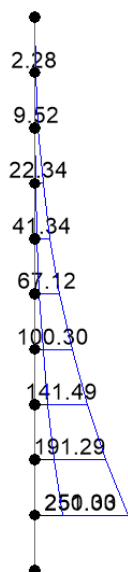
**Inviluppo Sisma M (kNm)**



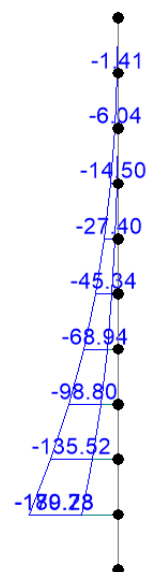
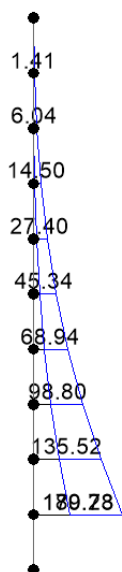
**Inviluppo Sisma T (kN)**



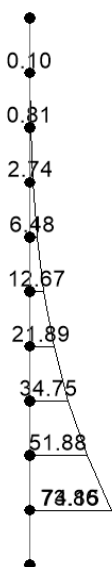
**Inviluppo Sisma N (kN)**



**Inviluppo SLErara M (kNm)**



**Inviluppo SLEfreq M (kNm)**



**Comb.SLEqp M (kNm)**



## 17.7. Verifica armatura piedritti

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

#### NOME SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	85.0
3	50.0	85.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	20
2	-41.7	76.7	20
3	41.7	76.7	20
4	41.7	8.3	20

## DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	20
2	4	1	3	20

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8500	35700	0	20300	0

## COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6300	25100	0

## COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6300	18000 (43619)	0 (0)

## COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6300	7400 (47342)	0 (0)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.9	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	8500	35700	0	8483	50496	0	1.41	31.4(15.2)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere $< 0.45$
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.085	50.0	85.0	-0.00094	41.7	76.7	-0.03756	-41.7	8.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000535365	-0.042006033	0.085	0.700

### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	20300	34338	76.7	100.0	0.0041	0.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	19.5	-50.0	85.0	-217	-41.7	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.2	-50.0	85.0	-152	-41.7	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c,eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00131	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	43619	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.3	-50.0	85.0	-56	-41.7	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	47342	0

### 17.8. Estrapolazione sollecitazioni per verifiche dei pali

Dal modello si ricavano le sollecitazioni nel baricentro della fondazione per la ripartizione sui pali. Per 1 m di fondazione si ha:

TABLE: Joint Reactions		
Joint	OutputCase	F3
Text	Text	KN
7	ENVSLU	2286
7	ENVSIS	1225
7	ENVSLER	1653
7	ENVSLEfreq	1435
7	SLEqp1	1108

Considerando una striscia di fondazione di 7.20m che comprende 8 pali, sul singolo palo si considerano le azioni seguenti:

	F3
	KN/palo
ENVSLU	2057
ENVSIS	1102
ENVSLER	1487
ENVSLEfreq	1291
SLEqp1	998

L'azione di taglio che maggiormente sollecita i pali si ha in fase sismica. Con riferimento al paragrafo 17.3 le risultanti delle azioni orizzontali valgono:

$$P_{11} = 30.7 \cdot 4/2 = 61 \text{ kN/ml (risultante spinta del terreno)}$$

$$Q = 22 \cdot 4 = 88 \text{ kN/ml (risultante spinta del carico accidentale)}$$

$$F_{\text{sis}} + F_{\text{inp}} = 60 \text{ kN/ml}$$

Per la combinazione sismica si ha:

$$H_{\text{sis tot.}} = P_{11} + 0.2Q + F_{\text{sis}} + F_{\text{inp}} = 61 + 0.2 \cdot 88 + 60 = 140 \text{ kN/ml}$$

Considerando una striscia di fondazione di 7.20m che comprende 8 pali, sul singolo palo l'azione di taglio vale:

$$T_{\text{sis}} = 140 \cdot 7.2/8 = 126 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLE si considera un'azione risultante data da:

$$R_{\text{orizz SLE}} = 88 \text{ kN/ml} \cdot 7.2\text{m} / 8 = 80 \text{ kN/ml}$$

### 17.8.1. Criteri di verifica pali

Per quanto attiene alla verifica dei pali di fondazione, secondo le indicazioni contenute nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni” 2018, le verifiche di sicurezza relative allo Stato Limite Ultimo e in condizioni sismiche, con riferimento alla combinazione di Salvaguardia della Vita (SLV) impongono che:

$$Ed \leq Rd$$

essendo  $Ed$  il valore di progetto dell’azione o degli effetti delle azioni ed  $Rd$  il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando al N.T.C. per i dettagli, le verifiche saranno svolte con la seguente combinazione:

Approccio 2 “A1+M1+R3”;

Nel seguente prospetto sono indicati i coefficienti parziali da applicare ai principali parametri fisico-meccanici del terreno:

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

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

I coefficienti parziali da applicare alle Resistenze per carichi assiali, risultano i seguenti:

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

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

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il coefficiente parziali da applicare alle Resistenze per carichi trasversali invece, risulta il seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza di progetto del palo soggetto a carichi assiali si ottiene mediante le seguenti relazioni:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a compressione}$$

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a trazione}$$

con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ : resistenza caratt. palo soggetto a carichi assiali di compressione;
- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ : resistenza caratt. del palo soggetto a carichi assiali di trazione;
- $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ): resistenza di calcolo del palo soggetto a carichi assiali di compressione (di trazione);

- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

**Tabella 6.4.IV** – *Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

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

- $\gamma_R$ : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi assiali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.II seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

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

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

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



## 17.8.2. Calcolo della capacità portante limite

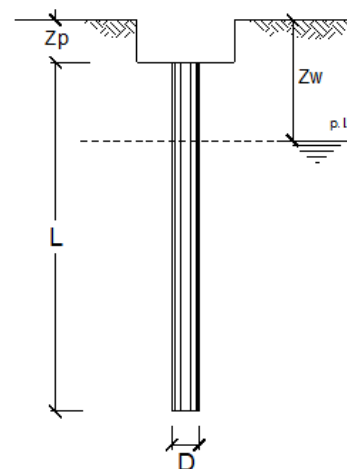
### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: Muro U

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m<sup>2</sup>)  
Quota testa Palo dal p.c. (Z<sub>p</sub>): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (Z<sub>w</sub>): 20.00 (m)  
Carico Assiale Permanente (G): 2057 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
Numero di strati 2  $\frac{1}{2}$  Lpalo = 12.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti $\gamma_G$	temporanee variabili $\gamma_Q$	$\xi$	$\gamma_b$	$\gamma_s$
Stato limite ultimo (EC7)	○	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊙	1.00	1.00	1.70	1.35	1.15



#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c <sub>a</sub> (kPa)
1	2.50	riporto	19.00	0.0	25.0	0.0
2	9.50	ghiaia sabbiosa	19.00	0.0	35.0	0.0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.58	0.47		0.7
0.43	0.70		0.7
0.00	0.00		0.0

Risultati				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
60.27				
1473.04	17.75	0.00	4047.4	4577.5
0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

#### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base  $R_{bm} = 4577.5$  (kN)  
laterale  $R_{sm} = 1533.3$  (kN)  
totale  $R_{cm} = 6110.8$  (kN)

#### CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$   
 $Q_d = 2778.9$  (kN)

#### CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$   
 $N_d = 2057.0$  (kN)  
 $F_s = Q_d / N_d$   
 $F_s = 1.35$

### 17.8.3. Calcolo del carico limite orizzontale

#### Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia influente e che il valore della pressione  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- $\gamma$  = peso di volume del terreno
- $d$  = diametro del palo
- $z$  = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo" insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{\max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione  $M_{\max} < M_y$  ( $M_y$ : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità  $f$ , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

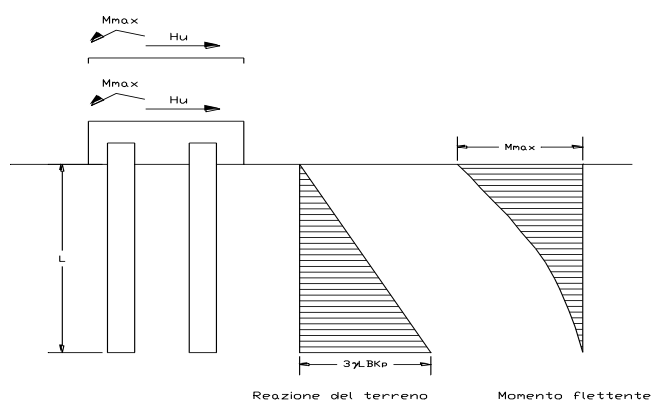
- $H_u (e + 2/3 f) = 2 M_y$

dove:

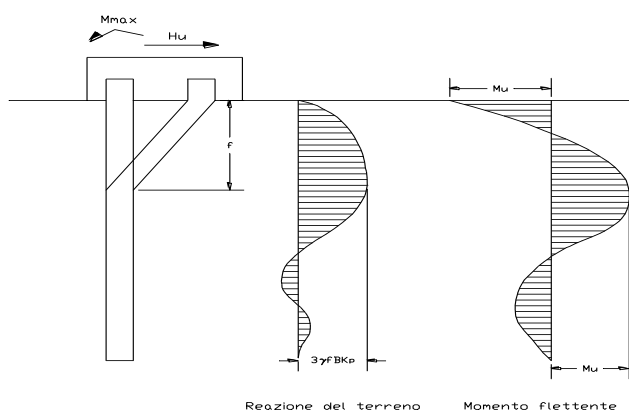
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$ .

### **Schemi di rottura metodo di Broms:**

*Pali corti:*



*Pali lunghi:*



**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1200 (mm)  
Raggio = 600 (mm)  
Sforzo Normale = 1102 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

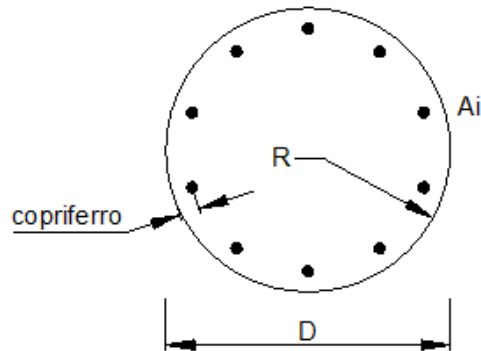
**calcestruzzo**

Rck = 30  $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{m,c}$  = 2.1

$\alpha$  = 0.8

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_c = 14.29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$



**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 450 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_E$  = 1.00

$\gamma_S$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$E_s$  = 206000 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 7.500%  $\alpha$  = 0.9

$\epsilon_{ud}$  = 6.750%

**Armature**

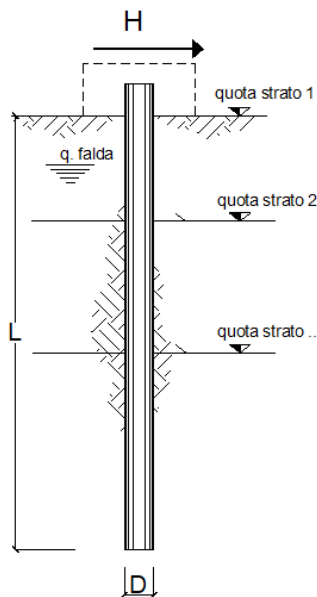
numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
24	24	10857.34	75
0	0	0.00	90
0	8	0.00	30

calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y$  = 2236.0 (kN m)

opera **Muro MS02A**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	10	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-2.50	19	12	35	3.69	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda -20 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 12.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  2236 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare  
☐ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1632.9 (kN)  
 Palo intermedio H = 4753.8 (kN)  
 Palo corto H = 17911.2 (kN)

**Hlim = 1632.9 (kN) Palo lungo**

### Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

$\xi$   
1.70

### Coefficiente parziale $\gamma$ per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3  
 $\gamma_t$  1.3

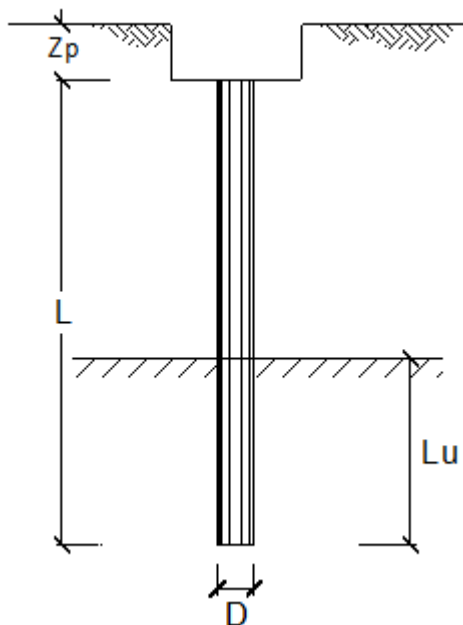
$$R_t = H_{lim} / (\xi * \gamma) = 1633 \text{ kN} / (1.70 * 1.3) = 740 > T_{max} = 126 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

#### 17.8.4. Cedimenti

**OPERA:** Muro U

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)
Carico sul palo (P):	1653.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	25.00	(MPa)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.38 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{\text{utile}} = 10.10 \text{ (mm)}$$

### 17.8.5. Sollecitazioni lungo il palo

Di seguito si ricavano i momenti agenti lungo il palo per la verifica strutturale:

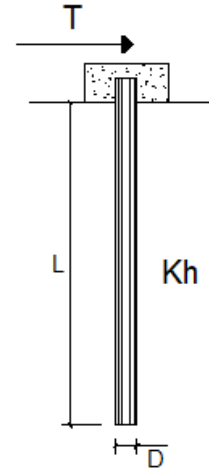
#### Comb. Sismica

#### PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

**OPERA:** MS02A

#### DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D): 1.2 (m)  
Lunghezza del palo (L): 12 (m)  
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ): 20 (N/cm<sup>3</sup>)  
Forza orizzontale agente (T): 126 (kN)  
Rbk del calcestruzzo: 30.0 (MPa)  
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ): 31220 (MPa)  
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ): 10178760 (cm<sup>4</sup>)  
 $\lambda$  (lunghezza elastica  $\lambda = (4 \cdot E J / k_h \cdot D)^{1/4}$ ): 479.73 (cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spont.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.109	2.19	0.00000	302.228	-126.000
0.24	0.109	2.18	-0.00002	272.745	-119.702
0.48	0.108	2.17	-0.00004	244.769	-113.433
0.72	0.107	2.14	-0.00006	218.292	-107.221
0.96	0.106	2.11	-0.00007	193.297	-101.090
1.20	0.104	2.07	-0.00009	169.761	-95.061
1.44	0.101	2.03	-0.00010	147.658	-89.154
1.68	0.099	1.98	-0.00011	126.956	-83.385
1.92	0.096	1.92	-0.00012	107.621	-77.768
2.16	0.093	1.86	-0.00013	89.614	-72.316
2.40	0.090	1.80	-0.00013	72.895	-67.038
2.64	0.087	1.74	-0.00014	57.421	-61.944
2.88	0.083	1.67	-0.00014	43.147	-57.039
3.12	0.080	1.60	-0.00014	30.027	-52.331
3.36	0.077	1.53	-0.00015	18.012	-47.821
3.60	0.073	1.46	-0.00015	7.056	-43.513
3.84	0.070	1.39	-0.00015	-2.890	-39.408
4.08	0.066	1.32	-0.00015	-11.876	-35.506
4.32	0.062	1.25	-0.00015	-19.949	-31.807
4.56	0.059	1.18	-0.00014	-27.159	-28.308
4.80	0.056	1.11	-0.00014	-33.553	-25.008
5.04	0.052	1.04	-0.00014	-39.179	-21.903
5.28	0.049	0.98	-0.00014	-44.082	-18.989
5.52	0.046	0.91	-0.00013	-48.309	-16.263
5.76	0.043	0.85	-0.00013	-51.903	-13.718
6.00	0.040	0.79	-0.00012	-54.907	-11.351
6.24	0.037	0.73	-0.00012	-57.365	-9.154
6.48	0.034	0.68	-0.00012	-59.315	-7.124

<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
6.72	0.031	0.62	-0.00011	-60.797	-5.253
6.96	0.029	0.57	-0.00011	-61.848	-3.535
7.20	0.026	0.52	-0.00010	-62.505	-1.963
7.44	0.024	0.47	-0.00010	-62.802	-0.532
7.68	0.021	0.43	-0.00009	-62.771	0.765
7.92	0.019	0.38	-0.00009	-62.445	1.935
8.16	0.017	0.34	-0.00008	-61.852	2.985
8.40	0.015	0.31	-0.00008	-61.021	3.920
8.64	0.013	0.27	-0.00007	-59.979	4.748
8.88	0.012	0.24	-0.00007	-58.750	5.474
9.12	0.010	0.20	-0.00006	-57.359	6.105
9.36	0.009	0.17	-0.00006	-55.827	6.647
9.60	0.007	0.15	-0.00006	-54.175	7.106
9.84	0.006	0.12	-0.00005	-52.422	7.487
10.08	0.005	0.10	-0.00005	-50.587	7.796
10.32	0.004	0.07	-0.00004	-48.685	8.039
10.56	0.003	0.05	-0.00004	-46.733	8.220
10.80	0.002	0.03	-0.00004	-44.744	8.345
11.04	0.001	0.02	-0.00003	-42.732	8.418
11.28	0.000	0.00	-0.00003	-40.707	8.444
11.52	-0.001	-0.01	-0.00003	-38.682	8.428
11.76	-0.001	-0.03	-0.00003	-36.665	8.373
12.00	-0.002	-0.04	-0.00002	-34.666	8.283

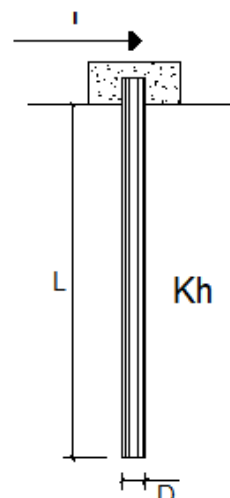


**Comb. SLE**

**OPERA:** MS02B

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del palo (D): 1.2 (m)  
Lunghezza del palo (L): 12 (m)  
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ): 20 (N/cm<sup>3</sup>)  
Forza orizzontale agente (T): 80 (kN)  
Rbk del calcestruzzo: 30.0 (MPa)  
EcIs ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ): 31220 (MPa)  
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ): 10178760 (cm<sup>4</sup>)  
 $\lambda$  (lunghezza elastica  $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ): 479.73 (cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.069	1.39	0.00000	191.891	-80.000
0.24	0.069	1.39	-0.00001	173.171	-76.001
0.48	0.069	1.38	-0.00003	155.409	-72.021
0.72	0.068	1.36	-0.00004	138.598	-68.077
0.96	0.067	1.34	-0.00005	122.728	-64.184
1.20	0.066	1.32	-0.00006	107.785	-60.356
1.44	0.064	1.29	-0.00006	93.751	-56.606
1.68	0.063	1.26	-0.00007	80.607	-52.943
1.92	0.061	1.22	-0.00008	68.331	-49.376
2.16	0.059	1.18	-0.00008	56.898	-45.915
2.40	0.057	1.14	-0.00008	46.283	-42.564
2.64	0.055	1.10	-0.00009	36.458	-39.329
2.88	0.053	1.06	-0.00009	27.395	-36.216
3.12	0.051	1.02	-0.00009	19.064	-33.226
3.36	0.049	0.97	-0.00009	11.436	-30.363
3.60	0.046	0.93	-0.00009	4.480	-27.627
3.84	0.044	0.88	-0.00009	-1.835	-25.021
4.08	0.042	0.84	-0.00009	-7.540	-22.544
4.32	0.040	0.79	-0.00009	-12.666	-20.195
4.56	0.037	0.75	-0.00009	-17.244	-17.974
4.80	0.035	0.71	-0.00009	-21.304	-15.878
5.04	0.033	0.66	-0.00009	-24.875	-13.907
5.28	0.031	0.62	-0.00009	-27.989	-12.057
5.52	0.029	0.58	-0.00008	-30.672	-10.326
5.76	0.027	0.54	-0.00008	-32.954	-8.710
6.00	0.025	0.50	-0.00008	-34.862	-7.207
6.24	0.023	0.47	-0.00008	-36.422	-5.812
6.48	0.021	0.43	-0.00007	-37.660	-4.523

<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
6.72	0.020	0.40	-0.00007	-38.601	-3.335
6.96	0.018	0.36	-0.00007	-39.269	-2.244
7.20	0.017	0.33	-0.00006	-39.686	-1.246
7.44	0.015	0.30	-0.00006	-39.874	-0.338
7.68	0.014	0.27	-0.00006	-39.855	0.486
7.92	0.012	0.24	-0.00006	-39.647	1.229
8.16	0.011	0.22	-0.00005	-39.271	1.895
8.40	0.010	0.19	-0.00005	-38.744	2.489
8.64	0.009	0.17	-0.00005	-38.082	3.015
8.88	0.007	0.15	-0.00004	-37.302	3.476
9.12	0.006	0.13	-0.00004	-36.418	3.876
9.36	0.006	0.11	-0.00004	-35.446	4.220
9.60	0.005	0.09	-0.00004	-34.397	4.512
9.84	0.004	0.08	-0.00003	-33.284	4.754
10.08	0.003	0.06	-0.00003	-32.119	4.950
10.32	0.002	0.05	-0.00003	-30.911	5.104
10.56	0.002	0.03	-0.00003	-29.672	5.219
10.80	0.001	0.02	-0.00002	-28.409	5.298
11.04	0.001	0.01	-0.00002	-27.131	5.345
11.28	0.000	0.00	-0.00002	-25.846	5.361
11.52	0.000	-0.01	-0.00002	-24.560	5.351
11.76	-0.001	-0.02	-0.00002	-23.279	5.316
12.00	-0.001	-0.02	-0.00001	-22.010	5.259

### 17.8.6. Verifica armatura palo

Si dispone una gabbia di 24 $\phi$ 24 e spirale  $\phi$ 12/15

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: paloU1200

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	24	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	15.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	30200	0	12600	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19200	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19200 (52115)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	19200 (52115)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.6	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	30200	0	0	190087	0	6.29	76.9(22.6)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere $< 0.45$
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.246	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01075	0.0	-50.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000129505	-0.004270317	0.246	0.747

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12	mm
Passo staffe:	15.0	cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.

L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lunghezza proiezione sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz. del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	12600	300457	51149	96.3	97.9	1.000	1.000	3.7	15.1(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.4	0.0	90.0	-118	0.0	-50.0	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.4	0.0	90.0	-118	0.0	-50.0	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\,eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\,max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00088	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	52115	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.4	0.0	90.0	-118	0.0	-50.0	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00088	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	52115	0

## 17.9. Armatura fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni sul plinto, si considera uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del filo piedritto, considerando un braccio di 3.10m:

	Plinto di fondazione		
	T	T-W	M
	KN/ml	KN/ml	kN/ml
ENVSLU	571	316	979
ENVSIS	306	51	157
ENVSLER	413	158	488
ENVSLEfreq	359	103	320
SLEqp1	277	21	67

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

#### NOME SEZIONE: Fond-U

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:  
Classe Conglomerato:

Poligonale  
C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	22
2	-41.7	81.7	22
3	41.7	81.7	22
4	41.7	8.3	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	22
2	4	1	8	22

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	97900	0	31600	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	41300	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)



Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	32000 (43298)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)

Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	6700 (43298)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)

Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)

Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)

Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	97900	0	0	113923	0	1.16	38.0(12.1)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere  $< 0.45$

Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)

Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.118	-50.0	90.0	0.00050	-41.7	81.7	-0.02605	-41.7	8.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$

C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000361695	-0.029052512	0.118	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	31600	33204	81.7	100.0	0.0047	0.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.4	-50.0	90.0	-299	-32.4	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.9	-50.0	90.0	-231	-32.4	8.3	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00131	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	43298	0

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.0	-50.0	90.0	-48	-32.4	8.3	----	----

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	----	----	----			0.000 (0.30)	43298	0

#### 17.9.1. Verifica a Punzonamento

Si conduce nel seguente paragrafo la verifica al punzonamento del plinto ad opera dei pali di fondazione.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula:

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * u * h * f_{\text{ctd}}$$

Dove:

$h$  = spessore plinto;

$u$  = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico ( palo di fondazione) fino al piano medio del plinto;

$f_{\text{ctd}}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione del cls

Resistenza cubica del cls $R_{\text{ck}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
Resistenza media a trazione $f_{\text{ctm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.56
Resistenza caratteristica a trazione $f_{\text{ctk}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.79
Resistenza a trazione di calcolo $f_{\text{ctd}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.19

La verifica risulta soddisfatta se:

$$P_{\text{sollecitante}} \leq P_{\text{resistente}}$$

Dall'analisi delle superfici di rottura si evidenzia che non esiste interferenza tra quelle relative ai vari pali per cui si esegue la verifica sul palo più caricato con la superficie più piccola.

**Determinazione del carico sollecitante**

Superficie di punzonamento	Somma dei carichi sui pali	$\Sigma P$ kN	Perimetro contorno m	Superficie resist. laterale $m^2$	Area caricata $m^2$	Peso zattera kN	Peso terreno kN	$\Sigma P - P_z - P_t$ kN
S1	N1	2057	6.900	10.35	3.80	143	304	1611

**Calcolo del coefficiente di sicurezza**

Superficie di punzonamento	$P_{sollecitante}$ kN/ $m^2$	$P_{resistente}$ kN/ $m^2$	$P_{resist.}/P_{sollecit.}$	VERIFICA
S1	2416	6178	2.56	OK

Non si dispone specifica armatura a taglio.

**17.10. Riepilogo armature sezione ad "U" MS02A**

Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura secondaria
piedritto	$\phi 20/20$ lato valle e $\phi 20/20$ lato monte	$\phi 16/20$ lato valle e lato monte
fondazione	$\phi 22/10$ sup. $\phi 22/10$ inf.	$\phi 16/20$ sup. e inf.

Nel paramento si dispongono spille  $12\phi 8/mq$ , in fondazione si dispongono cavallotti  $\phi 22/100 \times 100$