

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE  
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE DI MILANO  
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-GALLARATE  
PRG DI RHO**

**OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE**

**Relazione di calcolo opere di sostegno sede ferroviaria - PARTE 1**

SCALA :

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

MDL1 11 D 26 CL RI 0005 001 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato / Data
A	Emissione Esecutiva	Infante	09.10			S. Borelli		



File:MDL11D26CLRI0005001A

n. Elab.:1


INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. SCOPO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
3.1 Documenti Referenziati .....	6
3.2 Documenti correlati.....	6
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>5. MURI DI SOSTEGNO IN C.A. ....</b>	<b>8</b>
5.1 Analisi dei carichi .....	8
5.1.1 <i>Pesi propri strutturali</i> .....	8
5.1.2 <i>Sovraccarichi permanenti portati</i> .....	8
5.1.3 <i>Azioni da traffico ferroviario</i> .....	8
5.1.4 <i>Azioni sismiche</i> .....	8
5.1.5 <i>Azioni provenienti dalla spinta del terreno</i> .....	9
5.1.6 <i>Azioni provenienti dalle barriere antirumore</i> .....	9
<b>6. SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....</b>	<b>10</b>
<b>7. A2 : MURO HPARAMENTO <math>\leq</math> 3.0M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA</b> <b>BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE INTERNA –</b> <b>ESTERNA .....</b>	<b>10</b>
7.1 Verifiche strutturali.....	18
7.1.1 <i>Muro frontale</i> .....	18
7.1.2 <i>Plinto</i> .....	20
<b>8. A2 : MURO H PARAMENTO <math>\leq</math> 3.0M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA</b> <b>BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE ESTERNA –</b> <b>INTERNA.....</b>	<b>22</b>
8.1 Verifiche strutturali.....	30

8.1.1	Muro frontale .....	30
8.1.2	Plinto.....	32
<b>9.</b>	<b>A1 : MURO H PARAMENTO <math>\leq</math> 2.0M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA</b> <b>BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE INTERNA –</b> <b>ESTERNA .....</b>	<b>34</b>
9.1	Verifiche strutturali.....	42
9.1.1	Muro frontale .....	42
9.1.2	Plinto.....	44
<b>10.</b>	<b>A1 : MURO H PARAMENTO <math>\leq</math> 2.0M CON PREDISPOSIZIONE FUTURA</b> <b>BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE ESTERNA –</b> <b>INTERNA.....</b>	<b>46</b>
10.1	Verifiche strutturali.....	54
10.1.1	Muro frontale .....	54
10.1.2	Plinto.....	56
<b>11.</b>	<b>VERIFICA MURO DI TIPO C.....</b>	<b>58</b>
11.1	Verifiche strutturali.....	66
11.1.1	Muro frontale .....	66
11.1.2	Plinto.....	67
<b>12.</b>	<b>VERIFICA MURO DI TIPO B.....</b>	<b>69</b>
12.1	Verifiche strutturali.....	76
12.1.1	Verifiche Paramento .....	76
12.1.2	Verifica Plinto .....	77
<b>13.</b>	<b>VERIFICA MURO TIPO D2 .....</b>	<b>79</b>
13.1	Verifiche strutturali.....	85
13.1.1	Verifica paramento .....	85
13.1.2	Verifica plinto .....	86
<b>14.</b>	<b>VERIFICA MURO TIPO D1 .....</b>	<b>88</b>
14.1	Verifica strutturale .....	96

14.1.1	Verifica Paramento .....	96
14.1.2	Verifica Plinto .....	97
<b>15.</b>	<b>VERIFICA OPERE PROVVISORIALI KM 0+750.10.....</b>	<b>99</b>
15.1	Modello .....	99
15.2	Analisi dei carichi .....	104
15.2.1	Scarichi del viadotto .....	104
15.2.2	Sovraccarico dovuto al pre - scavo.....	105
15.2.3	Spinta dovuta al terreno.....	107
15.2.4	Azioni trasmesse dall'impalcato .....	108
15.3	Verifiche strutturali micropali.....	113
15.3.1	Verifica micropalo dritto .....	113
15.4	Verifica micropalo Inclinato .....	114
15.5	Verifica sfilamento micropalo inclinato.....	115
<b>16.</b>	<b>VERIFICA PARETE VERTICALE MURO AD U .....</b>	<b>116</b>
16.1	Modello .....	116
16.2	Analisi dei carichi .....	119
16.2.1	Spinta del terreno.....	119
16.2.2	Scarichi impalcato in fase statica .....	120
16.2.3	Sosvraspinta del terreno in fase simica .....	121
16.2.4	Forze di inerzia in fase simica .....	122
16.2.5	Scarichi viadotto in fase sismica.....	123
16.3	Risultati in fase statica .....	124
16.4	Verifiche in fase statica.....	127
16.4.1	Verifica sezione 100 x 40 .....	127
16.4.2	Verifica sezione 100 x 70 .....	128
16.5	Risultati in fase sismica.....	130
16.6	Verifiche in fase sismica.....	133
16.6.1	Verifica sezione 100 x 40 .....	133
16.6.2	Verifica sezione 100 x 70 .....	133
16.7	Verifiche di deformabilità in fase statica .....	134



	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

## 2. SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento riguarda l'effettuazione delle verifiche strutturali e geotecniche dei muri di linea e delle opere provvisorie necessarie alla realizzazione del tracciato.

## 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 3.1 Documenti Referenziati

Nella presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- L.1086 5/11/71 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 14 febbraio 1992 Norme tecniche l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- DM 09/01/96 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- DM 16/01/96 Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- DM 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Istruzione FF.SS. 44/b aggiornamento 16 dicembre 1997 - Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- Istruzione FF.SS. I/SC/PS-OM/2298 aggiornamento 13 gennaio 1997: Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo.

### 3.2 Documenti correlati

I documenti correlati risultano:

- Rif. Profilo geotecnico MDL11D26F5GE0005001
- Rif. Relazione geotecnica MDL11D26RBGE0005001

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### CALCESTRUZZO MURI

**TIPO C25/30 per opere in fondazione**

**Rck 30 N/mm<sup>2</sup>**

$E_c = 31220 \text{ MPa}$

$\sigma'_c = 9.75 \text{ MPa}$

**TIPO C30/35 per opere in elevazione**

**Rck 35 N/mm<sup>2</sup>**

$E_c = 33721 \text{ MPa}$

$\sigma'_c = 11 \text{ MPa}$

##### ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Feb44 k

$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 255 \text{ MPa}$


in aggiunta e in accordo con [7] p.to 2.2.2.g, si adottano le seguenti limitazioni sui tassi di lavoro in funzione del diametro delle barre:

$\phi_{\max} 20 \Rightarrow \sigma_{s\max} 220 \text{ MPa}$

$\phi_{\max} 24 \Rightarrow \sigma_{s\max} 190 \text{ MPa}$

$\phi_{\max} 30 \Rightarrow \sigma_{s\max} 160 \text{ MPa}$



	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

## 5. MURI DI SOSTEGNO IN C.A.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura. Il calcolo è stato effettuato su una striscia di larghezza unitaria di muro.

### 5.1 Analisi dei carichi

#### 5.1.1 Pesi propri strutturali

I pesi sono stati valutati considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc e applicando la geometria del muro privo del dente necessario al montaggio della barriera antirumore. Questo elemento è stato considerato come un carico ed un momento associato alle azioni trasmesse dalle barriere alla testa del muro. Tali valori sono pari a :

$V = 12.89$  kN (in direzione verticale)

$M = 9.40$  kNm (nella direzione esterna interna).

#### 5.1.2 Sovraccarichi permanenti portati

Il peso specifico del terreno è preso pari a 19 kN/mc .

Il peso del ballast e dell'armamento è stato considerato pari a 14.40 kN/m<sup>2</sup> ottenuto considerando un sovraccarico di 18 kN/m<sup>2</sup> per un'altezza pari a 0.8 m.


#### 5.1.3 Azioni da traffico ferroviario

E' stato applicato il contributo alla spinta sul paramento dovuto al sovraccarico ferroviario posto pari a 40 kN/mq. In fase statica e 20 kN/mq in fase sismica. Si precisa che la verifica sismica per muri che presentano altezze del paramento inferiori a tre metri non viene effettuata in accordo a quanto proposto dal D.M. 1996.

#### 5.1.4 Azioni sismiche

Come accennato si effettua il calcolo considerando la struttura ubicata in zona sismica di III categoria secondo le indicazioni della istruzione FS44/B.



	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

### 5.1.5 Azioni provenienti dalla spinta del terreno

Per la determinazione delle azioni applicate alle spalle dal rinterro si assumo i seguenti parametri geotecnici :

Peso di volume del rinterro  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,

Angolo di attrito interno  $\phi = 35^\circ$

Coefficiente di spinta attiva  $k_a = 0.271$

Tale terreno viene esteso anche come terreno di fondazione.

N.B. nelle verifiche a slittamento è stato considerato un attrito tra terreno e fondazione calcolato come  $\tan(0.85 \phi)$ .

### 5.1.6 Azioni provenienti dalle barriere antirumore

Le azioni dovute alla presenza delle barriere antirumore sono state riprese dalla relazione di calcolo tipologica delle barriere il cui utilizzo è previsto nella tratta in esame. Tale documento è codificato con D871\_00\_E\_09\_CL\_OC\_0000\_003\_C\_RC H10-V200.doc relativo a barriere da inserire in tratte con velocità non superiori a 200km/h come nel caso in esame.

Da tale relazione di calcolo a pag. 105 si ricavano le azioni all'interfaccia fra basamento della barriera e muro.

Le azioni sono riferite ad un tratto di lunghezza  $l=1.5\text{m}$ , che vengono applicate a 70cm da filo anteriore esterno del paramento.

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI – VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	100514	32257	192597
15	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-96528	51677	302342
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-67867	-48072	-242440
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-63881	-28652	-132696
15	PPPBPVSP_S200	Combination		101224	56194	312180
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-62241	-56194	-279340

Pertanto sul metro lineare di muro si applicano nei due casi di vento diretto da esterno verso l'interno e viceversa, scegliendo caso per caso a condizione più sfavorevole per il muro.

15	PPPBPVSP_V200	Combination	Max	-67.01	21.50	128.40	Vento est. Int.
15	PPPBPVSP_V200	Combination	Min	-64.35	34.45	201.56	Vento est. Int.
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-45.24	-32.05	-161.63	Vento int.est.
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-42.59	-19.10	-88.46	Vento int.est.

## 6. SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Nelle schede successive si riporta il quadro riepilogativo delle azioni, delle sollecitazioni di verifica nelle sezioni caratteristiche del muro, delle verifiche di stabilità globale e delle pressioni di contatto sul terreno di fondazione.

## 7. A2 : MURO HPARAMENTO $\leq 3.0M$ CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE INTERNA – ESTERNA

### Dati geometrici

H tot =3.20 [m]

<i>muro</i>	altezza muro	2.40	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
	spessore sbalzo platea - lato valle	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato valle	0.80	m
	sbalzo platea - lato monte	2.90	m
	spessore sbalzo platea - lato monte	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato monte	0.80	m
	inclinazione magrone sottofondo	0.00	°
lunghezza platea	4.00	m	
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.90	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.90	m
	altezza totale terrapieno a monte	3.20	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.85	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = $A \times KAS^*$	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = $KAS-KA$	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-58.13	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.60	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	32.05	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	152.23	kNm/m

*Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione*

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	2.40	0.60	-0.80	-54.40	14.74	0.00	-58.13	32.05	134.79
9	2.16	0.60	-0.80	-58.96	15.98	0.00	-61.73	35.74	142.92
8	1.92	0.60	-0.80	-63.52	17.21	0.00	-65.33	39.72	151.97
7	1.68	0.60	-0.80	-68.08	18.45	0.00	-68.93	44.00	162.01
6	1.44	0.60	-0.80	-72.64	19.68	0.00	-72.53	48.57	173.11
5	1.20	0.60	-0.80	-77.20	20.92	0.00	-76.13	53.45	185.35
4	0.96	0.60	-0.80	-81.76	22.16	0.00	-79.73	58.62	198.79
3	0.72	0.60	-0.80	-86.32	23.39	0.00	-83.33	64.08	213.51
2	0.48	0.60	-0.80	-90.88	24.63	0.00	-86.93	69.84	229.57
1	0.24	0.60	-0.80	-95.44	25.86	0.00	-90.53	75.90	247.06
0	0.00	0.60	-0.80	-100.00	27.10	0.00	-94.13	82.26	266.03

**LEGENDA:**

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	105.59 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-306.37 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	381.17 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	F <sub>x</sub> =	105.59 kN/m
azione verticale	F <sub>z</sub> =	-464.13 kN/m
momento flettente	M <sub>p,G</sub> =	294.40 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	270.22	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	255.33	0.00	-20.00	32.85	-2.50	2.07	-0.16	30.35	1.92	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	240.43	0.00	-20.00	63.83	-5.00	8.13	-0.63	58.83	7.51	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	225.53	0.00	-20.00	92.95	-7.50	17.95	-1.41	85.45	16.55	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	210.64	0.00	-20.00	120.22	-10.00	31.30	-2.50	110.22	28.80	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.90	139.14	0.00	-120.00	81.46	-348.00	31.92	-504.60	-266.54	-472.68	0.80
sez 6 - (monte)	-1.68	2.32	70.02	0.00	-120.00	20.80	-278.40	4.20	-322.94	-257.60	-318.74	0.80
sez 7 - (monte)	-2.26	1.74	0.90	0.00	-120.00	0.24	-208.80	0.04	-181.66	-208.56	-181.61	0.80
sez 8 - (monte)	-2.84	1.16	0.00	0.00	-120.00	0.00	-139.20	0.00	-80.74	-139.20	-80.74	0.80
sez 9 - (monte)	-3.42	0.58	0.00	0.00	-120.00	0.00	-69.60	0.00	-20.18	-69.60	-20.18	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	0.00	0.00	-120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	226.43	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	219.53	0.00	-20.00	27.87	-2.50	1.75	-0.16	25.37	1.59	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	212.63	0.00	-20.00	54.88	-5.00	6.93	-0.63	49.88	6.31	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	205.73	0.00	-20.00	81.03	-7.50	15.44	-1.41	73.53	14.03	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	198.83	0.00	-20.00	106.32	-10.00	27.15	-2.50	96.32	24.65	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.90	165.71	0.00	-120.00	248.45	-348.00	248.06	-504.60	-99.55	-256.54	0.80
sez 6 - (monte)	-1.68	2.32	133.70	0.00	-120.00	161.62	-278.40	130.04	-322.94	-116.78	-192.91	0.80
sez 7 - (monte)	-2.26	1.74	101.68	0.00	-120.00	93.36	-208.80	56.99	-181.66	-115.44	-124.67	0.80
sez 8 - (monte)	-2.84	1.16	69.66	0.00	-120.00	43.67	-139.20	18.15	-80.74	-95.53	-62.59	0.80
sez 9 - (monte)	-3.42	0.58	37.65	0.00	-120.00	12.55	-69.60	2.74	-20.18	-57.05	-17.44	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	5.63	0.00	-120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	188.80	0.00
Terrapieno	337.21	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	28.12
$\Sigma=$	526.01	28.12

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **18.71**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	188.80	0.00
Terrapieno	337.21	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	28.12
Spinta sovraccarico a monte	0.00	75.48
Forze applicate in sommità del muro	63.94	254.79
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	589.96	358.39

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **1.65**  $\geq 1.5$

**Verifica allo scorrimento**

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-116.00	0.00	-116.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-132.24	0.00	-132.24
<i>Spinta terreno a monte</i>	26.36	0.00	26.36	0.00
$\Sigma=$	26.36	-248.24	26.36	-248.24

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **5.38**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-116.00	0.00	-116.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-132.24	0.00	-132.24
<i>Spinta terreno a monte</i>	26.36	0.00	26.36	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	47.17	0.00	47.17	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	32.05	-58.13	32.05	-58.13
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	105.59	-306.37	105.59	-306.37

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.66**  $\geq 1.3$



Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-94.13	82.26	266.03

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	110.22	28.80
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-266.54	-472.68

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	96.32	24.65
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-99.55	-256.54

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>4.00</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>105.59</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>1.24</b>	eccentricità
V =	<b>306.37</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>1.51</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>381.17</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.66</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>202.67</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.33</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>19.02</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 443.55 + 125.42 = 568.97 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 202.67 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 568.97 / 202.67 = 2.81 > 2.00$$

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>4.00</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>2</b>					
H =	<b>105.59</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>0.63</b>	eccentricità
V =	<b>464.13</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>2.73</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>294.40</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.37</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>169.93</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.22</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>12.82</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 498.00 + 414.52 = 912.52 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 169.93 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 912.52 / 169.93 = 5.37 > 2.00$$

## 7.1 Verifiche strutturali

### 7.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 266.03 \text{ kNm}$$

$$T = 82.26 \text{ kN}$$

$$N = -94.13 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/10$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-94.13	266.03	100	60	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	17.37	-5.14	161.69
				2	10 φ 20 (31.42)	53.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]
82.26	100.0	53.8	0.17	0.67 (Rck 35)

N = **-94.13** [kN]      w<sub>k</sub> = 1.7 w<sub>m</sub> = **0.114** [mm]  
M = **266.03** [kNm]      w<sub>m</sub> = ε<sub>sm</sub> S<sub>m</sub> = 0.067 [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 60		armatura - check <b>Asv1</b>		
A <sub>tot cls</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>6000.00</b>	A <sub>l°</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>6942.48</b>	As <sub>tot</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>62.83</b>		
J <sub>tot cls</sub> [cm <sup>4</sup> ] = <b>1800000.00</b>	J <sub>l°</sub> [cm <sup>4</sup> ] = <b>2333857.12</b>	μ <sub>tot</sub> [%] = <b>1.05</b>		
y <sub>inf</sub> [cm] = <b>30.00</b>	y <sub>inf,l°</sub> [cm] = <b>30.00</b>	n° livelli di armatura = <b>2</b>		
y <sub>sup</sub> [cm] = <b>30.00</b>	y <sub>sup,l°</sub> [cm] = <b>30.00</b>	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W <sub>inf,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>77795.24</b>	<b>1</b>	<b>10 φ 20 (31.42)</b>	<b>6.2</b>
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W <sub>sup,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>77795.24</b>	<b>2</b>	<b>10 φ 20 (31.42)</b>	<b>53.8</b>

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

s<sub>m</sub> = 2 (c+s/10) + k<sub>2</sub> k<sub>3</sub> φ / ρ<sub>r</sub> = **19.28** [cm]  
φ = diametro della barra **2.0** [cm]  
c = ricoprimento dell'armatura **5.2** [cm]  
s = distanza tra le barre; se s > 14 φ si adotta s = 14 φ **10.0** [cm]  
k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra **0.4**  
k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni **0.188**  
ρ<sub>r</sub> = A<sub>s</sub>/A<sub>c eff</sub> **0.02180865**  
A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> **31.42** [cm<sup>2</sup>]  
A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> **1440.53** [cm<sup>2</sup>]  
b<sub>eff</sub> = B **100.0** [cm]  
d<sub>eff</sub> = **14.4** [cm]  
d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5φ **20.2** [cm]  
d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2 = 14.41 cm; xl = 31.19 cm  
s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

ε<sub>sm</sub> = σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> [1 - β<sub>1</sub> β<sub>2</sub> (σ<sub>sr</sub>/σ<sub>s</sub>)<sup>2</sup>] (>= 0.4σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) **0.00034827**      0.4 σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> = **0.00031397**  
E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale **206000** [MPa]  
σ<sub>s</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata **161.69** [MPa]  
σ<sub>sr</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) **170.55** [MPa]  
N<sub>fess</sub> = N **-94.13** [kN]  
M<sub>fess</sub> = [fcm-N/A,l°]W<sub>inf,l°</sub> **279.46** [kNm]  
fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione **3.46** [MPa]  
f<sub>ci</sub> = trazione iniziale nel cls **0.00** [MPa]      cls Rck [MPa] = **35**  
β<sub>1</sub> = coefficiente aderenza acciaio cls **1.0**  
β<sub>2</sub> = coefficiente di sollecitazione **0.5**

N.B. la verifica a fessurazione è stata condotta senza la riduzione di nessun carico applicato sull'opera, tale scelta progettuale va a favore di sicurezza.

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.1.2 Plinto

La zattera di fondazione è armata con uno strato di  $\phi 26/10$  superiormente e  $\phi 26/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-472.68	100	80	1	10 $\phi$ 26 (53.09)	6.9	24.96	<b>-4.73</b>	<b>136.87</b>
				2	5 $\phi$ 26 (26.55)	73.1	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
266.54	100.0	73.1	<b>0.41</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

$N = 0.00$  [kN]       $w_k = 1.7 w_m = 0.111$  [mm]  
 $M = -472.68$  [kNm]       $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.065$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
$A_{tot\ cls} [cm^2] = 8000.00$	$A_{I^o} [cm^2] = 9194.59$	$As_{tot} [cm^2] = 79.64$		
$J_{tot\ cls} [cm^4] = 4266666.67$	$J_{I^o} [cm^4] = 5556578.28$	$\mu_{tot} [\%] = 1.00$		
$y_{inf} [cm] = 40.00$	$y_{inf, I^o} [cm] = 41.43$	n° livelli di armatura = <b>2</b>		
$y_{sup} [cm] = 40.00$	$y_{sup, I^o} [cm] = 38.57$	livello	$As [cm^2]$	$hi_{sup} [cm]$
$W_{inf} [cm^3] = 106666.67$	$W_{inf, I^o} [cm^3] = 134108.39$	<b>1</b>	<b>10 <math>\phi</math> 26 (53.09)</b>	<b>6.9</b>
$W_{sup} [cm^3] = 106666.67$	$W_{sup, I^o} [cm^3] = 144077.79$	<b>2</b>	<b>5 <math>\phi</math> 26 (26.55)</b>	<b>73.1</b>

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 17.92$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra = 2.6 [cm]  
 $c$  = ricoprimento dell'armatura = 5.6 [cm]  
 $s$  = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adotta  $s = 14 \phi$  = 10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra = 0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni = 0.125  
 $\rho_r = A_s / A_{c\ eff} = 0.02753317$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\ eff} = 53.09$  [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff} = 1928.33$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{eff} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{eff} = 19.3$  [cm]  
 $d_{eff} = c + s' + 7.5\phi = 25.1$  [cm]  
 $d_{eff} < (H-x_l)/2 = 19.28$  cm;  $x_l = 41.43$  cm  
 $s'$  = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] (\geq 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00036414$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00026577$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale = 206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata = 136.87 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}$ ,  $N_{fess}$ ) = 130.12 [MPa]  
 $N_{fess} = N = 0.00$  [kN]  
 $M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I^o} = -449.39$  [kNm]  
 $f_{cm} = f_{cm}$  = resistenza a trazione media per flessione = 3.12 [MPa]      cls  $R_{ck}$  [MPa] = 30  
 $f_{ci}$  = trazione iniziale nel cls = 0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls = 1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione = 0.5

Le verifiche risultano soddisfatte.

**8. A2 : MURO H PARAMENTO  $\leq 3.0M$  CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE ESTERNA – INTERNA**

Dati geometrici

H tot =3.20 [m]

<i>muro</i>	altezza muro	2.40	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50
spessore sbalzo platea - lato valle		0.80	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.80	m
sbalzo platea - lato monte		2.90	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.80	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.80	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea		4.00	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.90	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.90	m
	altezza totale terrapieno a monte	3.20	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, \iota)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.85	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa



Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-77.05	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.60	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	-34.45	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	-210.96	kNm/m

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	2.40	0.60	-0.80	-54.40	14.74	0.00	-77.05	-34.45	-234.08
9	2.16	0.60	-0.80	-58.96	15.98	0.00	-80.65	-30.76	-241.91
8	1.92	0.60	-0.80	-63.52	17.21	0.00	-84.25	-26.78	-248.82
7	1.68	0.60	-0.80	-68.08	18.45	0.00	-87.85	-22.50	-254.74
6	1.44	0.60	-0.80	-72.64	19.68	0.00	-91.45	-17.93	-259.59
5	1.20	0.60	-0.80	-77.20	20.92	0.00	-95.05	-13.05	-263.32
4	0.96	0.60	-0.80	-81.76	22.16	0.00	-98.65	-7.88	-265.84
3	0.72	0.60	-0.80	-86.32	23.39	0.00	-102.25	-2.42	-267.08
2	0.48	0.60	-0.80	-90.88	24.63	0.00	-105.85	3.34	-266.97
1	0.24	0.60	-0.80	-95.44	25.86	0.00	-109.45	9.40	-265.45
0	0.00	0.60	-0.80	-100.00	27.10	0.00	-113.05	15.76	-262.44

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	39.09 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-325.29 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	-67.55 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	39.09 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-483.05 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	-154.32 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	55.99	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	57.57	0.00	-20.00	7.10	-2.50	0.44	-0.16	4.60	0.29	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	59.16	0.00	-20.00	14.39	-5.00	1.78	-0.63	9.39	1.16	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	60.74	0.00	-20.00	21.89	-7.50	4.05	-1.41	14.39	2.64	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	62.32	0.00	-20.00	29.58	-10.00	7.26	-2.50	19.58	4.76	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.90	69.92	0.00	-120.00	256.04	-348.00	396.99	-504.60	-91.96	-107.61	0.80
sez 6 - (monte)	-1.68	2.32	77.27	0.00	-120.00	213.35	-278.40	260.67	-322.94	-65.05	-62.28	0.80
sez 7 - (monte)	-2.26	1.74	84.62	0.00	-120.00	166.40	-208.80	150.33	-181.66	-42.40	-31.32	0.80
sez 8 - (monte)	-2.84	1.16	91.96	0.00	-120.00	115.20	-139.20	68.46	-80.74	-24.00	-12.27	0.80
sez 9 - (monte)	-3.42	0.58	99.31	0.00	-120.00	59.73	-69.60	17.53	-20.18	-9.87	-2.66	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	106.65	0.00	-120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	62.89	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	66.51	0.00	-20.00	8.09	-2.50	0.50	-0.16	5.59	0.34	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	70.13	0.00	-20.00	16.63	-5.00	2.04	-0.63	11.63	1.42	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	73.74	0.00	-20.00	25.62	-7.50	4.68	-1.41	18.12	3.27	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	77.36	0.00	-20.00	35.06	-10.00	8.46	-2.50	25.06	5.96	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.90	94.72	0.00	-120.00	396.36	-348.00	633.53	-504.60	48.36	128.93	0.80
sez 6 - (monte)	-1.68	2.32	111.50	0.00	-120.00	336.56	-278.40	420.51	-322.94	58.16	97.57	0.80
sez 7 - (monte)	-2.26	1.74	128.29	0.00	-120.00	267.02	-208.80	245.01	-181.66	58.22	63.35	0.80
sez 8 - (monte)	-2.84	1.16	145.07	0.00	-120.00	187.75	-139.20	112.66	-80.74	48.55	31.92	0.80
sez 9 - (monte)	-3.42	0.58	161.85	0.00	-120.00	98.74	-69.60	29.10	-20.18	29.14	8.92	0.80
sez 10 - (monte)	-4.00	0.00	178.63	0.00	-120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA  
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>MDL1</b>	<b>11</b>	<b>D 26 CL</b>	<b>RI0005001</b>	<b>A</b>	<b>26di 134</b>

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	188.80	0.00
Terrapieno	337.21	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	28.12
$\Sigma=$	526.01	28.12

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **18.71**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	188.80	0.00
Terrapieno	337.21	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	28.12
Spinta sovraccarico a monte	0.00	75.48
Forze applicate in sommità del muro	295.72	0.00
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	821.73	103.60

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **7.93**  $\geq 1.5$

**Verifica allo scorrimento**

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-116.00	0.00	-116.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-132.24	0.00	-132.24
<i>Spinta terreno a monte</i>	26.36	0.00	26.36	0.00
$\Sigma=$	26.36	-248.24	26.36	-248.24

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **5.38**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-116.00	0.00	-116.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-132.24	0.00	-132.24
<i>Spinta terreno a monte</i>	26.36	0.00	26.36	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	47.17	0.00	47.17	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	-34.45	-77.05	-34.45	-77.05
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	39.09	-325.29	39.09	-325.29

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **4.76**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-113.05	15.76	-262.44

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	19.58	4.76
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-91.96	-107.61

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	25.06	5.96
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	48.36	128.93

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>39.09</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>-0.24</b>	eccentricità
V =	<b>312.17</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>3.00</b>	m < 3 m larghezza r
M =	<b>-73.84</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.33</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>104.06</b>	KN/m <sup>2</sup> pressione r
				$\theta =$	<b>0.12</b>	rad angolo di ir
				$\theta =$	<b>7.14</b>	°

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 570.61 + 714.03 = 1284.64 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 104.06 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 1284.64 / 104.06 = 12.35 > 2.00$$



**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>2</b>					
H =	<b>39.09</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>-0.34</b>	eccentricità
V =	<b>459.05</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>3.00</b>	m < 3 m larghezza r
M =	<b>-154.62</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.33</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>153.02</b>	KN/m <sup>2</sup> pressione r
				$\theta =$	<b>0.08</b>	rad angolo di ir
				$\theta =$	<b>4.87</b>	°

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 602.30 + 835.11 = 1437.41 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 153.02 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 1437.41 / 153.02 = 9.39 > 2.00$$

## 8.1 Verifiche strutturali

### 8.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = -262.44 \text{ kNm}$$

$$T = 15.76 \text{ kN}$$

$$N = -113.05 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/10$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-113.05	-262.44	100	60	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	17.64	-5.09	156.55
				2	10 φ 20 (31.42)	53.8	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]
15.76	100.0	53.8	0.03	0.67 (Rck 35)

N = -113.05 [kN]      w<sub>k</sub> = 1.7 w<sub>m</sub> = **0.103** [mm]  
 M = -262.44 [kNm]      w<sub>m</sub> = ε<sub>sm</sub> S<sub>m</sub> = 0.061 [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 60		armatura - check <b>Asv1</b>		
A <sub>tot cls</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 6000.00	A <sub>l°</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 6942.48	As <sub>tot</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 62.83		
J <sub>tot cls</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 1800000.00	J <sub>l°</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 2333857.12	μ <sub>tot</sub> [%] = 1.05		
y <sub>inf</sub> [cm] = 30.00	y <sub>inf,l°</sub> [cm] = 30.00	n° livelli di armatura = 2		
y <sub>sup</sub> [cm] = 30.00	y <sub>sup,l°</sub> [cm] = 30.00	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 60000.00	W <sub>inf,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 77795.24	1	10 φ 20 (31.42)	6.2
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 60000.00	W <sub>sup,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 77795.24	2	10 φ 20 (31.42)	53.8
			-	
			-	
			-	
			-	

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

s<sub>m</sub> = 2 (c+s/10) + k<sub>2</sub> k<sub>3</sub> φ / ρ<sub>r</sub> = 19.22 [cm]  
 φ = diametro della barra = 2.0 [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura = 5.2 [cm]  
 s = distanza tra le barre; se s > 14 φ si adotta s = 14 φ = 10.0 [cm]  
 k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra = 0.4  
 k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni = 0.188  
 ρ<sub>r</sub> = A<sub>s</sub>/A<sub>c eff</sub> = 0.02200619  
 A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> = 31.42 [cm<sup>2</sup>]  
 A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> = 1427.59 [cm<sup>2</sup>]  
 b<sub>eff</sub> = B = 100.0 [cm]  
 d<sub>eff</sub> = 14.3 [cm]  
 d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5φ = 20.2 [cm]  
 d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2 = 14.28 cm; xl = 31.45 cm  
 s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

ε<sub>sm</sub> = σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> [1 - β<sub>1</sub> β<sub>2</sub> (σ<sub>sr</sub>/σ<sub>s</sub>)<sup>2</sup>] (>= 0.4σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) = 0.00031621      0.4 σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> = 0.00030398  
 E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale = 206000 [MPa]  
 σ<sub>s</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata = 156.55 [MPa]  
 σ<sub>sr</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) = 169.17 [MPa]  
 N<sub>fess</sub> = N = -113.05 [kN]  
 M<sub>fess</sub> = -[fcm-N/A,l°]W<sub>sup,l°</sub> = -281.58 [kNm]  
 fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione = 3.46 [MPa]  
 fci = trazione iniziale nel cls = 0.00 [MPa]  
 β<sub>1</sub> = coefficiente aderenza acciaio cls = 1.0  
 β<sub>2</sub> = coefficiente di sollecitazione = 0.5

cls Rck [MPa] = 35

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 8.1.2 Plinto

La zattera di fondazione è armata con doppio strato di  $\phi 26/10$  superiormente e  $\phi 26/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	128.93	100	80	1	10 $\phi$ 26 (53.09)	6.9	16.95	<b>-1.46</b>	<b>72.49</b>
				2	5 $\phi$ 26 (26.55)	73.1	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
48.36	100.0	73.1	<b>0.07</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

### Verifica a formazione fessure - Sezione: plinto

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	128.93 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (I° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 26 (53.09)	6.9	5.6
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 26 (26.55)	6.9	5.6
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	38.57 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	9194.6 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	5556578.3 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	38.57 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	144077.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	41.43 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	134108.4 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.96 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>0.96 [MPa]</b>	< 2.19

**9. A1 : MURO HPARAMENTO  $\leq 2.0M$  CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE INTERNA – ESTERNA**

Dati geometrici      **H tot =2.70 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	1.90	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
	spessore sbalzo platea - lato valle	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato valle	0.80	m
	sbalzo platea - lato monte	2.70	m
	spessore sbalzo platea - lato monte	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato monte	0.80	m
	inclinazione magrone sottofondo	0.00	°
lunghezza platea	3.80	m	
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.70	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.70	m
	altezza totale terrapieno a monte	2.70	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, \iota)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.85	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-58.13	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.60	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	32.05	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	152.23	kNm/m

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	1.90	0.60	-0.80	-54.40	14.74	0.00	-58.13	32.05	134.79
9	1.71	0.60	-0.80	-58.01	15.72	0.00	-60.98	34.94	141.15
8	1.52	0.60	-0.80	-61.62	16.70	0.00	-63.83	38.02	148.08
7	1.33	0.60	-0.80	-65.23	17.68	0.00	-66.68	41.29	155.61
6	1.14	0.60	-0.80	-68.84	18.65	0.00	-69.53	44.74	163.78
5	0.95	0.60	-0.80	-72.45	19.63	0.00	-72.38	48.38	172.63
4	0.76	0.60	-0.80	-76.06	20.61	0.00	-75.23	52.20	182.18
3	0.57	0.60	-0.80	-79.67	21.59	0.00	-78.08	56.21	192.47
2	0.38	0.60	-0.80	-83.28	22.57	0.00	-80.93	60.41	203.55
1	0.19	0.60	-0.80	-86.89	23.55	0.00	-83.78	64.79	215.44
0	0.00	0.60	-0.80	-90.50	24.52	0.00	-86.63	69.35	228.18

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	90.62 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-260.10 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	333.64 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	90.62 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-406.98 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	252.85 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	280.91	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	261.95	0.00	-20.00	33.93	-2.50	2.15	-0.16	31.43	1.99	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	242.99	0.00	-20.00	65.49	-5.00	8.38	-0.63	60.49	7.76	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	224.02	0.00	-20.00	94.68	-7.50	18.42	-1.41	87.18	17.01	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	205.06	0.00	-20.00	121.49	-10.00	31.95	-2.50	111.49	29.45	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.70	114.05	0.00	-110.50	34.52	-298.35	6.50	-402.77	-263.83	-396.27	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.16	32.13	0.00	-110.50	-4.95	-238.68	0.51	-257.77	-243.63	-257.27	0.80
sez 7 - (monte)	-2.18	1.62	0.00	0.00	-110.50	0.00	-179.01	0.00	-145.00	-179.01	-145.00	0.80
sez 8 - (monte)	-2.72	1.08	0.00	0.00	-110.50	0.00	-119.34	0.00	-64.44	-119.34	-64.44	0.80
sez 9 - (monte)	-3.26	0.54	0.00	0.00	-110.50	0.00	-59.67	0.00	-16.11	-59.67	-16.11	0.80
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	0.00	0.00	-110.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	212.16	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	205.25	0.00	-20.00	26.09	-2.50	1.64	-0.16	23.59	1.48	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	198.34	0.00	-20.00	51.31	-5.00	6.49	-0.63	46.31	5.86	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	191.43	0.00	-20.00	75.67	-7.50	14.43	-1.41	68.17	13.03	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	184.51	0.00	-20.00	99.17	-10.00	25.37	-2.50	89.17	22.87	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.70	151.34	0.00	-110.50	207.06	-298.35	188.82	-402.77	-91.29	-213.95	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.16	121.48	0.00	-110.50	133.40	-238.68	97.63	-257.77	-105.28	-160.15	0.80
sez 7 - (monte)	-2.18	1.62	91.62	0.00	-110.50	75.86	-179.01	41.86	-145.00	-103.15	-103.14	0.80
sez 8 - (monte)	-2.72	1.08	61.76	0.00	-110.50	34.45	-119.34	12.80	-64.44	-84.89	-51.65	0.80
sez 9 - (monte)	-3.26	0.54	31.90	0.00	-110.50	9.16	-59.67	1.75	-16.11	-50.51	-14.36	0.80
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	2.04	0.00	-110.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)



**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	167.20	0.00
Terrapieno	238.80	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	16.89
$\Sigma=$	406.00	16.89

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **24.04**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	167.20	0.00
Terrapieno	238.80	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	16.89
Spinta sovraccarico a monte	0.00	53.73
Forze applicate in sommità del muro	63.94	238.77
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	469.94	309.39

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **1.52**  $\geq 1.5$

**Verifica allo scorrimento**

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	F <sub>x</sub> kN/m	F <sub>z</sub> kN/m	F <sub>t</sub> kN/m	F <sub>n</sub> kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-104.50	0.00	-104.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-97.47	0.00	-97.47
<i>Spinta terreno a monte</i>	18.77	0.00	18.77	0.00
<b>Σ=</b>	<b>18.77</b>	<b>-201.97</b>	<b>18.77</b>	<b>-201.97</b>

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **6.15**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	F <sub>x</sub> kN/m	F <sub>z</sub> kN/m	F <sub>t</sub> kN/m	F <sub>n</sub> kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-104.50	0.00	-104.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-97.47	0.00	-97.47
<i>Spinta terreno a monte</i>	18.77	0.00	18.77	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	39.80	0.00	39.80	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	32.05	-58.13	32.05	-58.13
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Σ=</b>	<b>90.62</b>	<b>-260.10</b>	<b>90.62</b>	<b>-260.10</b>

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.64**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-86.63	69.35	228.18

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	111.49	29.45
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-263.83	-396.27

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	89.17	22.87
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-91.29	-213.95

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>90.62</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>1.28</b>	eccentricità
V =	<b>260.10</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>1.23</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>333.64</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.81</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>210.68</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.34</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>19.21</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 452.30 + 102.50 = 554.81 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 210.68 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 554.81 / 210.68 = 2.63 > 2.00$$

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>2</b>					
H =	<b>90.62</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>0.62</b>	eccentricità
V =	<b>406.98</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>2.56</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>252.85</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.39</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>159.14</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.22</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>12.55</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 503.65 + 399.16 = 902.81 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 159.14 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 902.81 / 159.14 = 5.67 > 2.00$$

## 9.1 Verifiche strutturali

### 9.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccato del muro frontale sono:

$$M = 228.18 \text{ kNm}$$

$$T = 69.35 \text{ kN}$$

$$N = -86.63 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/20$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-86.63	228.18	100	60	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	17.46	-4.41	137.82
				2	10 φ 20 (31.42)	53.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali		
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]
69.35	100.0	53.8	<b>0.14</b>
			<b>τ<sub>co</sub> [MPa]</b>
			<b>0.67 (Rck 35)</b>

N = **-86.63** [kN]      w<sub>k</sub> = 1.7 w<sub>m</sub> = **0.088** [mm]  
 M = **228.18** [kNm]      w<sub>m</sub> = ε<sub>sm</sub> S<sub>m</sub> = 0.052 [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [I° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 60		armatura - check <b>Asv1</b>		
A <sub>tot cls</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>6000.00</b>	A <sub>I°</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>6942.48</b>	As <sub>tot</sub> [cm <sup>2</sup> ] = <b>62.83</b>		
J <sub>tot cls</sub> [cm <sup>4</sup> ] = <b>1800000.00</b>	J <sub>I°</sub> [cm <sup>4</sup> ] = <b>2333857.12</b>	μ <sub>tot</sub> [%] = <b>1.05</b>		
y <sub>inf</sub> [cm] = <b>30.00</b>	y <sub>inf,I°</sub> [cm] = <b>30.00</b>	n° livelli di armatura = <b>2</b>		
y <sub>sup</sub> [cm] = <b>30.00</b>	y <sub>sup,I°</sub> [cm] = <b>30.00</b>	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi <sub>sup</sub> [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W <sub>inf,I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>77795.24</b>	<b>1</b>	<b>10 φ 20 (31.42)</b>	<b>6.2</b>
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W <sub>sup,I°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = <b>77795.24</b>	<b>2</b>	<b>10 φ 20 (31.42)</b>	<b>53.8</b>
			-	
			-	
			-	
			-	

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

s<sub>m</sub> = 2 (c+s/10) + k<sub>2</sub> k<sub>3</sub> φ / ρ<sub>r</sub> = **19.26** [cm]  
 φ = diametro della barra **2.0** [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura **5.2** [cm]  
 s = distanza tra le barre; se s > 14 φ si adotta s = 14 φ **10.0** [cm]  
 k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra **0.4**  
 k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni **0.188**  
 ρ<sub>r</sub> = A<sub>s</sub>/A<sub>c eff</sub> **0.02187456**  
 A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> **31.42** [cm<sup>2</sup>]  
 A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> **1436.19** [cm<sup>2</sup>]  
 b<sub>eff</sub> = B **100.0** [cm]  
 d<sub>eff</sub> = **14.4** [cm]  
 d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5φ **20.2** [cm]  
 d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2 = 14.36 cm; xl = 31.28 cm  
 s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

ε<sub>sm</sub> = σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> [1 - β<sub>1</sub> β<sub>2</sub> (σ<sub>sr</sub>/σ<sub>s</sub>)<sup>2</sup>] (>= 0.4σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) **0.00026762**      0.4 σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> = **0.00026762**  
 E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale **206000** [MPa]  
 σ<sub>s</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata **137.82** [MPa]  
 σ<sub>sr</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) **171.11** [MPa]  
 N<sub>fess</sub> = N **-86.63** [kN]  
 M<sub>fess</sub> = [fcm-N/A, I°] W<sub>inf, I°</sub> **278.62** [kNm]  
 fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione **3.46** [MPa]      cls Rck [MPa] = **35**  
 f<sub>ci</sub> = trazione iniziale nel cls **0.00** [MPa]  
 β<sub>1</sub> = coefficiente aderenza acciaio cls **1.0**  
 β<sub>2</sub> = coefficiente di sollecitazione **0.5**

### 9.1.2 Plinto

La zattera di fondazione è armata con doppio strato di  $\phi 22/10$  superiormente e  $\phi 22/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-396.27	100	80	1	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	22.26	<b>-4.53</b>	<b>156.87</b>
				2	5 $\phi$ 22 (19.01)	73.7	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
263.83	100.0	73.7	<b>0.40</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

$N = 0.00$  [kN]       $w_k = 1.7 w_m = 0.119$  [mm]  
 $M = -396.27$  [kNm]       $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} = 0.070$  [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 80		armatura - check <b>Asv1</b>		
$A_{tot\ cls} [cm^2] = 8000.00$	$A_{I^o} [cm^2] = 8855.30$	$As_{tot} [cm^2] = 57.02$		
$J_{tot\ cls} [cm^4] = 4266666.67$	$J_{I^o} [cm^4] = 5227596.37$	$\mu_{tot} [\%] = 0.71$		
$y_{inf} [cm] = 40.00$	$y_{inf, I^o} [cm] = 41.08$	n°livelli di armatura = <b>2</b>		
$y_{sup} [cm] = 40.00$	$y_{sup, I^o} [cm] = 38.92$	livello	$As [cm^2]$	$h_{i\_sup} [cm]$
$W_{inf} [cm^3] = 106666.67$	$W_{inf, I^o} [cm^3] = 127238.61$	<b>1</b>	<b>10 <math>\phi</math> 22 (38.01)</b>	<b>6.3</b>
$W_{sup} [cm^3] = 106666.67$	$W_{sup, I^o} [cm^3] = 134333.65$	<b>2</b>	<b>5 <math>\phi</math> 22 (19.01)</b>	<b>73.7</b>
			–	
			–	
			–	
			–	

**Calcolo della distanza media tra le fessure**

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r = 20.85$  [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra = 2.2 [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura = 5.2 [cm]  
 s = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adotta  $s = 14 \phi$  = 10.0 [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra = 0.4  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni = 0.188  
 $\rho_r = A_s / A_{c\ eff} = 0.01953656$   
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\ eff}$  = 38.01 [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff} = 1945.75$  [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{eff} = B = 100.0$  [cm]  
 $d_{eff} = 19.5$  [cm]  
 $d_{eff} = c + s' + 7.5\phi = 21.7$  [cm]  
 $d_{eff} < (H-x_l)/2 = 19.46$  cm;  $x_l = 41.08$  cm  
 $s' =$  interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

**Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura**

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] (>= 0.4 \sigma_s / E_s) = 0.00033583$        $0.4 \sigma_s / E_s = 0.00030460$   
 $E_s$  = modulo di elasticità normale = 206000 [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata = 156.87 [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}, N_{fess}$ ) = 165.87 [MPa]  
 $N_{fess} = N = 0.00$  [kN]  
 $M_{fess} = -[fcm]W_{sup, I^o} = -418.99$  [kNm]  
 $f_{cm} = f_{cm}$  = resistenza a trazione media per flessione = 3.12 [MPa]      cls  $R_{ck}$  [MPa] = 30  
 $f_{ci}$  = trazione iniziale nel cls = 0.00 [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls = 1.0  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione = 0.5

Le verifiche risultano soddisfatte.



**10. A1 : MURO H PARAMENTO  $\leq 2.0M$  CON PREDISPOSIZIONE FUTURA BARRIERA ANTIRUMORE H10 VENTO DIREZIONE ESTERNA – INTERNA**

Dati geometrici      H tot =2.70 [m]

<i>muro</i>	altezza muro	1.90	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50	m
	spessore sbalzo platea - lato valle	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato valle	0.80	m
	sbalzo platea - lato monte	2.70	m
	spessore sbalzo platea - lato monte	0.80	m
	spessore sbalzo platea filo muro - lato monte	0.80	m
	inclinazione magrone sottofondo	0.00	°
<i>terrapieno</i>	lunghezza terrapieno superiore	2.70	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.70	m
	altezza totale terrapieno a monte	2.70	m
	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza platea	3.80	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $ka(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.85	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-77.05	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.60	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	-34.45	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	-210.96	kNm/m

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	1.90	0.60	-0.80	-54.40	14.74	0.00	-77.05	-34.45	-234.08
9	1.71	0.60	-0.80	-58.01	15.72	0.00	-79.90	-31.56	-240.35
8	1.52	0.60	-0.80	-61.62	16.70	0.00	-82.75	-28.48	-246.05
7	1.33	0.60	-0.80	-65.23	17.68	0.00	-85.60	-25.21	-251.16
6	1.14	0.60	-0.80	-68.84	18.65	0.00	-88.45	-21.76	-255.62
5	0.95	0.60	-0.80	-72.45	19.63	0.00	-91.30	-18.12	-259.41
4	0.76	0.60	-0.80	-76.06	20.61	0.00	-94.15	-14.30	-262.50
3	0.57	0.60	-0.80	-79.67	21.59	0.00	-97.00	-10.29	-264.84
2	0.38	0.60	-0.80	-83.28	22.57	0.00	-99.85	-6.09	-266.40
1	0.19	0.60	-0.80	-86.89	23.55	0.00	-102.70	-1.71	-267.14
0	0.00	0.60	-0.80	-90.50	24.52	0.00	-105.55	2.85	-267.03

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	24.12 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-279.02 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	-100.95 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	24.12 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-425.90 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	-181.74 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	31.48	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	34.24	0.00	-20.00	4.11	-2.50	0.25	-0.16	1.61	0.10	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	37.00	0.00	-20.00	8.56	-5.00	1.04	-0.63	3.56	0.42	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	39.76	0.00	-20.00	13.36	-7.50	2.41	-1.41	5.86	1.00	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	42.52	0.00	-20.00	18.50	-10.00	4.39	-2.50	8.50	1.89	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.70	55.76	0.00	-110.50	231.04	-298.35	348.11	-402.77	-67.31	-54.66	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.16	67.69	0.00	-110.50	197.70	-238.68	232.06	-257.77	-40.98	-25.71	0.80
sez 7 - (monte)	-2.18	1.62	79.61	0.00	-110.50	157.94	-179.01	135.75	-145.00	-21.07	-9.25	0.80
sez 8 - (monte)	-2.72	1.08	91.53	0.00	-110.50	111.73	-119.34	62.65	-64.44	-7.61	-1.79	0.80
sez 9 - (monte)	-3.26	0.54	103.45	0.00	-110.50	59.08	-59.67	16.24	-16.11	-0.59	0.13	0.80
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	115.37	0.00	-110.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	36.56	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	41.53	0.00	-20.00	4.88	-2.50	0.30	-0.16	2.38	0.14	0.80
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	46.50	0.00	-20.00	10.38	-5.00	1.25	-0.63	5.38	0.62	0.80
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	51.47	0.00	-20.00	16.51	-7.50	2.92	-1.41	9.01	1.51	0.80
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	56.44	0.00	-20.00	23.25	-10.00	5.40	-2.50	13.25	2.90	0.80
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	2.70	80.28	0.00	-110.50	361.63	-298.35	553.40	-402.77	63.28	150.62	0.80
sez 6 - (monte)	-1.64	2.16	101.75	0.00	-110.50	312.49	-238.68	370.86	-257.77	73.81	113.09	0.80
sez 7 - (monte)	-2.18	1.62	123.21	0.00	-110.50	251.75	-179.01	218.00	-145.00	72.74	73.00	0.80
sez 8 - (monte)	-2.72	1.08	144.67	0.00	-110.50	179.42	-119.34	101.06	-64.44	60.08	36.62	0.80
sez 9 - (monte)	-3.26	0.54	166.13	0.00	-110.50	95.51	-59.67	26.31	-16.11	35.84	10.20	0.80
sez 10 - (monte)	-3.80	0.00	187.59	0.00	-110.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA  
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>MDL1</b>	<b>11</b>	<b>D 26 CL</b>	<b>RI0005001</b>	<b>A</b>	<b>50 di 134</b>

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	167.20	0.00
Terrapieno	238.80	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	16.89
$\Sigma=$	406.00	16.89

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **24.04**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab	Mrib
	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	167.20	0.00
Terrapieno	238.80	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	16.89
Spinta sovraccarico a monte	0.00	53.73
Forze applicate in sommità del muro	295.72	0.00
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	701.72	70.62

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **9.94**  $\geq 1.5$

**Verifica allo scorrimento**

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-104.50	0.00	-104.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-97.47	0.00	-97.47
<i>Spinta terreno a monte</i>	18.77	0.00	18.77	0.00
$\Sigma=$	18.77	-201.97	18.77	-201.97

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **6.15**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-104.50	0.00	-104.50
<i>Terrapieno</i>	0.00	-97.47	0.00	-97.47
<i>Spinta terreno a monte</i>	18.77	0.00	18.77	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	39.80	0.00	39.80	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	-34.45	-77.05	-34.45	-77.05
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	24.12	-279.02	24.12	-279.02

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **6.61**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-105.55	2.85	-267.03

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	8.50	1.89
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	-67.31	-54.66

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	13.25	2.90
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.80	0.00	63.28	150.62

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>24.12</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>-0.36</b>	eccentricità
V =	<b>279.02</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>3.00</b>	m < 3 m larghezza r
M =	<b>-100.95</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.33</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>93.01</b>	KN/m <sup>2</sup> pressione r
				$\theta =$	<b>0.09</b>	rad angolo di ir
				$\theta =$	<b>4.94</b>	°

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 601.26 + 831.01 = 1432.27 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 93.01 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 1432.27 / 93.01 = 15.40 > 2.00$$



**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.80</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>1.00</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>2</b>					
H =	<b>24.12</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>-0.43</b>	eccentricità
V =	<b>425.90</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>3.00</b>	m < 3 m
M =	<b>-181.74</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.33</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>141.97</b>	KN/m <sup>2</sup>
				$\theta =$	<b>0.06</b>	rad
				$\theta =$	<b>3.24</b>	°

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 625.52 + 927.63 = 1553.15 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 141.97 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 1553.15 / 141.97 = 10.94 > 2.00$$

## 10.1 Verifiche strutturali

### 10.1.1 Muro frontale

Le massime sollecitazioni agenti nella sezione di spiccatto del muro frontale sono:

$$M = -267.03 \text{ kNm}$$

$$T = 2.85 \text{ kN}$$

$$N = -105.55 \text{ kN}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  lato interno e  $\phi 20/10$  lato esterno. Vengono riportate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-105.55	-267.03	100	60	1	10 φ 20 (31.42)	6.2	17.52	-5.17	160.67
				2	10 φ 20 (31.42)	53.8	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]
2.86	100.0	53.8	0.01	0.67 (Rck 35)

N = -105.55 [kN]      w<sub>k</sub> = 1.7 w<sub>m</sub> = **0.113** [mm]  
 M = -267.03 [kNm]      w<sub>m</sub> = ε<sub>sm</sub> S<sub>m</sub> = 0.066 [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 60		armatura - check <b>Asv1</b>		
A <sub>tot cls</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 6000.00	A <sub>l°</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 6942.48	As <sub>tot</sub> [cm <sup>2</sup> ] = 62.83		
J <sub>tot cls</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 1800000.00	J <sub>l°</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 2333857.12	μ <sub>tot</sub> [%] = 1.05		
y <sub>inf</sub> [cm] = 30.00	y <sub>inf,l°</sub> [cm] = 30.00	n° livelli di armatura = 2		
y <sub>sup</sub> [cm] = 30.00	y <sub>sup,l°</sub> [cm] = 30.00	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W <sub>inf</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 60000.00	W <sub>inf,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 77795.24	1	10 φ 20 (31.42)	6.2
W <sub>sup</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 60000.00	W <sub>sup,l°</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 77795.24	2	10 φ 20 (31.42)	53.8

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

s<sub>m</sub> = 2 (c+s/10) + k<sub>2</sub> k<sub>3</sub> φ / ρ<sub>r</sub> = 19.24 [cm]  
 φ = diametro della barra = 2.0 [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura = 5.2 [cm]  
 s = distanza tra le barre; se s > 14 φ si adotta s = 14 φ = 10.0 [cm]  
 k<sub>2</sub> = coefficiente di aderenza del cls alla barra = 0.4  
 k<sub>3</sub> = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni = 0.188  
 ρ<sub>r</sub> = A<sub>s</sub>/A<sub>c eff</sub> = 0.02191462  
 A<sub>s</sub> = area della sezione di acciaio nell'area A<sub>c eff</sub> = 31.42 [cm<sup>2</sup>]  
 A<sub>c eff</sub> = b<sub>eff</sub> d<sub>eff</sub> = 1433.56 [cm<sup>2</sup>]  
 b<sub>eff</sub> = B = 100.0 [cm]  
 d<sub>eff</sub> = 14.3 [cm]  
 d<sub>eff</sub> = c + s' + 7.5φ = 20.2 [cm]  
 d<sub>eff</sub> < (H-xl)/2 = 14.34 cm; xl = 31.33 cm  
 s' = interasse verticale tra le file di barre = 0.0 cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

ε<sub>sm</sub> = σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> [1 - β<sub>1</sub> β<sub>2</sub> (σ<sub>sr</sub>/σ<sub>s</sub>)<sup>2</sup>] (>= 0.4σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub>) = 0.00034485      0.4 σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub> = 0.00031199  
 E<sub>s</sub> = modulo di elasticità normale = 206000 [MPa]  
 σ<sub>s</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata = 160.67 [MPa]  
 σ<sub>sr</sub> = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione (M<sub>fess</sub>, N<sub>fess</sub>) = 169.72 [MPa]  
 N<sub>fess</sub> = N = -105.55 [kN]  
 M<sub>fess</sub> = -[fcm-N/A,l°]W<sub>sup,l°</sub> = -280.74 [kNm]  
 fcm = f<sub>cm</sub> = resistenza a trazione media per flessione = 3.46 [MPa]  
 fci = trazione iniziale nel cls = 0.00 [MPa]  
 β<sub>1</sub> = coefficiente aderenza acciaio cls = 1.0  
 β<sub>2</sub> = coefficiente di sollecitazione = 0.5

cls Rck [MPa] = 35

### 10.1.2 Plinto

La zattera di fondazione è armata con doppio strato di  $\phi 22/10$  superiormente e  $\phi 22/20$  inferiormente.

I tassi di lavoro risultano:

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	150.62	100	80	1	10 $\phi 22$ (38.01)	6.3	15.22	<b>-2.01</b>	<b>116.11</b>
				2	5 $\phi 22$ (19.01)	73.7	(dal bordo superiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
63.28	100.0	73.7	<b>0.10</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

### Verifica a formazione fessure - Sezione: plinto

#### Sollecitazioni di verifica

N =	0.00 [KN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	150.62 [KNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	80.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	40.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	8000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	4266666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	106666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (I° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 φ 22 (38.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 φ 22 (19.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_{xi} / A_i =$	38.92 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	8855.3 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	5227596.4 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	38.92 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	134333.7 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	41.08 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	127238.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	1.18 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	1.18 [MPa]	< 2.19

## 11. VERIFICA MURO DI TIPO C

Su tale muro non vi è la presenza di una barriera antirumore, ma concordemente a quanto proposto dalle normative ferroviarie si considera la presenza di una barriera antirumore di altezza pari a 4 m, la quale trasferisce al muro i seguenti carichi:

### Barriere antirumore

#### Esercizio

hbarr =	4.00	m
i =	3.00	m
hmuro =	2.50	m
h ver loc =	0.60	m
$\alpha$ diff =	45.00	°
l piastra =	0.60	m
B param =	6.80	m
B ver loc =	1.80	m

#### Peso proprio

h =	4	m	altezza in cls
s =	0.15	m	spessore
$\gamma$ =	25	kN/m <sup>3</sup>	peso cls
e =	0.24	m	ecc. rispetto asse elev. muro

Vpp =	<b>15.00</b>	kN/m
Mpp =	<b>3.60</b>	kNm/m

#### Vento

pv =	2.5	kN/m <sup>2</sup>	pressione vento
h =	4.00	m	superficie investita

Hv =	<b>10.00</b>	kN/m
Mv =	<b>20.00</b>	kNm/m

#### Effetto aerodinamico

q1k =	0.25	kN/m <sup>2</sup>	pressione aerodinamica
h =	4.00	m	superficie investita

Hv =	<b>1.00</b>	kN/m
Mv =	<b>2.00</b>	kNm/m

#### Combinazione di esercizio

pp+cvxvento+caexef.aerodinamico	
cv =	1 (0.6 con terreno)
cae =	1

V =	<b>6.62</b>	kN/m
H =	<b>4.85</b>	kN/m
M =	<b>11.29</b>	kNm/m

Inoltre, è stata considerata la presenza di un capannone sito a monte del muro in questione schematizzato come un carico di 10 kN/mq posto ad una profondità pari a -1.20 m dal piano campagna.

Vengono riportate di seguito le caratteristiche dell'opera in esame e tutte le verifiche sia geotecniche che strutturali della stessa.

Dati geometrici

**H tot =3.00 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	2.50	m
	spessore muro superiore	0.50	m
	spessore muro inferiore	0.50	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50
spessore sbalzo platea - lato valle		0.50	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.50	m
sbalzo platea - lato monte		2.00	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.50	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.50	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea		3.00	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.00	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.00	m
	altezza totale terrapieno a monte	3.00	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	30.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.4770	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	10.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	1.30	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-6.62	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.24	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	4.85	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	11.29	kNm/m

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	2.50	0.50	-0.75	0.00	0.00	0.00	-6.62	4.85	11.36
9	2.25	0.50	-0.75	-5.00	1.35	0.00	-9.75	5.02	12.58
8	2.00	0.50	-0.75	-10.00	2.71	0.00	-12.87	5.53	13.89
7	1.75	0.50	-0.75	-15.00	4.06	0.00	-16.00	6.37	15.37
6	1.50	0.50	-0.75	-20.00	5.42	0.00	-19.12	7.56	17.11
5	1.25	0.50	-0.75	-25.00	6.77	0.00	-22.25	9.08	19.18
4	1.00	0.50	-0.75	-30.00	8.13	0.00	-25.37	10.95	21.68
3	0.75	0.50	-0.75	-45.00	12.19	0.00	-28.50	13.49	24.71
2	0.50	0.50	-0.75	-50.00	13.55	0.00	-31.62	16.71	28.48
1	0.25	0.50	-0.75	-55.00	14.90	0.00	-34.75	20.26	33.09
0	0.00	0.50	-0.75	-60.00	16.26	0.00	-37.87	24.16	38.64

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	32.76 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-175.37 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	30.99 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	32.76 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-175.37 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	30.99 kNm/m



*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	79.12	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	77.39	0.00	-12.50	9.78	-1.56	0.61	-0.10	8.22	0.52	0.50
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	75.67	0.00	-12.50	19.35	-3.13	2.44	-0.39	16.22	2.05	0.50
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	73.95	0.00	-12.50	28.70	-4.69	5.44	-0.88	24.01	4.56	0.50
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	72.23	0.00	-12.50	37.84	-6.25	9.60	-1.56	31.59	8.04	0.50
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.00	2.00	65.34	0.00	-62.50	103.14	-132.38	93.96	-136.83	-29.24	-42.87	0.50
sez 6 - (monte)	-1.40	1.60	59.83	0.00	-62.50	78.11	-107.38	57.78	-88.88	-29.28	-31.09	0.50
sez 7 - (monte)	-1.80	1.20	54.32	0.00	-62.50	55.27	-82.38	31.18	-50.92	-27.11	-19.74	0.50
sez 8 - (monte)	-2.20	0.80	48.82	0.00	-72.50	34.65	-57.38	13.27	-22.97	-22.74	-9.70	0.50
sez 9 - (monte)	-2.60	0.40	43.31	0.00	-72.50	16.22	-29.00	3.17	-5.80	-12.78	-2.63	0.50
sez 10 - (monte)	-3.00	0.00	37.80	0.00	-72.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	79.12	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	77.39	0.00	-12.50	9.78	-1.56	0.61	-0.10	8.22	0.52	0.50
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	75.67	0.00	-12.50	19.35	-3.13	2.44	-0.39	16.22	2.05	0.50
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	73.95	0.00	-12.50	28.70	-4.69	5.44	-0.88	24.01	4.56	0.50
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	72.23	0.00	-12.50	37.84	-6.25	9.60	-1.56	31.59	8.04	0.50
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.00	2.00	65.34	0.00	-62.50	103.14	-132.38	93.96	-136.83	-29.24	-42.87	0.50
sez 6 - (monte)	-1.40	1.60	59.83	0.00	-62.50	78.11	-107.38	57.78	-88.88	-29.28	-31.09	0.50
sez 7 - (monte)	-1.80	1.20	54.32	0.00	-62.50	55.27	-82.38	31.18	-50.92	-27.11	-19.74	0.50
sez 8 - (monte)	-2.20	0.80	48.82	0.00	-72.50	34.65	-57.38	13.27	-22.97	-22.74	-9.70	0.50
sez 9 - (monte)	-2.60	0.40	43.31	0.00	-72.50	16.22	-29.00	3.17	-5.80	-12.78	-2.63	0.50
sez 10 - (monte)	-3.00	0.00	37.80	0.00	-72.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)

**Verifica a ribaltamento**

Azioni (comb.:1)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	79.69	0.00
<i>Terrapieno</i>	200.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	24.39
$\Sigma=$	279.69	24.39

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **11.47**  $\geq 1.5$

Azioni (comb.:2)

	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	79.69	0.00
<i>Terrapieno</i>	200.00	0.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	0.00	24.39
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	4.90	25.84
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	2.29
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00
$\Sigma=$	284.59	52.52

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **5.42**  $\geq 1.5$

**Verifica allo scorrimento**

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-68.75	0.00	-68.75
<i>Terrapieno</i>	0.00	-100.00	0.00	-100.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	24.39	0.00	24.39	0.00
$\Sigma=$	24.39	-168.75	24.39	-168.75

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.30**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-68.75	0.00	-68.75
<i>Terrapieno</i>	0.00	-100.00	0.00	-100.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	24.39	0.00	24.39	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	4.85	-6.62	4.85	-6.62
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	3.52	0.00	3.52	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	32.76	-175.37	32.76	-175.37

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.55**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.50	-37.87	24.16	38.64

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	31.59	8.04
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	-29.24	-42.87

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	31.59	8.04
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	-29.24	-42.87

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.610865$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = **3.00** m larghezza della fondazione  
 L = **1.00** m lunghezza della fondazione  
 D = **0.50** m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>32.76</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>0.18</b>	eccentricità
V =	<b>175.37</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>2.65</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>30.99</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.19</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>66.26</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.18</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>10.58</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 255.24 + 471.16 = 726.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 66.26 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 726.41 / 66.26 = 10.96 > 2.00$$

## 11.1 Verifiche strutturali

### 11.1.1 Muro frontale

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-37.87	38.64	100	50	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	13.35	-1.48	50.45
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	43.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
T [kN]	100.0	43.8	<b>0.06</b>	<b>0.67 (Rck 35)</b>

**Verifica a formazione fessure - Sezione: paramento**

**Sollecitazioni di verifica**

N = -37.87 [kN] sforzo assiale (+ trazione)  
M = 38.64 [kNm] momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck = 35.00 [MPa]  
 $f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] = 2.02$  [MPa] resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale  
 $f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] = 2.43$  [MPa] resistenza caratteristica a trazione per flessione

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B = 100.00 [cm] base  
H = 50.00 [cm] altezza  
 $y_{G,cls} = H/2 = 25.00$  [cm] posizione baricentro  
 $A_{cls} = 5000.0$  [cm<sup>2</sup>] area  
 $J_{cls} = 1/12 B H^3 = 1041666.7$  [cm<sup>4</sup>] momento di inerzia  
 $W_{cls} = J_{cls} / (H/2) = 41666.7$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (I° stadio)**

n = 15.00

armatura superiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

armatura inferiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G,sup} = S_x / A_i = 25.00$  [cm] posizione baricentro sezione omogeneizzata  
 $A_i = BH + n \Sigma A_s = 5471.2$  [cm<sup>2</sup>] area sezione omogeneizzata  
 $J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 = 1208221.3$  [cm<sup>4</sup>] momento di inerzia sezione omogeneizzata  
 $y_s = y_{G,sup} = 25.00$  [cm] distanza dal baricentro del lembo superiore  
 $W_{i,s} = J_i / y_s = 48328.9$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata  
 $y_i = H - y_{G,sup} = 25.00$  [cm] distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione  
 $W_{i,i} = J_i / y_i = 48328.9$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i = -0.07$  [MPa]  
 $\sigma_{c(M)} = M / W_t = 0.80$  [MPa]  
 $\sigma_{c,tot} = \mathbf{0.73}$  [MPa] < **2.43**

**11.1.2 Plinto**

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	42.87	100	60	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	12.75	<b>-1.15</b>	<b>55.43</b>
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
T [kN]	100.0	53.8	<b>0.06</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>
29.24				

**Verifica a formazione fessure - Sezione: platea**

**Sollecitazioni di verifica**

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	42.87 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck =	30.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B =	100.00 [cm]	base
H =	60.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	30.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	6000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1800000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	60000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (I° stadio)**

n= 15.00

<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G\_sup} = S_x / A_i =$	30.00 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \sum A_s =$	6471.2 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	2066928.6 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	30.00 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - y_{G\_sup} =$	30.00 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / Wt =$	0.62 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>0.62 [MPa]</b>	<b>&lt; 2.19</b>

## 12. VERIFICA MURO DI TIPO B

Vengono di seguito riportate le verifiche del muro di linea di tipo B, che corre lungo il binario e che lato esterno della sede ferroviaria risulta protetto da una paratia di micropali. Per tale motivo nella modellazione è stato inserito un carico a valle di 10 kN/mq pari al peso del terreno di rinterro.

Vengono riportate di seguito tutte le verifiche.

### Dati geometrici      H tot =2.50 [m]

<i>muro</i>	altezza muro	2.00	m
	spessore muro superiore	0.40	m
	spessore muro inferiore	0.40	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.30
spessore sbalzo platea - lato valle		0.50	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.50	m
sbalzo platea - lato monte		1.30	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.50	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.50	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea		2.00	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	1.30	m
	lunghezza terrapieno inferiore	1.30	m
	altezza totale terrapieno a monte	2.50	m

### Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	30.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.4770	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa



Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)	
	coefficiente di intensità sismica	0.00		
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°	
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-		
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-		
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>	
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
	Sovraccarico a valle	10.00	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m	
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>	
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)	
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)	
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	54.40	kN/m <sup>2</sup>	
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m	
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.98	m	
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°	
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-6.62	kN/m	
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.24	m	
	forza orizzontale (+ verso valle)	4.85	kN/m	
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m	
	coppia (+ oraria)	11.29	kNm/m	

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>o</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	2.00	0.40	-0.50	0.00	0.00	0.00	-6.62	4.85	11.03
9	1.80	0.40	-0.50	-4.00	1.08	0.00	-8.62	4.96	12.00
8	1.60	0.40	-0.50	-8.00	2.17	0.00	-10.62	5.28	13.02
7	1.40	0.40	-0.50	-12.00	3.25	0.00	-12.62	5.83	14.13
6	1.20	0.40	-0.50	-16.00	4.34	0.00	-14.62	6.58	15.37
5	1.00	0.40	-0.50	-20.00	5.42	0.00	-16.62	7.56	16.78
4	0.80	0.40	-0.50	-24.00	6.50	0.00	-18.62	8.75	18.41
3	0.60	0.40	-0.50	-28.00	7.59	0.00	-20.62	10.16	20.29
2	0.40	0.40	-0.50	-86.40	23.41	0.00	-22.62	13.26	22.58
1	0.20	0.40	-0.50	-90.40	24.50	0.00	-24.62	18.05	25.71
0	0.00	0.40	-0.50	-94.40	25.58	0.00	-26.62	23.06	29.82

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>o</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	36.23 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-106.62 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	42.00 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	36.23 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-106.62 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	42.00 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	117.28	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
sez 1 - (valle)	-0.08	0.08	112.45	0.00	-22.50	8.61	-1.69	0.33	-0.06	6.93	0.26	0.50
sez 2 - (valle)	-0.15	0.15	107.61	0.00	-22.50	16.87	-3.38	1.28	-0.25	13.49	1.03	0.50
sez 3 - (valle)	-0.23	0.23	102.77	0.00	-22.50	24.76	-5.06	2.85	-0.57	19.69	2.28	0.50
sez 4 - (valle)	-0.30	0.30	97.93	0.00	-22.50	32.28	-6.75	4.99	-1.01	25.53	3.98	0.50
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-0.70	1.30	72.13	0.00	-52.50	44.06	-95.61	20.94	-72.82	-51.55	-51.88	0.50
sez 6 - (monte)	-0.96	1.04	55.36	0.00	-52.50	27.48	-81.96	11.74	-49.74	-54.47	-38.00	0.50
sez 7 - (monte)	-1.22	0.78	38.58	0.00	-52.50	15.27	-68.31	6.27	-30.20	-53.04	-23.93	0.50
sez 8 - (monte)	-1.48	0.52	21.81	0.00	-106.90	7.42	-54.66	3.42	-14.22	-47.24	-10.80	0.50
sez 9 - (monte)	-1.74	0.26	5.04	0.00	-106.90	3.93	-27.79	2.04	-3.61	-23.87	-1.57	0.50
sez 10 - (monte)	-2.00	0.00	0.00	0.00	-106.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	117.28	0.00	-22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
sez 1 - (valle)	-0.08	0.08	112.45	0.00	-22.50	8.61	-1.69	0.33	-0.06	6.93	0.26	0.50
sez 2 - (valle)	-0.15	0.15	107.61	0.00	-22.50	16.87	-3.38	1.28	-0.25	13.49	1.03	0.50
sez 3 - (valle)	-0.23	0.23	102.77	0.00	-22.50	24.76	-5.06	2.85	-0.57	19.69	2.28	0.50
sez 4 - (valle)	-0.30	0.30	97.93	0.00	-22.50	32.28	-6.75	4.99	-1.01	25.53	3.98	0.50
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-0.70	1.30	72.13	0.00	-52.50	44.06	-95.61	20.94	-72.82	-51.55	-51.88	0.50
sez 6 - (monte)	-0.96	1.04	55.36	0.00	-52.50	27.48	-81.96	11.74	-49.74	-54.47	-38.00	0.50
sez 7 - (monte)	-1.22	0.78	38.58	0.00	-52.50	15.27	-68.31	6.27	-30.20	-53.04	-23.93	0.50
sez 8 - (monte)	-1.48	0.52	21.81	0.00	-106.90	7.42	-54.66	3.42	-14.22	-47.24	-10.80	0.50
sez 9 - (monte)	-1.74	0.26	5.04	0.00	-106.90	3.93	-27.79	2.04	-3.61	-23.87	-1.57	0.50
sez 10 - (monte)	-2.00	0.00	0.00	0.00	-106.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)



### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-45.00	0.00	-45.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-52.00	0.00	-52.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	16.94	0.00	16.94	0.00
$\Sigma=$	16.94	-97.00	16.94	-97.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.73**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-45.00	0.00	-45.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-52.00	0.00	-52.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	16.94	0.00	16.94	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	4.85	-6.62	4.85	-6.62
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	-3.00	0.00	-3.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	14.45	0.00	14.45	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	36.23	-106.62	36.23	-106.62

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.40**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.40	-26.62	23.06	29.82

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	25.53	3.98
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	-51.55	-51.88

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	25.53	3.98
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.50	0.00	-51.55	-51.88

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.610865$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = **2.00** m larghezza della fondazione  
 L = **1.00** m lunghezza della fondazione  
 D = **0.50** m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>36.23</b>	kN	azione orizzontale	e = M/V =	<b>0.39</b>	eccentricità
V =	<b>106.62</b>	kN	azione verticale	B* = B-2e =	<b>1.21</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>42.00</b>	kNm	momento flettente	D/B* =	<b>0.41</b>	
				q* <sub>es</sub> = V/(B*L) =	<b>87.96</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				θ =	<b>0.33</b> rad	angolo di ir
				θ =	<b>18.77</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 213.83 + 99.28 = 313.12 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 87.96 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 313.12 / 87.96 = 3.56 > 2.00$$

## 12.1 Verifiche strutturali

### 12.1.1 Verifiche Paramento

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]
-23.62	29.82	100	40	1	5 φ 20 (15.71)	6.2	10.78	<b>-1.74</b>	<b>55.64</b>
				2	5 φ 20 (15.71)	33.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	τ <sub>max</sub> [MPa]	τ <sub>co</sub> [MPa]
23.06	100.0	33.8	<b>0.08</b>	<b>0.67 (Rck 35)</b>

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Paramento

#### Sollecitazioni di verifica

N =	-23.62 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	29.82 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	40.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	20.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	4000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	533333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	26666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (I° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$Y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	20.00 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	4471.2 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i Y_{G,sup}^2 =$	623076.1 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = Y_{G,sup} =$	20.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	31153.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - Y_{G,sup} =$	20.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	31153.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.05 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.96 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>0.90 [MPa]</b>	< 2.43

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 12.1.2 Verifica Plinto

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-51.88	100	50	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	11.34	<b>-1.94</b>	<b>83.33</b>
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	43.8	(dal bordo inferiore)		



**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
T [kN]	100.0	43.8	<b>0.13</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

**Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto**

**Sollecitazioni di verifica**

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-51.88 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B =	100.00 [cm]	base
H =	50.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	25.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	5000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1041666.7 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	41666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (I° stadio)**

n =	15.00		
<b>armatura superiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<b>armatura inferiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G,sup} = S_x / A_i =$	25.00 [cm]	posizione baricentro sezione omogeneizzata	
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	5471.2 [cm <sup>2</sup> ]	area sezione omogeneizzata	
$J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 =$	1208221.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia sezione omogeneizzata	
$y_s = y_{G,sup} =$	25.00 [cm]	distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione	
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	48328.9 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione	
$y = H - y_{G,sup} =$	25.00 [cm]	distanza dal baricentro del lembo inferiore	
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	48328.9 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata	

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	1.07 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>1.07 [MPa]</b>	<b>&lt; 2.19</b>

### 13. VERIFICA MURO TIPO D2

Dati geometrici

H tot =3.60 [m]

<i>muro</i>	altezza muro	3.00	m
	spessore muro superiore	0.60	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	0.00	°
	inclinazione muro - lato valle	0.00	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.00	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50
spessore sbalzo platea - lato valle		0.60	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.60	m
sbalzo platea - lato monte		2.70	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.60	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.60	m
	inclinazione magrone sottofondo	0.00	°
	lunghezza platea	3.80	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.70	m
	lunghezza terrapieno inferiore	2.70	m
	altezza totale terrapieno a monte	3.60	m

Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, \iota)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	20.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	30.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.4770	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa
	tensione ammissibile sul terreno (calcolo reazioni terreno)	0.15	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)
	coefficiente di intensità sismica	0.00	
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-	
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-	
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	54.40	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	-1.62	kN/m
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.24	m
	forza orizzontale (+ verso valle)	4.85	kN/m
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m
	coppia (+ oraria)	11.62	kNm/m

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	3.00	0.60	-0.80	-54.40	14.74	0.00	-1.62	4.85	11.72
9	2.70	0.60	-0.80	-60.40	16.37	0.00	-6.12	9.52	13.86
8	2.40	0.60	-0.80	-66.40	17.99	0.00	-10.62	14.67	17.48
7	2.10	0.60	-0.80	-72.40	19.62	0.00	-15.12	20.31	22.71
6	1.80	0.60	-0.80	-78.40	21.25	0.00	-19.62	26.44	29.71
5	1.50	0.60	-0.80	-84.40	22.87	0.00	-24.12	33.06	38.63
4	1.20	0.60	-0.80	-90.40	24.50	0.00	-28.62	40.17	49.60
3	0.90	0.60	-0.80	-96.40	26.12	0.00	-33.12	47.76	62.77
2	0.60	0.60	-0.80	-102.40	27.75	0.00	-37.62	55.84	78.30
1	0.30	0.60	-0.80	-108.40	29.38	0.00	-42.12	64.41	96.33
0	0.00	0.60	-0.80	-114.40	31.00	0.00	-46.62	73.46	116.99

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	93.04 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-265.62 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	129.03 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	93.04 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-412.50 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	48.25 kNm/m

**Verifica a ribaltamento**

<u>Azioni (comb.:1)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	144.30	0.00
Terrapieno	396.90	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	42.14
$\Sigma =$	541.20	42.14

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **12.84**  $\geq 1.5$

<u>Azioni (comb.:2)</u>	Mstab kNm/m	Mrib kNm/m
Muro + platea di fondazione	144.30	0.00
Terrapieno	396.90	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	42.14
Spinta sovraccarico a monte	0.00	95.53
Forze applicate in sommità del muro	1.20	29.08
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma =$	542.40	166.75

Coefficiente di sicurezza  $\eta_r =$  **3.25**  $\geq 1.5$

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

#### Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-102.00	0.00	-102.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-162.00	0.00	-162.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	35.12	0.00	35.12	0.00
$\Sigma=$	35.12	-264.00	35.12	-264.00

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **3.59**  $\geq 1.3$

#### Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-102.00	0.00	-102.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-162.00	0.00	-162.00
<i>Spinta terreno a monte</i>	35.12	0.00	35.12	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	53.07	0.00	53.07	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	4.85	-1.62	4.85	-1.62
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	93.04	-265.62	93.04	-265.62

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.36**  $\geq 1.3$

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-46.62	73.46	116.99

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	50.73	12.98
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	-202.55	-319.73

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	55.48	13.98
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	-71.96	-114.45

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.70</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>0.50</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>93.04</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>0.49</b>	eccentricità
V =	<b>265.62</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>2.73</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>129.03</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.18</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>97.35</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.34</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>19.30</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 202.04 + 200.48 = 402.53 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 97.35 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 402.53 / 97.35 = 4.13 > 2.00$$

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.610865$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = **3.70** m larghezza della fondazione  
 L = **1.00** m lunghezza della fondazione  
 D = **0.50** m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb. **2**  
 H = **93.04** kN azione orizzontale  $e = M/V = 0.12$  eccentricità  
 V = **412.50** kN azione verticale  $B^* = B - 2e = 3.00$  m < 3 m larghezza r  
 M = **48.25** kNm momento flettente  $D/B^* = 0.17$   
 $q^*_{es} = V/(B^*L) = 137.50$  KN/m<sup>2</sup> pressione r  
 $\theta = 0.22$  rad angolo di ir  
 $\theta = 12.71$  °

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 240.75 + 443.18 = 683.92 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 137.50 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 683.92 / 137.50 = 4.97 > 2.00$$

## 13.1 Verifiche strutturali

### 13.1.1 Verifica paramento

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-46.62	116.99	100	60	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	13.88	<b>-3.18</b>	<b>136.99</b>
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
73.46	100.0	53.8	<b>0.15</b>	<b>0.67 (Rck 35)</b>



### Verifica a formazione fessure - Sezione: paramento

#### Sollecitazioni di verifica

N = -46.62 [kN] sforzo assiale (+ trazione)  
M = 116.99 [kNm] momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck = 35.00 [MPa]  
 $f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] = 2.02$  [MPa] resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale  
 $f_{ctfk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] = 2.43$  [MPa] resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B = 100.00 [cm] base  
H = 60.00 [cm] altezza  
 $y_{G,cls} = H/2 = 30.00$  [cm] posizione baricentro  
 $A_{cls} = 6000.0$  [cm<sup>2</sup>] area  
 $J_{cls} = 1/12 B H^3 = 1800000.0$  [cm<sup>4</sup>] momento di inerzia  
 $W_{cls} = J_{cls} / (H/2) = 60000.0$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (I° stadio)

n = 15.00

armatura superiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 φ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

armatura inferiore	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 φ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-

$y_{G,sup} = S_{xi} / A_i = 30.00$  [cm] posizione baricentro sezione omogeneizzata  
 $A_i = BH + n \sum A_s = 6471.2$  [cm<sup>2</sup>] area sezione omogeneizzata  
 $J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 = 2066928.6$  [cm<sup>4</sup>] momento di inerzia sezione omogeneizzata  
 $y_s = y_{G,sup} = 30.00$  [cm] distanza dal baricentro del lembo superiore  
 $W_{i,s} = J_i / y_s = 68897.6$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata  
 $y_i = H - y_{G,sup} = 30.00$  [cm] distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione  
 $W_{i,i} = J_i / y_i = 68897.6$  [cm<sup>3</sup>] modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i = -0.07$  [MPa]  
 $\sigma_{c(M)} = M / W_{t} = 1.70$  [MPa]  
 $\sigma_{c,tot} = 1.63$  [MPa] < 2.43

### 13.1.2 Verifica plinto

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-319.73	100	60	1	10 φ 24 (45.24)	6.6	19.37	-5.72	150.64
				2	5 φ 24 (22.62)	53.4	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
202.55	100.0	53.4	0.42	0.60 (Rck 30)

N = **0.00** [kN]  $w_k = 1.7 w_m =$  **0.142** [mm]  
M = **-319.73** [kNm]  $w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} =$  **0.083** [mm]

Sezione di calcestruzzo [R]	Sezione interamente reagente [1° stadio]	Armatura ordinaria		
dim. B [cm] x H [cm] = 100 x 60		armatura - check <b>Asv1</b>		
A tot cls [cm <sup>2</sup> ] = <b>6000.00</b>	A, I° [cm <sup>2</sup> ] = <b>7017.88</b>	As tot [cm <sup>2</sup> ] = <b>67.86</b>		
J tot cls [cm <sup>4</sup> ] = <b>1800000.00</b>	J, I° [cm <sup>4</sup> ] = <b>2348366.19</b>	$\mu_{tot}$ [%] = <b>1.13</b>		
y_inf [cm] = <b>30.00</b>	y_inf, I° [cm] = <b>31.13</b>	n° livelli di armatura = <b>2</b>		
y_sup [cm] = <b>30.00</b>	y_sup, I° [cm] = <b>28.87</b>	livello	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]
W_inf [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W_inf, I° [cm <sup>3</sup> ] = <b>75434.21</b>	<b>1</b>	<b>10 <math>\phi</math> 24 (45.24)</b>	<b>6.6</b>
W_sup [cm <sup>3</sup> ] = <b>60000.00</b>	W_sup, I° [cm <sup>3</sup> ] = <b>81346.49</b>	<b>2</b>	<b>5 <math>\phi</math> 24 (22.62)</b>	<b>53.4</b>
			–	
			–	
			–	
			–	

*Calcolo della distanza media tra le fessure*

$s_{rm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r =$  **16.63** [cm]  
 $\phi$  = diametro della barra **2.4** [cm]  
 c = ricoprimento dell'armatura **5.4** [cm]  
 s = distanza tra le barre; se  $s > 14 \phi$  si adotta  $s = 14 \phi$  **10.0** [cm]  
 $k_2$  = coefficiente di aderenza del cls alla barra **0.4**  
 $k_3$  = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni **0.125**  
 $\rho_r = A_s / A_{c\ eff}$  **0.03134118**  
 $A_s$  = area della sezione di acciaio nell'area  $A_{c\ eff}$  **45.24** [cm<sup>2</sup>]  
 $A_{c\ eff} = b_{eff} d_{eff}$  **1443.43** [cm<sup>2</sup>]  
 $b_{eff} = B$  **100.0** [cm]  
 $d_{eff} =$  **14.4** [cm]  
 $d_{eff} = c + s' + 7.5\phi$  **23.4** [cm]  
 $d_{eff} < (H-x_l)/2 = 14.43$  cm;  $x_l = 31.13$  cm  
 $s' =$  interasse verticale tra le file di barre = **0.0** cm

*Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura*

$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$  ( $> = 0.4 \sigma_s / E_s$ ) **0.00050102**  $0.4 \sigma_s / E_s =$  **0.00029251**  
 $E_s$  = modulo di elasticità normale **206000** [MPa]  
 $\sigma_s$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata **150.64** [MPa]  
 $\sigma_{sr}$  = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per la sollecitazione di fessurazione ( $M_{fess}, N_{fess}$ ) **119.54** [MPa]  
 $N_{fess} = N$  **0.00** [kN]  
 $M_{fess} = -[f_{cm}] W_{sup, I^\circ}$  **-253.72** [kNm]  
 $f_{cm} = f_{cm}$  = resistenza a trazione media per flessione **3.12** [MPa]  $cls\ R_{ck}$  [MPa] = **30**  
 $f_{ci}$  = trazione iniziale nel cls **0.00** [MPa]  
 $\beta_1$  = coefficiente aderenza acciaio cls **1.0**  
 $\beta_2$  = coefficiente di sollecitazione **0.5**

#### 14. VERIFICA MURO TIPO D1

Si fa presente che per questo muro, pur avendo un'altezza del paramento maggiore di tre metri, non viene eseguita un'analisi in fase sismica dello stesso, in quanto la zona in cui esso ricade non è sismica.

Vengono di seguito riportate le verifiche sia geotecniche che strutturali.

##### Dati geometrici

**H tot =4.60 [m]**

<i>muro</i>	altezza muro	4.00	m
	spessore muro superiore	0.30	m
	spessore muro inferiore	0.60	m
	inclinazione muro - lato monte	4.25	°
	inclinazione muro - lato valle	0.04	°
	spessore muro inferiore - lato monte	0.30	m
	spessore muro inferiore - lato valle	0.00	m
	<i>platea di fondazione</i>	sbalzo platea - lato valle	0.50
spessore sbalzo platea - lato valle		0.60	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato valle		0.60	m
sbalzo platea - lato monte		1.70	m
spessore sbalzo platea - lato monte		0.60	m
spessore sbalzo platea filo muro - lato monte		0.60	m
inclinazione magrone sottofondo		0.00	°
lunghezza platea		2.80	m
<i>terrapieno</i>	inclinazione terrapieno	0.00	°
	lunghezza terrapieno superiore	2.00	m
	lunghezza terrapieno inferiore	1.70	m
	altezza totale terrapieno a monte	4.60	m

##### Dati geotecnici

<i>terrapieno</i>	angolo di attrito	35.0	°
	angolo di attrito muro-terrapieno	21.0	°
	coefficiente di spinta attiva - formula generale: $k_a(\alpha, \delta, \phi, i)$	0.27099	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.0	kN/m <sup>3</sup>
<i>terreno di fondazione</i>	angolo di attrito	35.0	°
	coefficiente di attrito $f = \tan(KTF \times AATF)$	0.5715	
	fattore di riduzione angolo di attrito	0.9	
	coesione	0.0	kN/m <sup>2</sup>
	peso di volume	19.00	MPa

Dati di carico

<i>azione sismica</i>	grado di sismicità (categoria zona sismica: I, II, III)	2	(2-6-9-12)	
	coefficiente di intensità sismica	0.00		
	angolo di attrito muro-terrapieno in fase di sisma	0.0	°	
	coefficiente di spinta attiva in presenza di sisma = A x KAS*	-		
	coefficiente di incremento di spinta attiva in presenza di sisma = KAS-KA	-		
<i>calcestruzzo</i>	peso di volume	25.00	kN/m <sup>3</sup>	
<i>sovraccarico uniforme</i>	Sovraccarico a monte in sommità del muro	10.00	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
	Sovraccarico a valle	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
	Percentuale sovraccarico su platea	100.00	(0-100 %)	
<i>falda</i>	livello acqua falda da intradosso platea	0.00	m	
	peso di volume	10.00	kN/m <sup>3</sup>	
	pressione idrostatica a monte	0	(1= si; 0= no)	
	sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0	(1= si; 0= no)	
<i>carichi applicati - uniforme</i>	Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
	distanza di applicazione da filo posteriore platea di fondazione (+ verso monte)	0.00	m	
	distanza di applicazione da intradosso platea di fondazione (+ verso alto)	0.00	m	
	angolo di diffusione nel terreno	30.00	°	
<i>- forze concentrate</i>	forza verticale (+ verso l'alto)	0.00	kN/m	
	braccio orizzontale x forza verticale (+ verso monte)	0.24	m	
	forza orizzontale (+ verso valle)	0.00	kN/m	
	braccio verticale x forza orizzontale (+ verso l'alto)	0.00	m	
	coppia (+ oraria)	0.00	kNm/m	

Sollecitazioni su paramento muro riferite al baricentro della sezione

sezione	z (m)	s <sub>M</sub> (z) (m)	X <sub>0</sub> (m)	σ <sub>v</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>h</sub> kN/m <sup>2</sup>	u kN/m <sup>2</sup>	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
10	4.00	0.30	-0.65	-10.00	2.71	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.60	0.33	-0.67	-17.60	4.77	0.00	-3.15	1.50	0.29
8	3.20	0.36	-0.68	-25.20	6.83	0.00	-6.60	3.82	1.40
7	2.80	0.39	-0.70	-32.80	8.89	0.00	-10.35	6.96	3.65
6	2.40	0.42	-0.71	-40.40	10.95	0.00	-14.40	10.93	7.38
5	2.00	0.45	-0.73	-48.00	13.01	0.00	-18.75	15.72	12.93
4	1.60	0.48	-0.74	-55.60	15.07	0.00	-23.40	21.33	20.62
3	1.20	0.51	-0.76	-63.20	17.13	0.00	-28.35	27.77	30.80
2	0.80	0.54	-0.77	-70.80	19.19	0.00	-33.60	35.03	43.78
1	0.40	0.57	-0.79	-78.40	21.25	0.00	-39.15	43.12	59.92
0	0.00	0.60	-0.80	-86.00	23.31	0.00	-45.00	52.03	79.54

LEGENDA:

- s<sub>M</sub>(z) = spessore sezione muro
- z = quota sezione da estradosso platea lato monte (+ verso l'alto)
- X<sub>0</sub> = distanza baricentro sezione da spigolo inferiore sbalzo platea lato valle (s.d.r.)
- σ<sub>v</sub> = tensione verticale dietro al muro (+ verso l'alto)
- σ<sub>h</sub> = tensione orizzontale dietro al muro (+ verso valle)
- u = pressione idrostatica dietro al muro
- N = sforzo normale (-: compressioni)
- T = sforzo di taglio (+: verso valle)
- M = momento flettente (+: tese le fibre lato monte)

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 2)

azione orizzontale	$F_x =$	66.94 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-227.50 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	75.59 kNm/m

Riepilogo delle sollec. riferite al baricentro della platea di fondaz. - lato intrad. (comb.: 3)

azione orizzontale	$F_x =$	66.94 kN/m
azione verticale	$F_z =$	-247.47 kN/m
momento flettente	$M_{p,G} =$	67.57 kNm/m

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 2

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	139.10	0.00	-15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	133.93	0.00	-15.00	17.06	-1.88	1.07	-0.12	15.19	0.96	0.60
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	128.77	0.00	-15.00	33.48	-3.75	4.24	-0.47	29.73	3.77	0.60
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	123.60	0.00	-15.00	49.26	-5.63	9.42	-1.05	43.63	8.36	0.60
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	118.44	0.00	-15.00	64.38	-7.50	16.53	-1.88	56.88	14.65	0.60
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	1.70	93.64	0.00	-101.00	99.49	-171.70	67.65	-145.95	-72.21	-78.30	0.60
sez 6 - (monte)	-1.44	1.36	79.60	0.00	-101.00	70.04	-137.36	38.96	-93.40	-67.32	-54.44	0.60
sez 7 - (monte)	-1.78	1.02	65.55	0.00	-101.00	45.36	-103.02	19.48	-52.54	-57.66	-33.06	0.60
sez 8 - (monte)	-2.12	0.68	51.50	0.00	-101.00	25.46	-68.68	7.58	-23.35	-43.22	-15.78	0.60
sez 9 - (monte)	-2.46	0.34	37.45	0.00	-101.00	10.34	-34.34	1.62	-5.84	-24.00	-4.21	0.60
sez 10 - (monte)	-2.80	0.00	23.40	0.00	-101.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

*Sollecitazioni su platea di fondazione* combo 3

sezione	X (m)	DX (m)	qz,inf kN/m <sup>2</sup>	u,inf kN/m <sup>2</sup>	qz,sup kN/m <sup>2</sup>	V,inf kN/m	V,sup kN/m	M,inf kNm/m	M,sup kNm/m	V,tot kN/m	M,tot kNm/m	spessore (m)
sez 0 - (valle)	0.00	0.00	140.10	0.00	-15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
sez 1 - (valle)	-0.13	0.13	135.48	0.00	-15.00	17.22	-1.88	1.08	-0.12	15.35	0.97	0.60
sez 2 - (valle)	-0.25	0.25	130.86	0.00	-15.00	33.87	-3.75	4.28	-0.47	30.12	3.81	0.60
sez 3 - (valle)	-0.38	0.38	126.24	0.00	-15.00	49.94	-5.63	9.53	-1.05	44.31	8.47	0.60
sez 4 - (valle)	-0.50	0.50	121.63	0.00	-15.00	65.43	-7.50	16.74	-1.88	57.93	14.87	0.60
<b>paramento muro</b>												
sez 5 - (monte)	-1.10	1.70	99.46	0.00	-101.00	115.71	-171.70	83.23	-145.95	-55.99	-62.72	0.60
sez 6 - (monte)	-1.44	1.36	86.90	0.00	-101.00	84.03	-137.36	49.40	-93.40	-53.33	-44.01	0.60
sez 7 - (monte)	-1.78	1.02	74.34	0.00	-101.00	56.62	-103.02	25.61	-52.54	-46.40	-26.93	0.60
sez 8 - (monte)	-2.12	0.68	61.79	0.00	-101.00	33.47	-68.68	10.41	-23.35	-35.21	-12.94	0.60
sez 9 - (monte)	-2.46	0.34	49.23	0.00	-101.00	14.60	-34.34	2.36	-5.84	-19.74	-3.48	0.60
sez 10 - (monte)	-2.80	0.00	36.67	0.00	-101.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60

LEGENDA:

- X= ascissa sezione platea
- DX= distanza sezione da lembo estremo
- qz,inf= carico distribuito dovuto alla reazione di sottofondo del terreno
- u,inf= pressione idrostatica sotto platea di fondazione
- qz,sup= carico distribuito verso il basso
- V= sforzo di taglio (+: verso l'alto)
- M= momento flettente (+: tese le fibre di intradosso platea)

**Verifica a ribaltamento**

	Mstab	Mrib
<u>Azioni (comb.:1)</u>	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	91.85	0.00
Terrapieno	263.25	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	83.53
$\Sigma=$	355.10	83.53
Coefficiente di sicurezza $\eta_r =$	<b>4.25</b>	$\geq 1.5$

	Mstab	Mrib
<u>Azioni (comb.:2)</u>	kNm/m	kNm/m
Muro + platea di fondazione	91.85	0.00
Terrapieno	263.25	0.00
Spinta terreno a monte	0.00	83.53
Spinta sovraccarico a monte	0.00	28.67
Forze applicate in sommità del muro	0.00	0.00
Spinta dell'acqua	0.00	0.00
Sovraccarico a valle	0.00	0.00
Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma	0.00	0.00
Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte	0.00	0.00
Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione	0.00	0.00
$\Sigma=$	355.10	112.20
Coefficiente di sicurezza $\eta_r =$	<b>3.16</b>	$\geq 1.5$

### Verifica allo scorrimento

(verifica alla traslazione magrone terreno - inclinazione piano di slittamento = 0 °)

Azioni (comb.:1)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-87.00	0.00	-87.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-140.50	0.00	-140.50
<i>Spinta terreno a monte</i>	54.47	0.00	54.47	0.00
$\Sigma=$	54.47	-227.50	54.47	-227.50

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **2.39**  $\geq 1.3$

Azioni (comb.:2)

	Fx kN/m	Fz kN/m	Ft kN/m	Fn kN/m
<i>Muro + platea di fondazione</i>	0.00	-87.00	0.00	-87.00
<i>Terrapieno</i>	0.00	-140.50	0.00	-140.50
<i>Spinta terreno a monte</i>	54.47	0.00	54.47	0.00
<i>Spinta sovraccarico a monte</i>	12.47	0.00	12.47	0.00
<i>Forze applicate in sommità del muro</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Spinta dell'acqua</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico a valle</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Incremento di spinta terreno a monte in fase di sisma</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sovraccarico aggiuntivo laterale - lato monte</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sottospinta idraulica sotto platea di fondazione</i>	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma=$	66.94	-227.50	66.94	-227.50

Coefficiente di sicurezza  $\eta_t =$  **1.94**  $\geq 1.3$



Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2 e 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Paramento verticale - sezione di spiccato	0.60	-45.00	52.03	79.54

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 2)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	56.88	14.65
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	-72.21	-78.30

Riepilogo delle sollecitazioni (comb.: 3)

	spessore (m)	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
Mensola lato valle - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	57.93	14.87
Mensola lato monte - sezione filo paramento verticale	0.60	0.00	-55.99	-62.72

N (-) : sforzo normale di compressione

M (+) : momento flettente che tende le fibre lato terreno - paramento verticale

: momento flettente che tende le fibre lato intradosso - platea di fondazione

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di fondazione	
$\phi' =$	<b>35.00</b>	°	angolo di attrito interno	$\phi' =$ <b>0.610865</b> rad
$c' =$	<b>0.00</b>	KN/m <sup>2</sup>	coesione	
$\gamma_r =$	<b>19.00</b>	KN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno di riempimento (laterale)	

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B =	<b>3.00</b>	m	larghezza della fondazione
L =	<b>1.00</b>	m	lunghezza della fondazione
D =	<b>0.80</b>	m	approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb.	<b>1</b>					
H =	<b>66.94</b>	kN	azione orizzontale	$e = M/V =$	<b>0.33</b>	eccentricità
V =	<b>227.50</b>	kN	azione verticale	$B^* = B - 2e =$	<b>2.34</b> m < 3 m	larghezza r
M =	<b>75.59</b>	kNm	momento flettente	$D/B^* =$	<b>0.34</b>	
				$q^*_{es} = V/(B^*L) =$	<b>97.41</b> KN/m <sup>2</sup>	pressione r
				$\theta =$	<b>0.29</b> rad	angolo di ir
				$\theta =$	<b>16.40</b> °	

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 360.77 + 248.21 = 608.98 \quad \text{KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 97.41 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 608.98 / 97.41 = 6.25 > 2.00$$

**Muri di sostegno con fondazioni superficiali**

Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Meyerhof)

F = **2.00**

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

$\gamma = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di fondazione  
 $\phi' = 35.00$  ° angolo di attrito interno  $\phi' = 0.610865$  rad  
 $c' = 0.00$  KN/m<sup>2</sup> coesione  
 $\gamma_r = 19.00$  KN/m<sup>3</sup> peso specifico terreno di riempimento (laterale)

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

B = **3.00** m larghezza della fondazione  
 L = **1.00** m lunghezza della fondazione  
 D = **0.80** m approfondimento della fondazione

**Azioni esterne e pressione applicata**

comb. **2**  
 H = **66.94** kN azione orizzontale  $e = M/V = 0.27$  eccentricità  
 V = **247.47** kN azione verticale  $B^* = B - 2e = 2.45$  m < 3 m larghezza r  
 M = **67.57** kNm momento flettente  $D/B^* = 0.33$   
 $q^*_{es} = V/(B^*L) = 100.85$  KN/m<sup>2</sup> pressione r  
 $\theta = 0.26$  rad angolo di ir  
 $\theta = 15.14$  °

**Valutazione del carico limite dell'insieme fondazione-terreno e del coefficiente di sicurezza**

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_r D N_q s_q d_q i_q + 1/2 B^* \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{lim} = 0.00 + 372.11 + 296.44 = 668.55 \text{ KN/m}^2$$

$$q^*_{es} = 100.85 \text{ KN/m}^2$$

$$F = q_{lim} / q^*_{es} = 668.55 / 100.85 = 6.63 > 2.00$$

**14.1 Verifica strutturale**

**14.1.1 Verifica Paramento**

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-45.00	79.54	100	60	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	14.38	-2.17	89.12
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo superiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
52.03	100.0	53.8	0.11	0.67 (Rck 35)

### Verifica a formazione fessure - Sezione: Paramento

#### Sollecitazioni di verifica

N =	-45.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	79.54 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

#### Materiali

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

#### Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)

B =	100.00 [cm]	base
H =	60.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	30.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	6000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1800000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	60000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

#### Caratteristiche geometriche (1° stadio)

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$Y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	30.00 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	6471.2 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i Y_{G,sup}^2 =$	2066928.6 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = Y_{G,sup} =$	30.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata
$y_i = H - Y_{G,sup} =$	30.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore - trazione
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata - trazione

#### Trazione nel calcestruzzo

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.07 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_{i,t} =$	1.15 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>1.08 [MPa]</b>	< 2.43

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 14.1.2 Verifica Plinto

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-	-78.30	100	60	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	12.75	<b>-2.10</b>	<b>101.24</b>
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	53.8	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
T [kN]	100.0	53.8	<b>0.15</b>	<b>0.60 (Rck 30)</b>

**Verifica a formazione fessure - Sezione: Plinto**

**Sollecitazioni di verifica**

N =	0.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-78.30 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck =	30.00 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	1.82 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.19 [MPa]	

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B =	100.00 [cm]	base
H =	60.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	30.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	6000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	1800000.0 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	60000.0 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (I° stadio)**

n =	15.00		
<b>armatura superiore</b>	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$h_{i\_sup}$ [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<b>armatura inferiore</b>	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$h_{i\_inf}$ [cm]	coprifermo [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G\_sup} = S_x / A_i =$	30.00 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	6471.2 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G\_sup}^2 =$	2066928.6 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G\_sup} =$	30.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione
$y = H - y_{G\_sup} =$	30.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	68897.6 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	0.00 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	1.14 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>1.14 [MPa]</b>	<b>&lt; 2.19</b>

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

## 15. VERIFICA OPERE PROVVISORIALI KM 0+750.10

Il seguente lavoro riguarda la verifica delle opere provvisorie atte a garantire la realizzazione del muro ad U in corrispondenza del km 0+750.10 m. Le opere risultano realizzate da una doppia fila di micropali Ø 300 armati con tubo 193.7 mm spessore 12.5 mm, di cui la prima fila disposta ad interasse 40 cm e con micropali verticali, mentre la seconda fila realizzata con micropali inclinati di 12° rispetto alla verticale ed aventi interasse pari a 80 cm.

Nei paragrafi seguenti verrà illustrato il modello di calcolo realizzato necessario per la verifica dell'opera, nonché la verifica strutturale e geotecnica della stessa.

### 15.1 Modello

Il modello di calcolo è stato implementato con il codice di calcolo agli elementi finiti Sap2000 v. 14.2.0 Advanced, prodotto e distribuito da Computers and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley CA .94704.

Viene riportata una rappresentazione dello stesso:

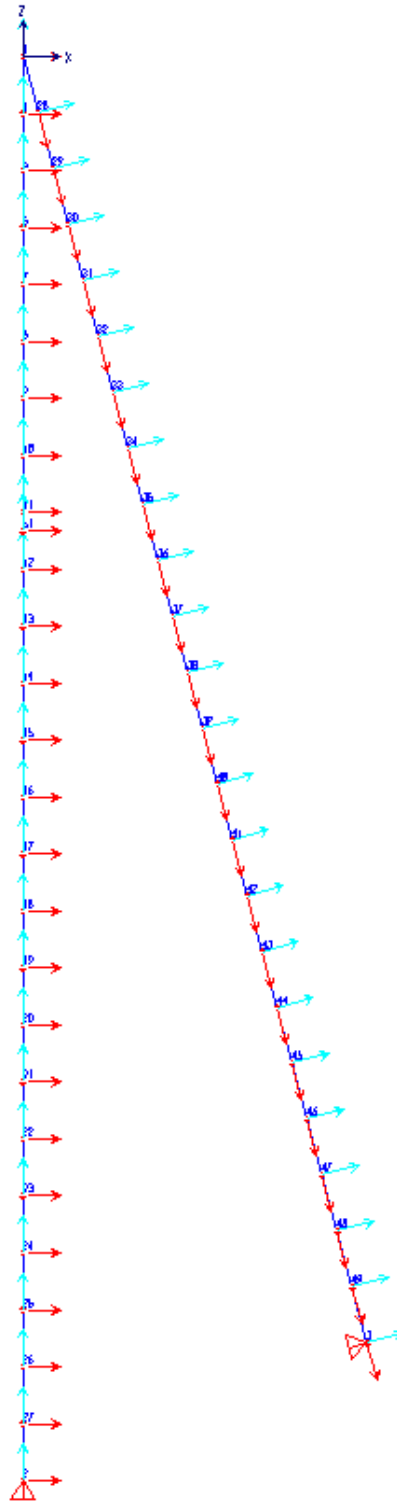


Figura 2 - Numerazione nodi modello di calcolo

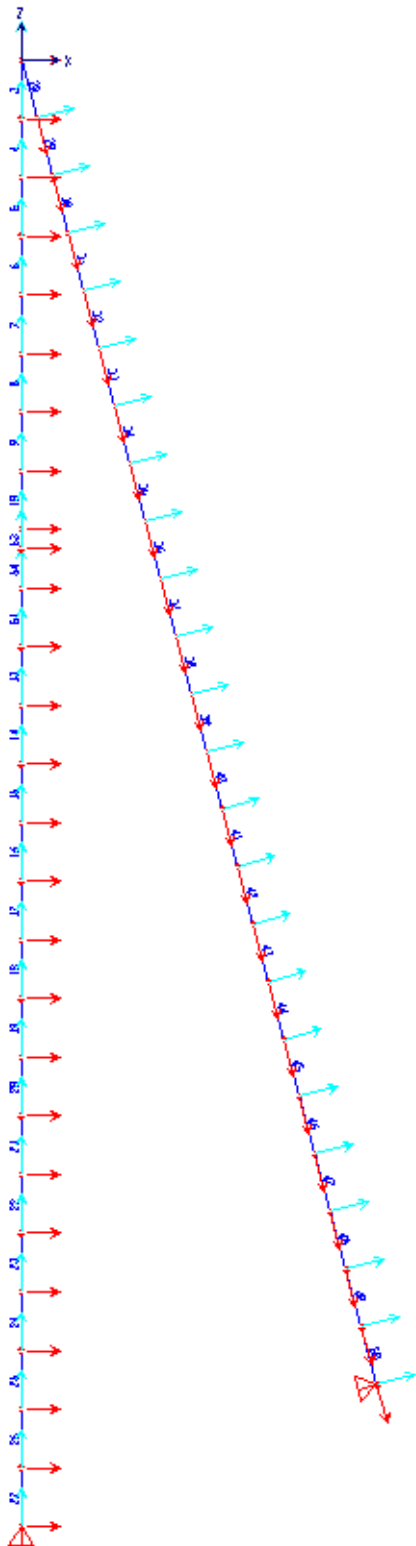


Figura 3 - numerazione delle aste



Il modello risulta costituito da elementi “beam” che riproducono le caratteristiche inerziali dei micropali utilizzati. Ovvero si sono modellate delle sezioni in CLS di spessore equivalente ottenuto dall’omogeneizzazione del calcestruzzo e dei tubi di armatura tenendo conto dell’interasse dei micropali stessi.

I valori utilizzati per gli elementi sono:

- micropali verticali :  $sp = 0.254$  m aventi inerzia flessionale pari a  $0.00136 \text{ m}^4 / \text{m}$
- micropali inclinati :  $sp = 0.2014$  m aventi inerzia flessionale pari a  $0.00068 \text{ m}^4 / \text{m}$ .

Il modello su rappresentato, risulta immerso in letto di molle aventi rigidità variabile con la profondità secondo la relazione seguente:

$$K_h(\text{kg/cm}) = n_h \times z / d$$

dove:

$k_h$  = modulo di reazione orizzontale del terreno;

$n_h$  = costante dipendente dalla litologia;

$z$  = profondità (cm)

$d$  = diametro o larghezza del palo.

Il coefficiente  $n_h$  assume i seguenti valori per i terreni di GS:

Sabbia sciolta ( $D_r \% < 30\%$ )	secca-umida $n_h = 0.224$	saturo $n_h = 0.128$ ;
Sabbia media ( $D_r > 30$ $e \leq 70\%$ )	secca-umida $n_h = 0.672$	saturo $n_h = 0.448$ ;
Sabbia grossa ( $D_r \% > 70$ )	secca-umida $n_h = 1.792$	saturo $n_h = 1.088$ ;

Mentre assume i seguenti valori per i terreni di tipo LS:

Argilla con $C_u \leq 0.25 \text{ kg/cm}^2$	$n_h = 0.022 \text{ kg/cm}^2$
Argilla con $C_u > 0.25$ e $\leq 0.50 \text{ kg/cm}^2$	$n_h = 3.51 \text{ kg/cm}^2$


Valori validi per terreni coesivi normalconsolidati.

Per la ghiaia si considerano, in via cautelativa, gli stessi valori utilizzati per la sabbia grossa non essendo presenti dati sperimentali diretti per questo materiale.

Per il modello in questione, essendo lo stesso discretizzato con una lunghezza degli elementi di 0.30 m si sono ottenuti i seguenti valori :

<b>nh</b>	<b>z</b>	<b>d</b>	<b>Kh</b>	<b>kh</b>	<b>Kh modello sap</b>
-	[cm]	[cm]	[kg/cmc]	[kN/mc]	[KN/mc/molla]
1.792	180	30	10.752	107520	32256
1.792	210	30	12.544	125440	37632
1.792	240	30	14.336	143360	43008
1.792	270	30	16.128	161280	48384
1.792	300	30	17.92	179200	53760
1.792	330	30	19.712	197120	59136
1.792	360	30	21.504	215040	64512
1.792	390	30	23.296	232960	69888
1.792	420	30	25.088	250880	75264
1.792	450	30	26.88	268800	80640
1.792	480	30	28.672	286720	86016
1.792	510	30	30.464	304640	91392
1.792	540	30	32.256	322560	96768
1.792	570	30	34.048	340480	102144
1.792	600	30	35.84	358400	107520
1.792	630	30	37.632	376320	112896
3.51	660	30	77.22	772200	231660
3.51	690	30	80.73	807300	242190
3.51	720	30	84.24	842400	252720
3.51	750	30	87.75	877500	263250
3.51	780	30	91.26	912600	273780
3.51	810	30	94.77	947700	284310
1.792	840	30	50.176	501760	150528
1.792	870	30	51.968	519680	155904
1.792	900	30	53.76	537600	161280
1.792	930	30	55.552	555520	166656
1.792	960	30	57.344	573440	172032
1.792	990	30	59.136	591360	177408

I vincoli esterni del modello risultano delle cerniere, in quanto si è considerata l'ipotesi che i micropali siano completamente immersi oltre una profondità pari a 2 volte la luce libera di scavo.

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

## 15.2 Analisi dei carichi

### 15.2.1 Scarichi del viadotto

In via del tutto precauzionale si è considerato il viadotto oggetto di studio come una struttura isostatica su più campate, aventi luci di calcolo pari a 24 m e larghezza dell'impalcato pari a 13 m.

Ipotizzando una fondazione su pali e che la stessa possa assorbire tutte le azioni verticali derivanti dalla sovrastruttura, si è passati ad effettuare un dimensionamento di massima di quelle che sono le azioni orizzontali che si scaricano giù in fondazione fino alla quota di imposta dei pali.

Le sollecitazioni di cui si è tenuto conto sono rispettivamente:

- La forza dovuta alla frenatura;
- La forza dovuta al sisma ;
- La componente orizzontale dovuta alla presenza dell'attrito sui vincoli;

considerando una larghezza di carico trasversale pari al numero di 4 corsie di carico ( si è volontariamente sovrastimato il numero di corsie a favore di sicurezza), si è valutato il massimo contributo dovuto alla frenatura stimato come il valore massimo fra i due riportati di seguito:

10% della colonna di carico più pesante: Pari a  $(600\text{kN} + 30\text{kN/m} \times 15\text{ m}) \times 0.1 = 1050\text{ kN} \times 0.1 = 105\text{ kN}$ .

20% del carico totale  $Q_{1a}$  : pari a  $600(1+0.5+2 \times 0.35) = 600\text{ kN} \times 2.20 = 1320\text{ kN} \times 0.20 = 264\text{ kN}$ .

Pertanto il valore di frenatura considerato è Pari a 264 kN.

Per quanto riguarda l'azione sismica, si ha:

facendo riferimento ad una terza categoria(  $S = 6$ ) si ha:

$$F = C \times R \times I \times \varepsilon \times \beta \times W$$


Con:

$$C = S-2/100$$

$$R = 1$$

$$I = 1$$

$$\varepsilon = 1$$

	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

$$\beta = 1.2$$

$$W = 3500 \text{ kN.}$$

Si ottiene una azione sismica complessiva scaricata in fondazione pari a :

$$f = (7000+4500) \times 0.048 \sim 550 \text{ kN.}$$

L'attrito ai vincoli è stato calcolato partendo dal peso dell'impalcato e considerando un coefficiente di attrito pari a al 5% , si ha dunque:

$$F_{\text{Attrito}} = 0.05 \times 3500 = 175 \text{ kN.}$$

Dunque possiamo affermare che in fase statica l'impalcato scarica in fondazione un azione orizzontale pari a 450 kN circa, data dalla somma dell'azione dovuta alla frenatura e dall'azione dovuta alla presenza dell'attrito sui vincoli.

In fase sismica invece gli scarichi orizzontali in fondazione sono pari a 550 kN.

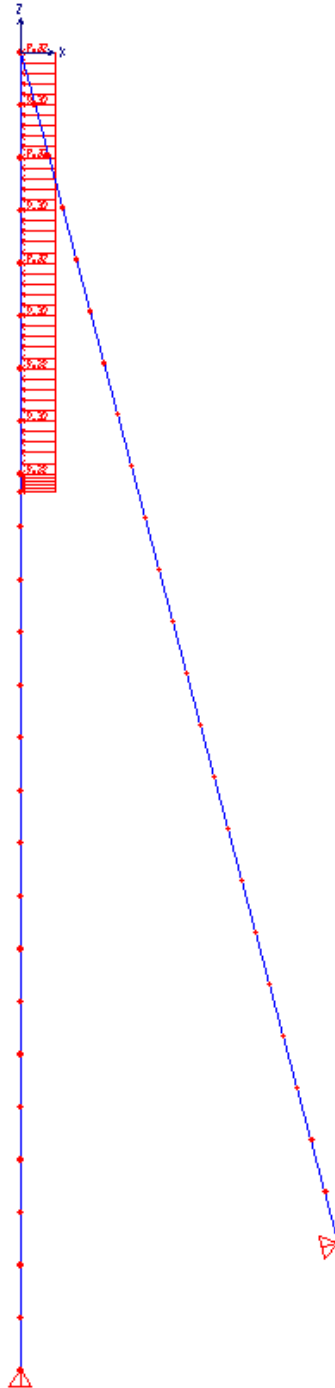
### ***15.2.2 Sovraccarico dovuto al pre - scavo***

E' stato considerato un sovraccarico dovuto alla presenza di un pre - scavo pari a 1.80 m.

Considerando, congruentemente con quanto riportato nella relazione geotecnica, un peso specifico del terreno pari 20 kN/mq e un angolo di attrito pari 36 ° si è calcolato il contributo uniforme in termini di spinta sull'opera provvisoria dato dal pre - scavo, che vale:

$$\text{Sovraccarico terreno} = 0.259 \times 20 \times 1.80 = 9.32 \text{ kPa.}$$

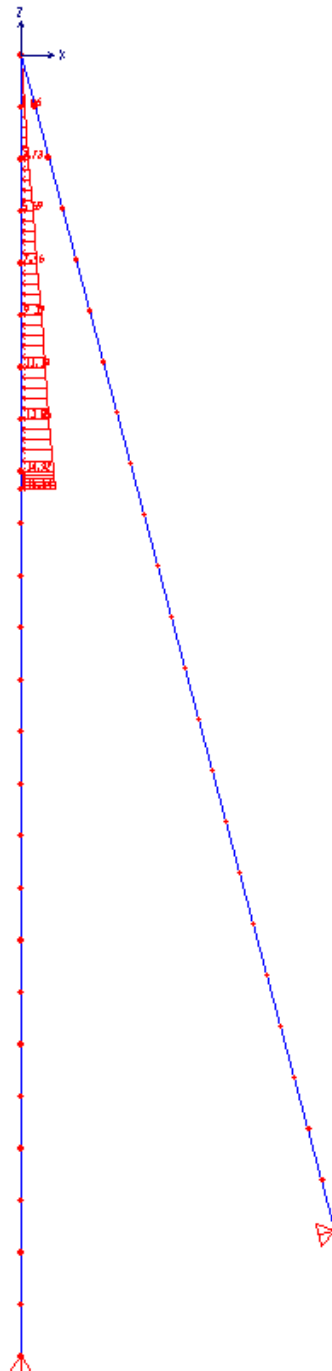
Tale carico è stato applicato al modello di calcolo come mostrato in figura:



**Figura 4 - Sovraccarico dovuto al pre - scavo**

**15.2.3 Spinta dovuta al terreno**

Nella figura seguente viene riportato il valore di carico dovuto alla spinta del terreno:



**Figura 5 - Spinta dovuta al terreno**

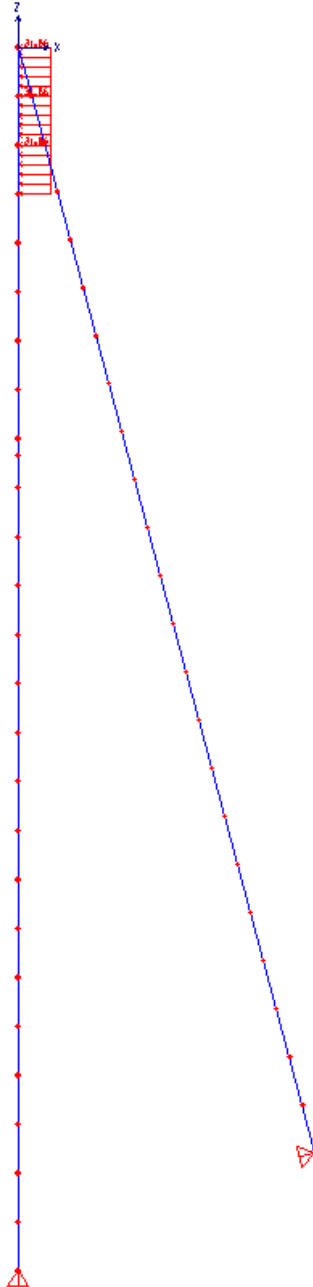
I valori sono pari a :

0 kPa a quota testa micropalo

15.54 kPa a quota -3.00 m pari all'altezza massima di scavo.

#### ***15.2.4 Azioni trasmesse dall'impalcato***

Partendo dallo scarico in fase statica pari a 450 kN e diffondendolo nel terreno trasversalmente con un angolo pari a  $45 - \frac{\phi}{2} = 27^\circ$  si è ottenuto il seguente un carico pari 31.86 kPa applicato per un'altezza pari a 1.10 m.



**Figura 6 -Azione trasmessa dell'impalcato**

Trattandosi di un'opera provvisoria si sono sommati linearmente gli effetti dovuti ai carichi su elencati, ottenendo i seguenti risultati in termini di sollecitazioni di momento taglio e sforzo normale.



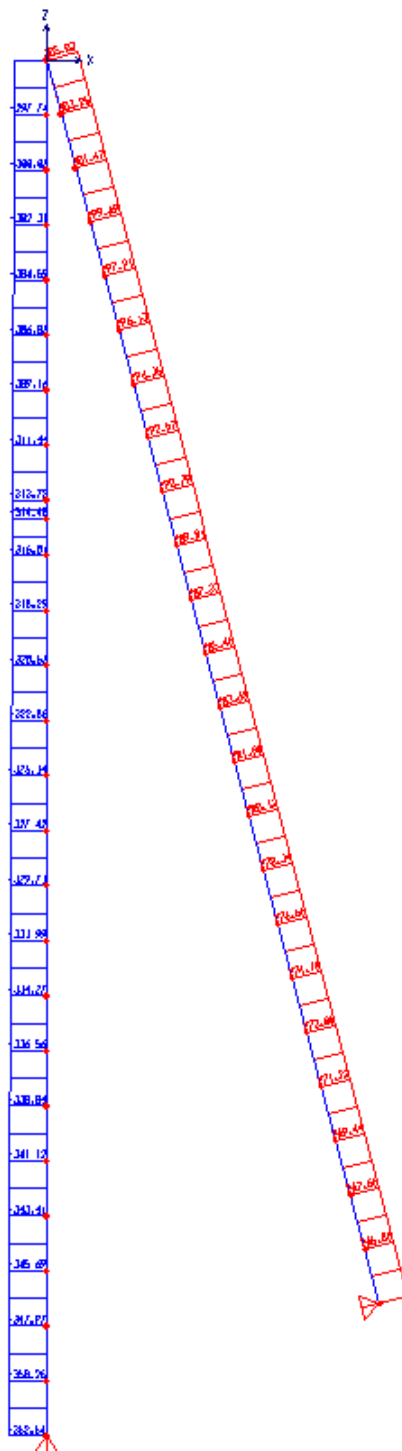
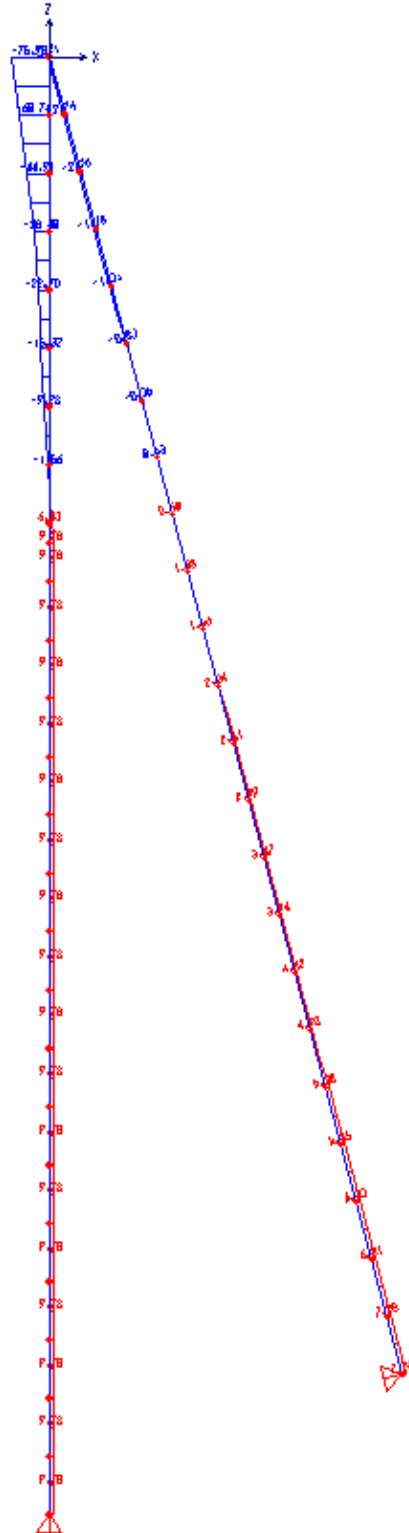
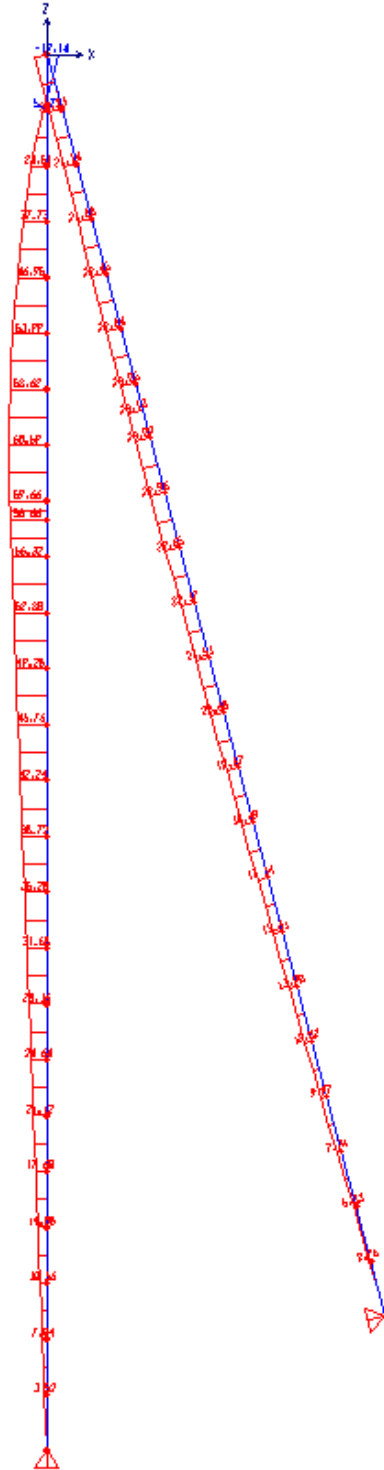



Figura 7 - Sforzo normale



**Figura 8 - Taglio**



**Figura 9 - Momento flettente**

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

### 15.3 Verifiche strutturali micropali

Vengono di seguito riportate le verifiche strutturali delle sezioni più significative dei micropali.

#### 15.3.1 Verifica micropalo dritto

##### Sezione di massimo momento flettente

Le sollecitazioni ricavate dal modello di calcolo sono le seguenti:

$$M = 60.58 \text{ kNm/m}$$

$$T = 1.55 \text{ kN/m}$$

$$N = 311.44 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo valgono:

$$M = 60.58 \times 0.40 = 24.23 \text{ kNm}$$

$$T = 1.55 \times 0.40 = 0.62 \text{ kN}$$

$$N = 311.44 \times 0.40 = 124.57 \text{ kN}$$

##### Verifica sezione circolare in acciaio

###### Materiali

**Fe 510**

$$\sigma_{adm} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = 139 \text{ Mpa}$$

###### Sollecitazioni

$$N = 124.6 \text{ kN}$$

$$M = 24.2 \text{ kNm}$$

$$T = 0.6 \text{ kN}$$

###### Geometria

$$d = 193.7 \text{ mm} \quad \text{diametro esterno}$$

$$s = 12.5 \text{ mm} \quad \text{spessore}$$

$$J = 29343122 \text{ mm}^4$$

$$A = 7115.7 \text{ mm}^2$$

$$W = 302974.9 \text{ mm}^3$$

$$A_{ta} = 3557.9 \text{ mm}^2 \quad (A_{ta} = \pi R_m s = \pi (\phi - s)/2 * s \text{ formula approssimata})$$

###### Verifica

$$\sigma = 102.7 \text{ Mpa} \quad \text{ok} \quad \sigma_{id} = 102.7 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

$$\tau = 0.2 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### Sezione di massimo Taglio

In modo analogo a quanto visto prima, si procede con la verifica strutturale della sezione soggetta alla massima azione tagliante.

Le sollecitazioni riferite al metro lineare di struttura risultano:

$$M = 19.13 \text{ kNm/m}$$

$$T = 75.89 \text{ kN/m}$$

$$N = 295.45 \text{ kN/m}$$

I valori sul singolo micropalo risultano:

$$M = 19.13 \times 0.4 = 7.65 \text{ kNm}$$

$$T = 75.89 \times 0.4 = 30.36 \text{ kN}$$

$$N = 295.45 \times 0.4 = 118.18 \text{ kN}$$

### Verifica sezione circolare in acciaio

#### Materiali

**Fe 510**

$$\sigma_{adm} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = 139 \text{ Mpa}$$

#### Sollecitazioni

$$N = 118.2 \text{ kN}$$

$$M = 7.7 \text{ kNm}$$

$$T = 30.4 \text{ kN}$$

#### Geometria

$$d = 193.7 \text{ mm} \quad \text{diametro esterno}$$

$$s = 12.5 \text{ mm} \quad \text{spessore}$$

$$J = 29343122 \text{ mm}^4$$

$$A = 7115.7 \text{ mm}^2$$

$$W = 302974.9 \text{ mm}^3$$

$$A_{ta} = 3557.9 \text{ mm}^2 \quad (A_{ta} = \pi R_m s = \pi (\phi - s)/2 * s \text{ formula approssimata})$$

#### Verifica

$$\sigma = 46.8 \text{ Mpa} \quad \text{ok} \quad \sigma_{id} = 49.1 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

$$\tau = 8.5 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 15.4 Verifica micropalo Inclinato

Viene di seguito verificata la sezione in cui si registra il massimo sforzo di trazione.

Le sollecitazioni riferite al metro lineare di struttura risultano:

$$N = 305.03 \text{ kN/m}$$

$$T = 3.214 \text{ kN/m}$$

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	<b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA</b> <b>TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO APPALTO INTEGRATO</b>					
	OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO <b>MDL1</b>	LOTTO <b>11</b>	CODIFICA <b>D 26 CL</b>	DOCUMENTO <b>RI0005001</b>	REV. <b>A</b>

$$M = 19.13 \text{ kNm/m}$$

I valori sul singolo micropalo risultano:

$$N = 305.03 \times 0.8 = 244.02 \text{ kN}$$

$$T = 3.214 \times 0.80 = 2.57 \text{ kN}$$

$$M = 19.13 \times 0.8 = 15.30 \text{ kNm}$$

### Verifica sezione circolare in acciaio

#### Materiali

$$f_y = 510$$

$$\sigma_{adm} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = 139 \text{ Mpa}$$

#### Sollecitazioni

$$N = 244.0 \text{ kN}$$

$$M = 15.3 \text{ kNm}$$

$$T = 2.6 \text{ kN}$$

#### Geometria

$$d = 193.7 \text{ mm} \quad \text{diametro esterno}$$

$$s = 12.5 \text{ mm} \quad \text{spessore}$$

$$J = 29343122 \text{ mm}^4$$

$$A = 7115.7 \text{ mm}^2$$

$$W = 302974.9 \text{ mm}^3$$

$$A_{ta} = 3557.9 \text{ mm}^2 \quad (A_{ta} = \pi R_m s = \pi (\phi - s)/2 * s \text{ formula approssimata})$$

#### Verifica

$$\sigma = 84.8 \text{ Mpa} \quad \text{ok} \quad \sigma_{id} = 84.8 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

$$\tau = 0.7 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

La sezione risulta verificata.

### 15.5 Verifica sfilamento micropalo inclinato.

Si riporta la verifica a sfilamento del micropalo inclinato.

$N_{limite} = \pi \times ds \times L_s \times s$  in cui:

$ds = \alpha \times d$ , rappresenta il diametro moltiplicato per un coefficiente maggiorativo che varia con il tipo di terreno e la metodologia di iniezione utilizzata.

Nel caso in esame trattandosi di iniezioni ripetute IRS si sono adottati i seguenti coefficienti:

$\alpha = 1.6$  per i terreni di tipo GS

$\alpha = 1.4$  per i terreni di tipo LS

$L_s$  = lunghezza della zona iniettata nel terreno;

$s$  = resistenza tangenziale all'interfaccia tratto iniettato e terreno. Presa pari a 0.35 Mpa per i terreni di tipo GS e 0.12 Per i terreni di tipo Ls fuori falda e 0.04 MPa per i terreni Ls sotto falda.

Si ottiene:

$$N1 = 3.14 \times 480 \times 0.35 \times 1500 = 791280 \text{ N} = 791.280 \text{ kN}$$

$$N2 = 3.14 \times 420 \times 0.12 \times 970 = 153508 \text{ N} = 153.508 \text{ kN}$$

$$N3 = 3.14 \times 420 \times 0.04 \times 1000 = 52752 \text{ N} = 52.752 \text{ kN}$$

Si ha pertanto:

$$N1 + N2 + N3 = 997.54 \text{ KN}$$

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2.5 si ottiene:

$$997.54/2.5 = 332.51 \text{ kN} > 224.02 \text{ kN}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 16. VERIFICA PARETE VERTICALE MURO AD U

### 16.1 Modello

Il modello di calcolo è stato implementato con il codice di calcolo agli elementi finiti Sap2000 v. 14.2.0 Advanced, prodotto e distribuito da Computers and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley CA .94704.

Viene riportata una rappresentazione dello stesso:



**Figura 10 - numerazione nodi modello**





**Figura 11 – numerazione aste modello**

Il modello risulta realizzato da elementi di tipo “beam” aventi dimensioni pari alle dimensioni geometriche riscontrabili sugli elaborati grafici di riferimento.

Nella parte alta per un lunghezza pari a 2 metri dalla testa mensola presenta sezione 0.40 m x 1.00 m mentre nella parte bassa presenta una sezione pari a 0.70 m x 1.00 m.

Il materiale con cui è stata modellata la struttura è il calcestruzzo Rck 35 MPa.

## 16.2 Analisi dei carichi

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni agenti sulla struttura sia per la fase statica che per la fase sismica.

### 16.2.1 Spinta del terreno

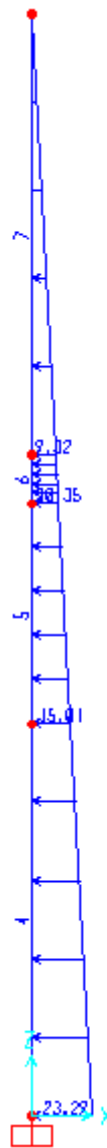


Figura 12 – Spinta del terreno



*16.2.3 Sovrappinta del terreno in fase simica*

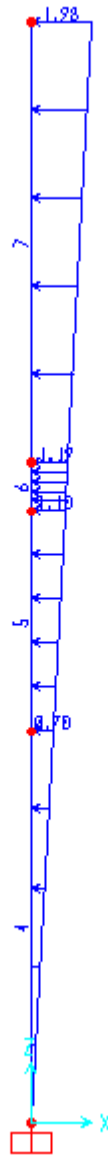
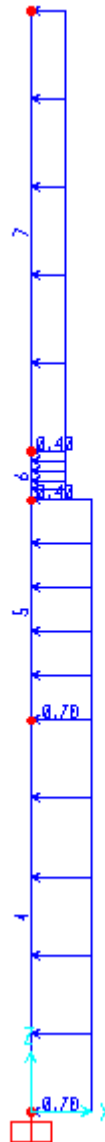


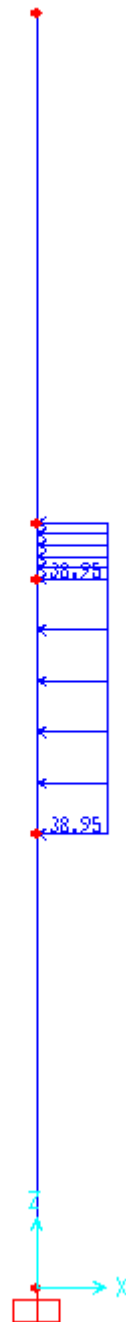
Figura 13 – sovrappinta del terreno in fase simica

*16.2.4 Forze di inerzia in fase simica*



**Figura 14 – Forze di inerzia in fase simica**

*16.2.5 Scarichi viadotto in fase sismica*



**Figura 15 – Scarichi viadotto in fase sismica**

### 16.3 Risultati in fase statica

Vengono di seguito riportati i risultati del calcolo in termini di sforzo normale taglio e momento flettente.

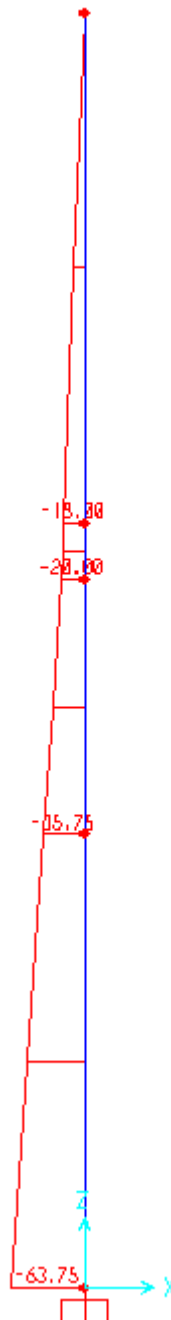
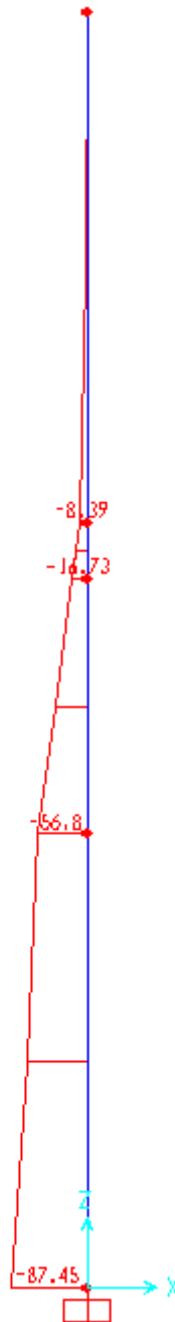
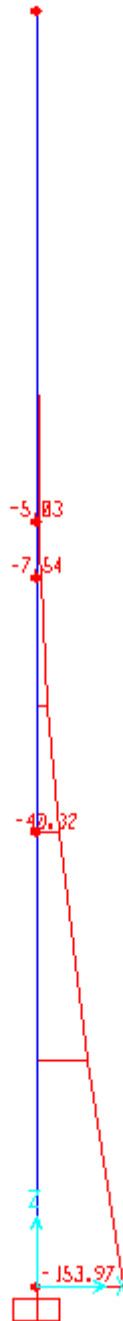


Figura 16 – Sforzo normale in fase statica



**Figura 17 – Taglio in fase statica**





**Figura 18 – Momento in fase statica**

## 16.4 Verifiche in fase statica

Vengono eseguite le verifiche strutturali per le due sezioni di verifica della parete.

Le sollecitazioni vengono lette nella zona di passaggio tra lo spessore della parete pari a 40 cm e quello pari a 70 cm, per la verifica della sezione di dimensioni 100 x 40 cm. Per la sezione al piede vengono prese le sollecitazioni di sforzo normale e taglio a quota intradosso platea di fondazione ( 0.50 cm dall'incastro), mentre la sollecitazione di momento flettente viene letta a 0.25 cm dall'incastro.

Le sollecitazioni di verifica risultano le seguenti:

### Sollecitazioni di verifica per la sezione 100 x 40 cm

$$N = 20 \text{ kN/m}$$

$$T = 16.73 \text{ kN/m}$$

$$M = 7.54 \text{ kNm/m}$$

### Sollecitazioni di verifica per la sezione 100 x 70 cm

$$N = 55 \text{ kN/m}$$

$$T = 76.84 \text{ kN/m}$$

$$M = 134.29 \text{ kNm/m}$$

#### 16.4.1 Verifica sezione 100 x 40

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-20.00	-7.54	100	70	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	28.66	-0.15	2.77
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	63.8	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
16.73	100.0	63.8	0.03	0.67 (Rck 35)

**Verifica a formazione fessure - Sezione: sezione 100 x 40**

**Sollecitazioni di verifica**

N =	-20.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-7.54 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$Y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (1° stadio)**

n =	15.00		
<u>armatura superiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<u>armatura inferiore</u>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$Y_{G,sup} = S_{xi} / A_i =$	35.00 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	7471.2 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i Y_{G,sup}^2 =$	3249197.7 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = Y_{G,sup} =$	35.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	92834.2 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione
$y_i = H - Y_{G,sup} =$	35.00 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	92834.2 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.03 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	0.08 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	<b>0.05 [MPa]</b>	<b>&lt; 2.43</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.

**16.4.2 Verifica sezione 100 x 70**

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-55.00	-134.29	100	70	1	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	22.40	<b>-2.01</b>	<b>55.51</b>
				2	5 $\phi$ 22 (19.01)	63.7	(dal bordo inferiore)		

**Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls**

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
T [kN]	100.0	63.7	0.13	0.67 (Rck 35)

**Verifica a formazione fessure - Sezione: sezione 100 x 70**

**Sollecitazioni di verifica**

N =	-55.00 [kN]	sforzo assiale (+ trazione)
M =	-134.29 [kNm]	momento flettente (+ tende le fibre inferiori)

**Materiali**

cls Rck =	35.00 [MPa]	
$f_{ctk} = 0.7 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.02 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale
$f_{ctk} = 0.7 \times 1.2 \times [0.27 \times (Rck)^{2/3}] =$	2.43 [MPa]	resistenza caratteristica a trazione per flessione

**Caratteristiche geometriche sezione rettangolare (solo cls)**

B =	100.00 [cm]	base
H =	70.00 [cm]	altezza
$y_{G,cls} = H/2 =$	35.00 [cm]	posizione baricentro
$A_{cls} =$	7000.0 [cm <sup>2</sup> ]	area
$J_{cls} = 1/12 B H^3 =$	2858333.3 [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia
$W_{cls} = J_{cls} / (H/2) =$	81666.7 [cm <sup>3</sup> ]	modulo resistente ai lembi

**Caratteristiche geometriche (I° stadio)**

n =	15.00		
<b>armatura superiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_sup [cm]	copriferro [cm]
1° livello	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
<b>armatura inferiore</b>	As [cm <sup>2</sup> ]	hi_inf [cm]	copriferro [cm]
1° livello	5 $\phi$ 22 (19.01)	6.3	5.2
2° livello	-	-	-
3° livello	-	-	-
$y_{G,sup} = S_x / A_i =$	33.96 [cm]		posizione baricentro sezione omogeneizzata
$A_i = BH + n \Sigma A_s =$	7855.3 [cm <sup>2</sup> ]		area sezione omogeneizzata
$J_i = J_i' - A_i y_{G,sup}^2 =$	3554311.2 [cm <sup>4</sup> ]		momento di inerzia sezione omogeneizzata
$y_s = y_{G,sup} =$	33.96 [cm]		distanza dal baricentro del lembo superiore - trazione
$W_{i,s} = J_i / y_s =$	104666.7 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo superiore sezione omogeneizzata - trazione
$y = H - y_{G,sup} =$	36.04 [cm]		distanza dal baricentro del lembo inferiore
$W_{i,i} = J_i / y_i =$	98616.8 [cm <sup>3</sup> ]		modulo resistente al lembo inferiore sezione omogeneizzata

**Trazione nel calcestruzzo**

$\sigma_{c(N)} = N / A_i =$	-0.07 [MPa]	
$\sigma_{c(M)} = M / W_t =$	1.28 [MPa]	
$\sigma_{c,tot} =$	1.21 [MPa]	< 2.43

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 16.5 Risultati in fase sismica

Vengono di seguito riportati i risultati del calcolo in termini di sforzo normale taglio e momento flettente.

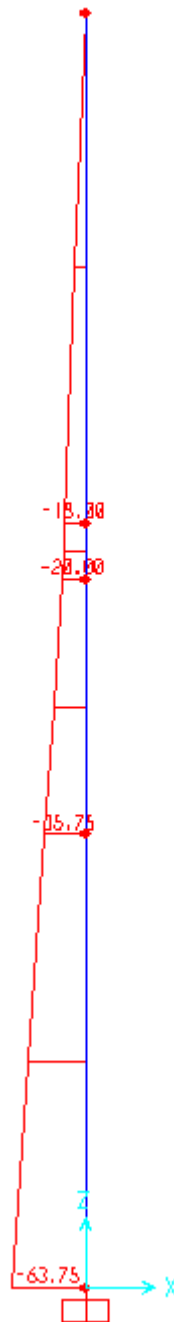
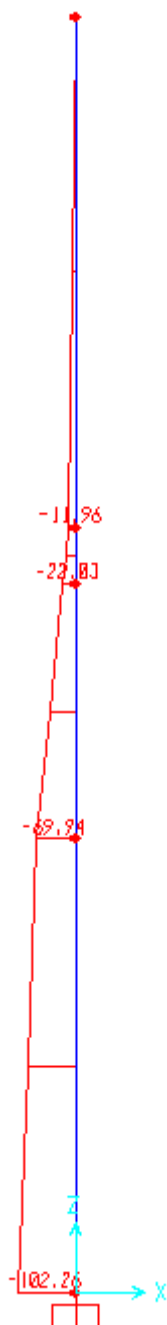


Figura 19 – sforzo normale in fase sismica



**Figura 20 – taglio in fase simica**



**Figura 21 – Momento in fase sismica**

## 16.6 Verifiche in fase sismica

### Sollecitazioni di verifica per la sezione 100 x 40 cm

$$N = 20 \text{ kN/m}$$

$$T = 22.03 \text{ kN/m}$$

$$M = -11.86 \text{ kNm/m}$$

### Sollecitazioni di verifica per la sezione 100 x 70 cm

$$N = 55 \text{ kN/m}$$

$$T = 91.21 \text{ kN/m}$$

$$M = -165.80 \text{ kNm/m}$$

#### 16.6.1 Verifica sezione 100 x 40

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-20.00	-11.86	100	40	1	5 $\phi$ 20 (15.71)	6.2	12.02	<b>-0.69</b>	<b>18.88</b>
				2	5 $\phi$ 20 (15.71)	33.8	(dal bordo inferiore)		

#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
22.03	100.0	33.8	<b>0.07</b>	<b>0.67 (Rck 35)</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 16.6.2 Verifica sezione 100 x 70

Sollecitazioni		Carpenteria		Armatura			Verifiche tensionali		
N [kN]	M [kNm]	B [cm]	H [cm]	livello	As (cm <sup>2</sup> )	hi_sup [cm]	y [cm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
-55.00	-165.80	100	70	1	10 $\phi$ 22 (38.01)	6.3	22.00	<b>-2.46</b>	<b>70.04</b>
				2	5 $\phi$ 22 (19.01)	63.7	(dal bordo inferiore)		

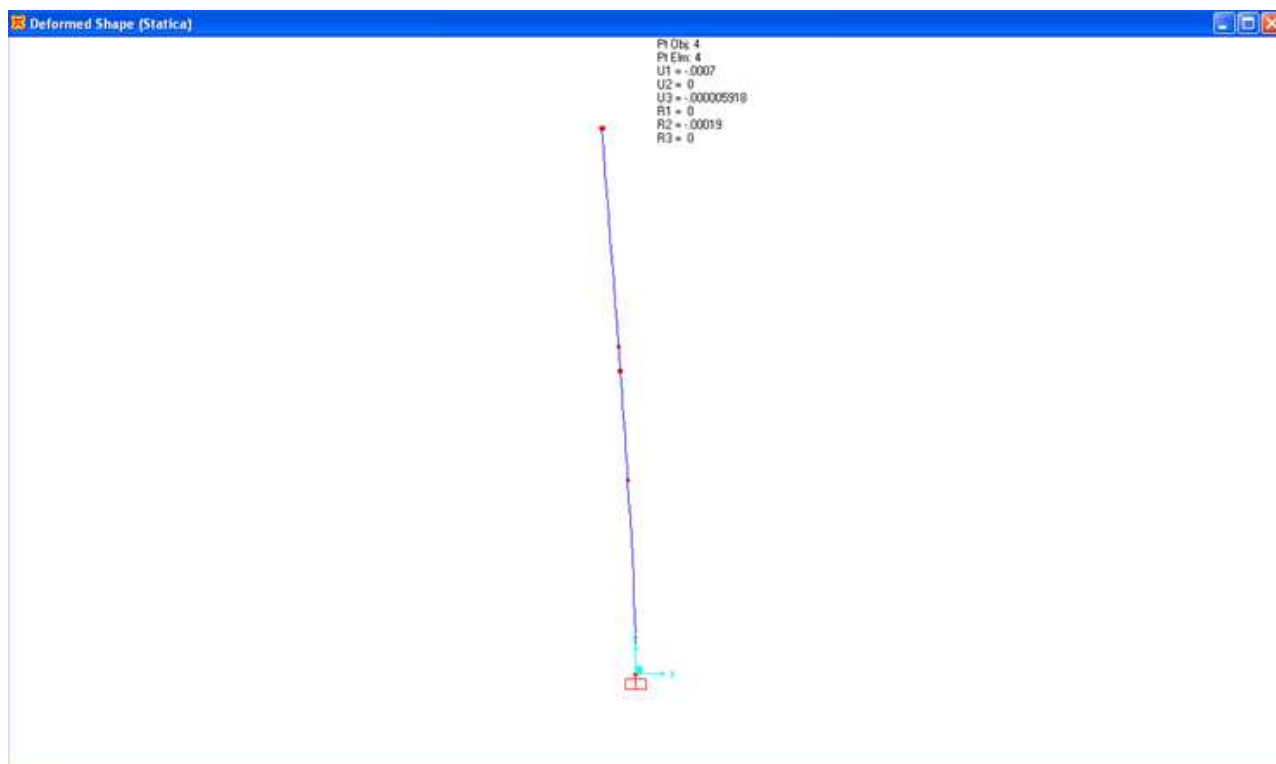
#### Verifica delle tensioni tangenziali - sezione solo cls

Sollecitazioni	Verifiche tensionali			
T [kN]	B [cm]	h [cm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$\tau_{co}$ [MPa]
91.21	100.0	63.7	<b>0.16</b>	<b>0.67 (Rck 35)</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.



## 16.7 Verifiche di deformabilità in fase statica



**Figura 22 – deformata in fase statica**

Il valore massimo di deformata in fase statica risulta pari a 0.7mm valore ritenuto accettabile per l'opera in questione.