

COMMITTENTE:



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

**DIREZIONE TECNICA - U.O. URBANISTICA, ARCHITETTURA E DESIGN**

**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO  
GALLARATE  
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

**FV04 – FERMATA DI PARABIAGO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE INGRESSO NORD E SUD**

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 44 CL FV0400 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Ingletti	Ott. '10	C. Francisci F. Matera	Ott. '10	S. Borelli			

File: MDL112D44CLFV0400002A

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Urbanistica  
Dott. Ing. Luigi Evangelista  
Incarico di Ingegnere della provincia di Roma n. 423189

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Riferimenti normativi .....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Materiali .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>Caratteristiche del terreno .....</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>Scale rampa ingresso Nord .....</b>	<b>10</b>
5.1	Modellazione adottata .....	10
5.2	Analisi dei carichi .....	11
5.2.1	Dati di base .....	11
5.2.2	Spinta del terreno (SPT).....	11
5.2.3	Spinta del terreno dovuta al carico delle fondazioni (SPF) .....	11
5.2.4	Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali del marciapiede (SPACCM) .....	12
5.2.5	Incremento di spinta del terreno per le azioni sismiche (SPS) .....	12
5.2.6	Inerzia sui piedritti (IN) .....	13
5.3	Calcolo delle sollecitazioni .....	14
5.4	Verifiche di resistenza .....	15
5.5	Verifica a fessurazione.....	16
5.6	Incidenza armatura scale ingresso Nord .....	16
<b>6</b>	<b>Scale rampa ingresso Sud .....</b>	<b>17</b>
6.1	Modellazione adottata .....	17
6.2	Analisi dei carichi .....	18
6.2.1	Dati di base .....	18
6.2.2	Spinta del terreno (SPT).....	18
6.2.3	Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali del marciapiede (SPACCM) .....	18
6.2.4	Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali Parcheggio (SPACCP) .....	18
6.2.5	Incremento di spinta del terreno per le azioni sismiche (SPS) .....	19
6.2.6	Inerzia sui piedritti (IN) .....	20
6.2.7	Carichi trasmessi dalla pensilina (PEN) .....	20
6.3	Calcolo delle sollecitazioni .....	21
6.4	Verifiche di resistenza .....	22
6.5	Verifica a fessurazione.....	24
6.6	Incidenza armatura scale ingresso Sud.....	25

## 1 Premessa

Nella presente relazione vengono riportate il dimensionamento e le verifiche relative alle strutture di accesso lato Nord e lato Sud al sottopasso della Stazione di Parabiago, posta lungo la linea ferroviaria Gallarate – Rho.

L'intervento consiste nella demolizione delle rampe e delle scale esistenti sia sull' accesso lato Nord al sottopasso, sia in corrispondenza dell'accesso lato Sud; tale demolizione verrà eseguita per fasi successive per garantire da Nord o da Sud l'accesso al sottopasso e dunque ai binari di Stazione.

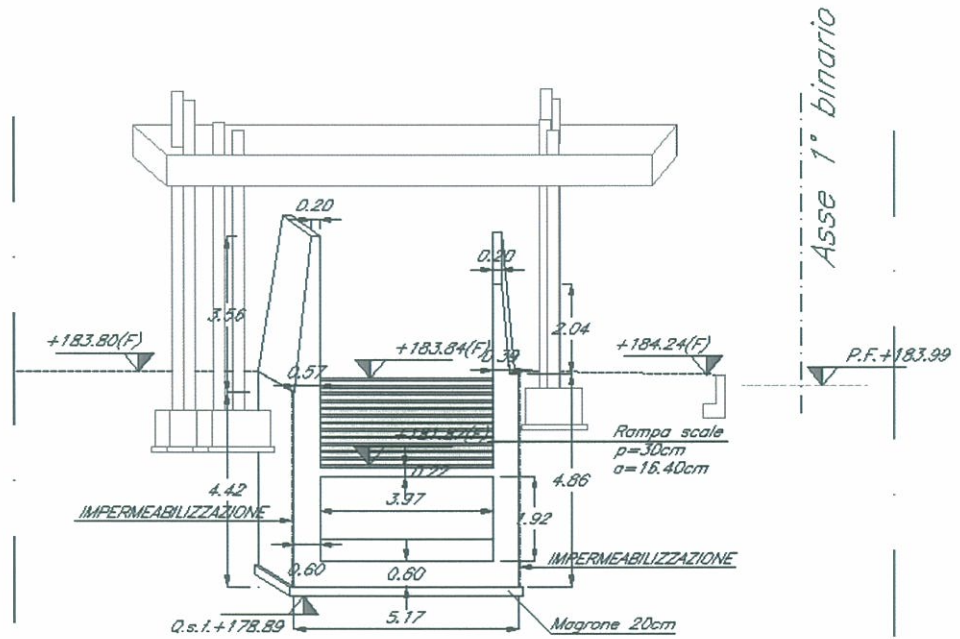
A Nord del sottopasso, la nuova rampa di scale strutturalmente assimilabile a muri ad U, ha una larghezza in pianta variabile da un massimo di circa 6 m ad un minimo di circa 3.5 m; i muri di spessore 0.60 m hanno un'altezza di circa 4.60 m e poggiano su una soletta di spessore 0.60 m.

In corrispondenza dell'accesso lato Sud si prevede la realizzazione di una nuova rampa pedonale, realizzata tra muri in c.a. con una larghezza complessiva di 4.80 m, spessore 0.60 m e altezza 3.70 m; i muri poggiano su una soletta di spessore 0.50 m.

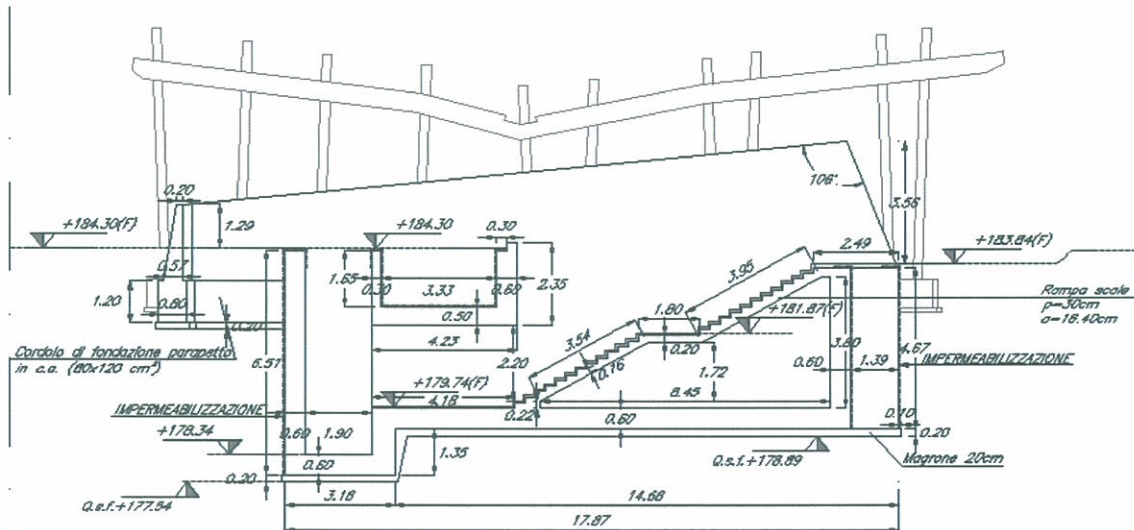
Le opere si trovano in zona sismica di 4a categoria (comune Parabiago). In fase di calcolo, verrà considerata assimilata alla terza categoria.

Il calcolo viene effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, con il metodo delle tensioni ammissibili.

Si riportano di seguito alcune pianteb e sezioni significative dei manufatti in oggetto:



Uscita Nord - Sezione trasversale



AA SEZIONE LONGITUDINALE INGRESSO NORD  
scala 1:100

Uscita Nord - Sezione longitudinale



## 2 Riferimenti normativi

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

- **Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971**

*“Norme per la disciplina delle Opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”;*

- **D.M. 9 Gennaio 1996**

*“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;*

- **Min. LL.PP. Circolare 15/10/1996 n. 252/AA.GG./S.T.C.**

*Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9.1.1996;*

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

*“Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;*

- **Min. LL.PP. Circolare 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC**

*Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relativi ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16.1.1996;*

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

*“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;*

- **Min. LL.PP. Circolare 10/04/1997 n. 65/AA.GG**

*Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche” di cui al D.M. 16.1.1996;*

- **Norme CNR 10011/85:**

*Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*

- **Istruzioni FS. del 2 Giugno 1995 I/SC/PS-OM/2298**

*“Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo”. Testo aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995 completo delle relative integrazioni - 13 Gennaio 1997;*

- **Istruzione FF.SS. n° 44b del 14/04/1998**

*“Istruzioni tecniche per manufatti sottobinario da costruire in zona sismica”. Testo aggiornato dell' istruzione 44/b del 14/11/1996, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto dell'Assemblea Generale del 16/12/1997;*

- **D.M. 11 Marzo 1988:**

*“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;*

- **Min. LL.PP. Circolare 24/09/1988 n.30483:**

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";*

- **Decreto ministeriale LL.PP. 04/05/1990**

*Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali;*

- **Supplemento ordinario alla G.U. n.105 del 08/05/2003 – Ordinanza del presidente del consiglio dei ministri 20/03/2003**

*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica (ordinanza n.3274).*

### 3 Materiali

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

#### CALCESTRUZZO

Si assumono le seguenti caratteristiche cubiche minime a compressione:

Magrone  $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

Fondazione  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Elevazione  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

In conformità alla normativa vigente e delle citate Istruzioni, i massimi valori unitari di tensione da prendere in conto nelle verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili sono:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di compressione  $\sigma_c = 11.00 \text{ N/mm}^2$

Tensioni tangenziali  $\tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$   $\tau_{c1} = 1,97 \text{ N/mm}^2$

#### ACCIAIO

per tondi di diametro  $\leq 26 \text{ mm}$  FeB 44k

per tondi di diametro  $\geq 28 \text{ mm}$  FeB 38k

In conformità alla normativa vigente e delle citate Istruzioni, i massimi valori unitari di tensione da prendere in conto nelle verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili sono:

Acciaio tipo FeB 44k  $\sigma_s = 255 \text{ N/mm}^2$

Acciaio tipo FeB 38k  $\sigma_s = 215 \text{ N/mm}^2$

In accordo alla Tab. 2.2.2.4 delle istruzioni F.S., la tensione dell'acciaio (per le combinazioni TA1 e TA2), i diametri e le distanze tra le barre di acciaio, per limitare gli effetti della fessurazione, risultano:

$\sigma_s \leq 220 \text{ N/mm}^2$  diametro  $\leq 20 \text{ mm}$  (massimo interasse barre 200mm)

$\sigma_s \leq 190 \text{ N/mm}^2$  diametro  $\leq 24 \text{ mm}$  (massimo interasse barre 250mm)

$\sigma_s \leq 160 \text{ N/mm}^2$  diametro  $\leq 30 \text{ mm}$  (massimo interasse barre 300mm)

#### COPRIFERRO

Soletta: 4 cm

Struttura controterra: 4 cm



#### 4 Caratteristiche del terreno

Si riporta di seguito la scheda geotecnica caratterizzante il sito d'ubicazione dell'opera:

P.C.		STRATIGRAFIE - VOLUMI		PARAMETRI GEOTECNICI															
0		S		$\gamma$	$c_u$	$c'$	$\phi'$	$v$	$V_s$	$G_0^{(1)}$	$E_0^{(2)}$	$E_{op}^{(3)}$	$E_v^{(4)}$	$E_s^{(5)}$	$k_h^{(6)}$	$N_{spT}$	$c_v$	$c_{\alpha}$	
2		S	3.5	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN/m <sup>3</sup> )	cp/30cm	(cm <sup>2</sup> /s)	(%)	
4																			
6		GS	7.5																
8																			
10		G	11.5																
12																			
14																			
16		GS																	
18																			
20																			
22																			
24			25.0																
26																			
28																			
30																			
32		SG																	

Per il rinterro si considera un terreno avente le seguenti caratteristiche:

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 18$$

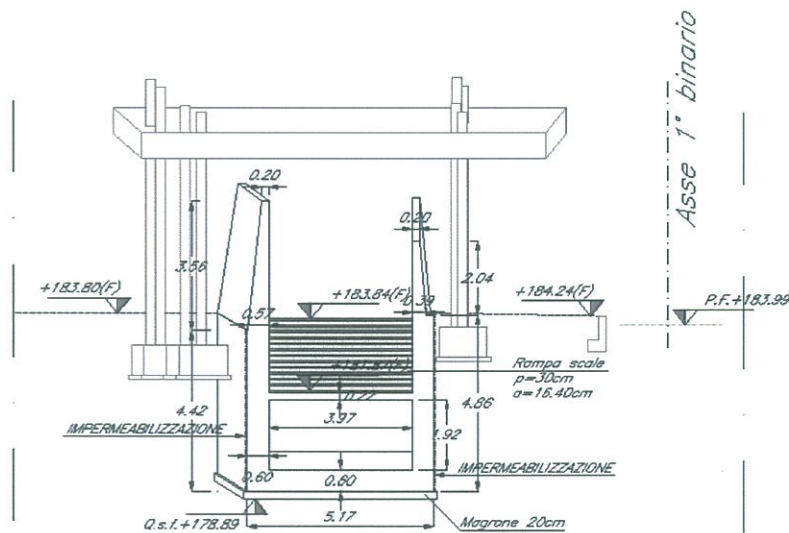
$$\phi' \text{ (}^\circ\text{)} = 30^\circ$$

## 5 Scale rampa ingresso Nord

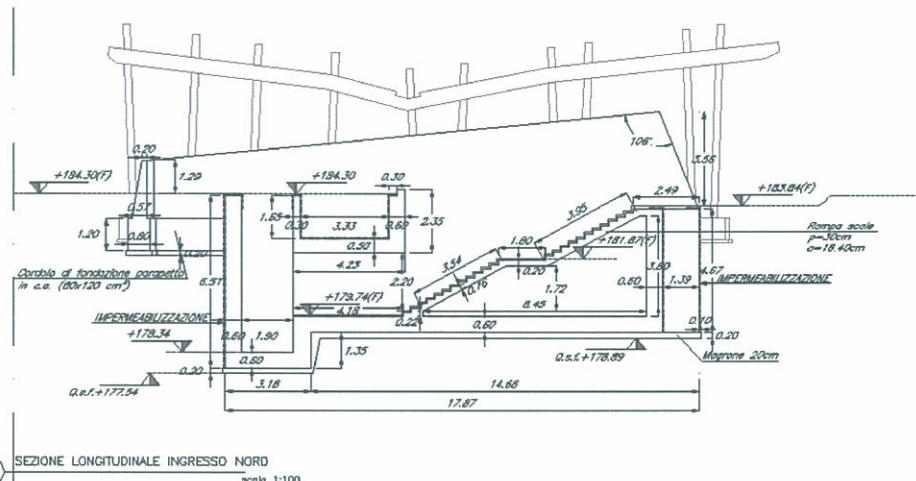
Si riportano di seguito il calcolo e la verifica dei muri delle scale di accesso alla Stazione dell'ingresso Nord.

### 5.1 Modellazione adottata

Si fa riferimento alla sezione maggiormente rappresentativa e più sollecitata, ovvero i muri a "U" nella zona delle rampe delle scale. Per il calcolo delle pareti esterne si è adottata una schematizzazione a mensola di altezza massima pari a 4.90 m (pari alla differenza tra 184.30 e 179.74, oltre il semispessore della soletta inferiore) e spessore 60 cm, trascurando quindi il contributo della rampa delle scale. Il calcolo viene effettuato per una striscia unitaria.



Sezione trasversale



AA SEZIONE LONGITUDINALE INGRESSO NORD  
scala 1:100

Sezione longitudinale

## 5.2 Analisi dei carichi

### 5.2.1 Dati di base

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

PESI	kN/m <sup>3</sup>	
	$\gamma$	$\Phi$
calcestruzzo armato	25	-
Rinterro	18	30

### 5.2.2 Spinta del terreno (SPT)

Per il rinterro si prevede un angolo di attrito  $\phi = 30^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , lungo tutta l'altezza dei muri. Il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ , per cui si ottiene il valore  $K_a = 0.333$ .

Si considera una trave incastrata in corrispondenza dell'asse della soletta inferiore e quindi si considera una mensola di 4.90 m.

Si considera una distribuzione triangolare della pressione sul muro, con valore massimo pari a:

$$p = \gamma \times h \times K_a = 18.00 \times 4.90 \times 0.333 = 29.37 \text{ kN/m}^2$$

### 5.2.3 Spinta del terreno dovuta al carico delle fondazioni (SPF)

In adiacenza al muro sono presenti i plinti / la trave di fondazione della pensilina di copertura.

Il massimo carico verticale trasferito dalle fondazioni al terreno può essere valutato (con riferimento alla trave di fondazione) come segue:

Carichi permanenti pensilina:	$p = 1.09 \text{ kN/m}^2 \times 11.00 \text{ m} / 2 =$	6.0 kN/m
Neve:	$p = 0.64 \text{ kN/m}^2 \times 11.00 \text{ m} / 2 =$	3.5 kN/m
Vento:	$p = 0.63 \text{ kN/m}^2 \times 11.00 \text{ m} / 2 =$	3.5 kN/m
<u>PP trave di fondazione:</u>	<u><math>p = 1.30 \times 0.85 \times 25 =</math></u>	<u>27.6 kN/m</u>
Totale:		40.6 kN/m

Dove si è considerata una larghezza media della pensilina di 11.00 m.

Si ripartisce tale carico su una larghezza pari a  $0.15 + 1.30 + 0.15 = 1.60 \text{ m}$ , dove 1.30 m è la larghezza del plinto e 0.15 è la distanza dal bordo del plinto al muro.

Si considera dunque agente un sovraccarico permanente pari a:

$$p = 40.6 / 1.60 = 25.4 \text{ kN/m}$$

Tale sovraccarico è applicato alla quota di +3.20 rispetto allo spiccato di calcolo del muro e trasferisce quindi una spinta orizzontale agente dallo spiccato a +3.20 m con un'intensità pari a:

$$p = 25.4 \times 0.333 = 8.46 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.2.4 Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali del marciapiede (SPACCM)

Si considera sul terrapieno la presenza di un sovraccarico accidentale dovuto alla presenza del marciapiede pari a  $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$ .

La corrispondente pressione uniforme sui piedritti risulta:

$$p = q \times K_a = 10.00 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.2.5 Incremento di spinta del terreno per le azioni sismiche (SPS)

La spinta del terreno  $F_s$  in condizioni sismiche viene così calcolata:

$$F_s = A \cdot F'$$

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

$\theta = \arctan C$  con  $C =$  coefficiente di intensità sismica

$F' =$  spinta del terreno calcolata per  $\alpha' = \alpha + \theta$

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

$\beta$ ,  $\alpha$  indicano, rispettivamente, l'angolo di inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale e l'angolo di inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, come da normativa sismica, in questo caso sono entrambi pari a zero.

La sovraspinta sismica viene quindi calcolata considerando un coefficiente di spinta sismico incrementato rispetto a quello statico.

#### Dati generali

$\phi$	35
$\alpha'$	87.7
$\beta'$	2.3
$\delta$	0
$\theta$	2.29
A	0.999

$K_{as} = 0.358$

Ove:

$\phi$  Angolo di attrito interno  
 $\alpha'$  Inclinazione del paramento di monte  
 $\beta'$  Inclinazione del terreno sull'orizzontale  
 $\delta$  Inclinazione della spinta

$K_{as}$  = coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche =

$$\frac{\text{sen}(\alpha' + \Phi)^2}{\text{sen}^2(\alpha') \cdot \text{sen}(\alpha' - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \cdot \text{sen}(\Phi - \beta')}{\text{sen}(\beta' - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha' + \beta')}} \right]^2} = 0.358$$

La spinta statica F, viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times 18.00 \times 4.90^2 \times 0.333 + 25.4 \times 0.333 \times 3.20 = 71.95 + 27.07 = 99.0 \text{ kN/m}$$

La spinta F', viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_{as} = 1/2 \times 18.00 \times 4.90^2 \times 0.358 = 77.36 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 1/2 \times 18.00 \times 4.90^2 \times 0.358 + 25.4 \times 0.358 \times 3.20 = 77.35 + 29.1 = 106.5 \text{ kN/m}$$

#### INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO $\Delta F = F_s - F$

Spinta in condizioni sismiche $F_s = A F'$ (DM 5-2-96)	$F_s$	106.5	kN/m
Spinta statica	F	99.0	kN/m
Incremento di spinta	$\Delta F$	<b>7.5</b>	<b>kN</b>

Tale azione, si applica ai 2/3 dell'altezza del muro ovvero a 3.26 m dalla base.

#### 5.2.6 Inerzia sui piedritti (IN)

Si considera un'azione di inerzia orizzontale sui piedritti pari a:

$$IN = C W_p$$

In cui:

$$C = 0,04$$

$$W_p = (0.60 \times 4.90) \times 25 = 73.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{quindi } IN = 0.04 \times 73.5 = 2.94 \text{ kN/m.}$$

### 5.3 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni e le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

	SPT	SPF	SPACC	SPS	IN
<b>COMB 1</b>	1	1	1	0	0
<b>COMB 2</b>	1	1	0.5	1	1
<b>COMB 1F</b>	1	1	0.8	0	0

La combinazione comb 1F è per la verifica a fessurazione

CONDIZIONE	Taglio	Momento
SPT	$1/2 \times 18 \times 4.90^2 \times 0.333 = 73.0 \text{ kN/m}$	$73.02 \times 4.90/3 = 117.6 \text{ kNm/m}$
SPF	$25.4 \times 0.333 \times 3.20 = 27.1 \text{ kN/m}$	$27.1 \times 3.20/2 = 43.3 \text{ kNm/m}$
SPACC	$10.0 \times 0.333 \times 4.90 = 16.3 \text{ kN/m}$	$16.3 \times 4.90/2 = 39.9 \text{ kNm/m}$
SPS	7.5 kN/m	$7.5 \times 4.90 \times 2/3 = 24.5 \text{ kNm/m}$
IN	2.9 kN/m	$2.9 \times 4.90/2 = 7.1 \text{ kNm/m}$

Le sollecitazioni in esercizio (COMB1) risultano:

$$T = 73.0 + 27.1 + 16.3 = 116.4 \text{ kN/m}$$

$$M = 117.6 + 43.3 + 39.9 = 200.8 \text{ kNm/m}$$

Le sollecitazioni in fase sismica (COMB2) risultano:

$$T = 73.0 + 27.1 + 0.5 \times 16.3 + 7.5 + 2.9 = \underline{118.7} \text{ kN/m}$$

$$M = 117.6 + 43.3 + 0.5 \times 39.9 + 24.5 + 7.1 = \underline{212.5} \text{ kNm/m}$$

Le sollecitazioni per le verifiche di fessurazione (COMB1F) risultano:

$$T = 73.0 + 27.1 + 0.8 \times 16.3 = 113.1 \text{ kN/m}$$

$$M = 117.6 + 43.3 + 0.8 \times 39.9 = \underline{192.8} \text{ kNm/m}$$

## 5.4 Verifiche di resistenza

### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>212.5</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>60</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	5.65	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>12</b>	$c_{s1} = 6$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	25.45	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> Ø <b>18</b>	$c_{t1} = 6$ cm

### Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>5.0</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>172.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	16.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	6435	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	2068719	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	695843	cm <sup>4</sup>	

### Verifica a taglio

Taglio	T	<b>119</b>	kN
Tensione tangenziale	$\tau$	0.24	N/mm <sup>2</sup>
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm <sup>2</sup>

## 5.5 Verifica a fessurazione

### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>192.8</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{amm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>60</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	5.65	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>12</b>	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	25.45	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> Ø <b>18</b>	$C_{t1} = 5$ cm

### Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	$\sigma$	<b>4.4</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma$	<b>153.0</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{amm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	16.6	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	6435	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	2091579	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	726730	cm <sup>4</sup>	

### Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	141	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	201	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	4.6		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	159.8	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	16.6	cm	
	$\beta_1$	<b>1</b>		
	$\beta_2$	<b>0.5</b>		
Deform. unitaria media dell'arm.	$\epsilon_{sm}$	0.00033		
Coprifero netto	$c'$	4.1	cm	
Altezza efficace	$d_{eff}$	17.6	cm	
Area efficace	$AC_{eff}$	1760	cm <sup>2</sup>	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	25.4	cm <sup>2</sup>	
	$p_r$	0.01446		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	$K_2$	<b>0.4</b>		
	$K_3$	<b>0.125</b>		
Distanza media tra le fessure	$s_m$	16.4	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w <sub>m</sub>	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w <sub>k</sub>	<b>0.09</b>	mm	

## 5.6 Incidenza armatura scale ingresso Nord

L'incidenza delle armature è pari a 75 kg/m<sup>3</sup>

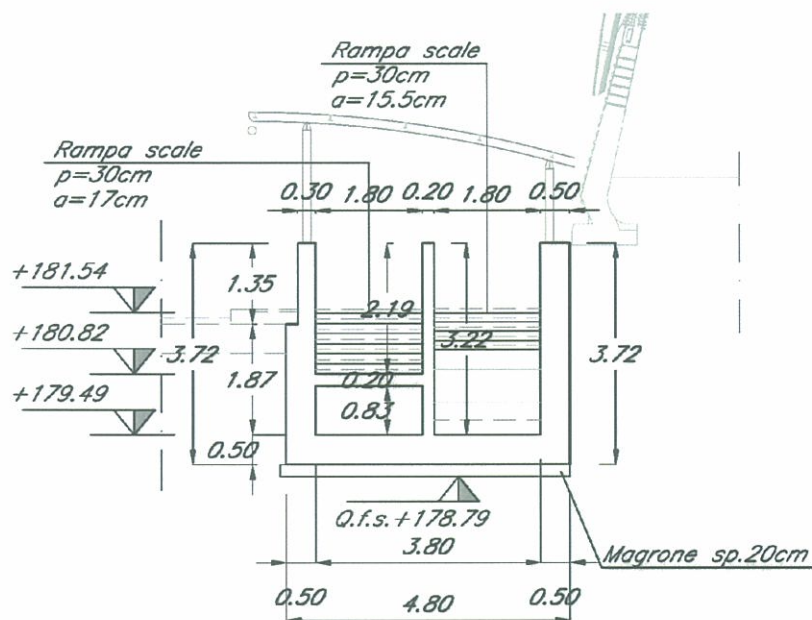


## 6 Scale rampa ingresso Sud

Si riportano di seguito il calcolo e la verifica dei muri delle scale di accesso alla Stazione dell'ingresso Sud.

### 6.1 Modellazione adottata

Per il calcolo delle pareti esterne si è adottata una schematizzazione a mensola di altezza massima pari a 3.72 m e spessore 60 cm. Il calcolo viene effettuato per una striscia unitaria.



Sezione trasversale

## 6.2 Analisi dei carichi

### 6.2.1 Dati di base

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

PESI	kN/m <sup>3</sup>	
	$\gamma$	$\Phi$
calcestruzzo armato	25	-
Rinterro	18	30

### 6.2.2 Spinta del terreno (SPT)

Per il rinterro si prevede un angolo di attrito  $\phi = 30^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , lungo tutta l'altezza dei muri. Il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ , per cui si ottiene il valore  $K_a = 0,333$ .

Si considera il muro incastrato in corrispondenza dell'asse della soletta inferiore ovvero  $h = 3.40$  m.

Si considera una distribuzione triangolare della pressione sul muro, con valore massimo pari a:

$$p = \gamma \times h \times K_a = 18.00 \times 3.40 \times 0.333 = 20.38 \text{ kN/m}^2$$

### 6.2.3 Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali del marciapiede (SPACCM)

Si considera sul terrapieno la presenza di un sovraccarico accidentale dovuto alla presenza del marciapiede pari a  $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$ .

La corrispondente pressione uniforme sui piedritti risulta:

$$p = q \times K_a = 10.00 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

### 6.2.4 Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali Parcheggio (SPACCP)

Si considera sul terrapieno la presenza di un sovraccarico accidentale pari a  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$ . per tenere conto del fatto che le rampe costeggiano il parcheggio.

La corrispondente pressione uniforme sui piedritti risulta:

$$p = q \times K_a = 20.00 \times 0.333 = 6.66 \text{ kN/m}^2$$

### 6.2.5 Incremento di spinta del terreno per le azioni sismiche (SPS)

La spinta del terreno  $F_s$  in condizioni sismiche viene così calcolata:

$$F_s = A \cdot F'$$

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

$\theta = \arctan C$  con  $C =$  coefficiente di intensità sismica

$F' =$  spinta del terreno calcolata per  $\alpha' = \alpha + \theta$

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

$\beta$ ,  $\alpha$  indicano, rispettivamente, l'angolo di inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale e l'angolo di inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, come da normativa sismica, in questo caso sono entrambi pari a zero.

La sovraspinta sismica viene quindi calcolata considerando un coefficiente di spinta sismico incrementato rispetto a quello statico.

#### Dati generali

$\phi$  35

$\alpha'$  87.7

$\beta'$  2.3

$\delta$  0

$\theta$  2.29

A 0.999

Kas= 0.358

#### Ove:

- $\phi$  Angolo di attrito interno
- $\alpha'$  Inclinazione del paramento di monte
- $\beta'$  Inclinazione del terreno sull'orizzontale
- $\delta$  Inclinazione della spinta

$K_{as} =$  coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche =

$$\frac{\sin(\alpha' + \Phi)^2}{\sin^2(\alpha') \cdot \sin(\alpha' - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \beta')}{\sin(\beta' - \delta) \cdot \sin(\alpha' + \beta')}} \right]^2} = 0.358$$

La spinta statica  $F$ , viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_a = 1/2 \times 18.00 \times 3.40^2 \times 0.333 = 34.65 \text{ kN/m}^2$$

La spinta  $F'$ , viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_{as} = 1/2 \times 18.00 \times 3.40^2 \times 0.358 = 37.25 \text{ kN/m}^2$$

#### INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO $\Delta F = F_s - F$

Spinta in condizioni sismiche $F_s = A F'$ (DM 5-2-96)	$F_s$	37.25	kN/m
Spinta statica	$F$	34.65	kN/m
Incremento di spinta	$\Delta F$	<b>2.60</b>	<b>kN</b>

Tale azione, si applica ai 2/3 dell'altezza del muro ovvero a 2.50 m dalla base.

#### 6.2.6 Inerzia sui piedritti (IN)

Si considera un'azione di inerzia orizzontale sui piedritti pari a:

$$IN = C W_p$$

In cui:

$$C = 0,04$$

$$W_p = (0.50 \times 3.72) \times 25 = 46.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{quindi } IN = 0.04 \times 46.50 = 1.86 \text{ kN/m.}$$

#### 6.2.7 Carichi trasmessi dalla pensilina (PEN)

Si considera agente sulle scale i carichi trasmessi dalla pensilina di copertura. Si considera la combinazione della quale risulta lo sfrozo normale massimo.

Il valore massimo dello sforzo normale al piede del pilastro della pensilina è:

$$N = 36.00 \text{ kN}$$

A questo sforzo normale corrispondono gli sforzi seguenti .

$$M = 4.00 \text{ kNm}$$

$$T \text{ sensibilmente uguale a } 0.00 \text{ kN}$$

Si sceglie di applicare questi carichi direttamente sulla sommità del muro.

### 6.3 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni e le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

	PERM	SPT	SPACC	SPS	IN
<b>COMB 1</b>	1	1	1	0	0
<b>COMB 2</b>	1	1	0.5	1	1
<b>COMB 1F</b>	1	1	0.8	0	0

La combinazione comb 1F è per la verifica a fessurazione.

CONDIZIONE	MOMENTO		TAGLIO		SFORZO NORMALE	
	FORMULA	A.N.	FORMULA	A.N.	FORMULA	A.N.
SPT	$Q_{SPT} \cdot h^2 / 6$	39.27	$Q_{SPT} \cdot h / 2$	34.646		
SPACCM	$Q_{SPACCM} \cdot h^2 / 2$	19.25	$Q_{SPACCM} \cdot h$	11.322		
SPACCT	$Q_{SPACCT} \cdot h^{(2)} / 2$	38.49	$Q_{SPACCT} \cdot h^{(1)}$	22.644		
SPS	$\Delta F \cdot 2 \cdot h / 3$	5.89	$\Delta F$	2.6		
IN	$IN \cdot h / 2$	3.16	IN	1.86		
PENSILINA	$T_P \cdot h + M_P$	4.00	$T_P$	0	$N_P$	36
PESO PROPRIO					$h \cdot s \cdot \gamma_{cls}$	42.5
<b>TOTALE</b>						

#### 6.4 Verifiche di resistenza

Per le verifiche a pressoflessione si considerano le sollecitazioni a piede muro. Le sollecitazioni massime risultano:

CONDIZIONE	COMBINAZIONE C1			
	COEFFICIENTE COMBINAZIONE	MOMENTO (kNxm)	TAGLIO (kN)	SFORZO NORMALE (kN)
SPT	1	39.27	34.65	0.00
SPACCM	1	19.25	11.32	0.00
SPACCT	1	38.49	22.64	0.00
SPS	0	0.00	0.00	0.00
IN	0	0.00	0.00	0.00
PENSILINA	1	4.00	0.00	36.00
PESO PROPRIO	1	0.00	0.00	42.50
<b>TOTALE</b>		<b>101.01</b>	<b>68.61</b>	<b>78.50</b>

CONDIZIONE	COMBINAZIONE C2			
	COEFFICIENTE COMBINAZIONE	MOMENTO (kNxm)	TAGLIO (kN)	SFORZO NORMALE (kN)
SPT	1	39.27	34.65	0.00
SPACCM	0.5	9.62	5.66	0.00
SPACCT	0.5	19.25	11.32	0.00
SPS	1	5.89	2.60	0.00
IN	1	3.16	1.86	0.00
PENSILINA	1	4.00	0.00	36.00
PESO PROPRIO	1	0.00	0.00	42.50
<b>TOTALE</b>		<b>81.19</b>	<b>56.09</b>	<b>78.50</b>

## Relazione di calcolo scale ingressi nord e sud

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV 0400002	A	23/ 25

Le verifiche sono riportate di seguito:

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>101.01</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>78.5</b>	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$As_1'$	11.31	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> Ø <b>12</b>	$c_{s1} =$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$As_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$As_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$As_1$	11.31	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> Ø <b>12</b>	$c_{t1} =$ <b>5</b> cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>4.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>182.4</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e	128.7	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	103.7	cm		
Posizione asse neutro	y	<b>11.6</b>	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	5317	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	1177383	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	248599	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a taglio**

Taglio	T	<b>69</b>	kN
Tensione tangenziale	$\tau$	0.17	N/mm <sup>2</sup>
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm <sup>2</sup>

## 6.5 Verifica a fessurazione

Per la verifica a fessurazione si considerano le sollecitazioni a piede muro fornite dalla specifica combinazione di carico :

CONDIZIONE	COMBINAZIONE F1			
	COEFFICIENTE COMBINAZIONE	MOMENTO (kNxm)	TAGLIO (kN)	SFORZO NORMALE (kN)
SPT	1	39.27	34.65	0.00
SPACCM	0.8	15.40	9.06	0.00
SPACCT	0.8	30.80	18.12	0.00
SPS	0	0.00	0.00	0.00
IN	0	0.00	0.00	0.00
PENSILINA	1	4.00	0.00	36.00
PESO PROPRIO	1	0.00	0.00	42.50
<b>TOTALE</b>		<b>89.46</b>	<b>61.82</b>	<b>78.50</b>



Relazione di calcolo scale ingressi nord e sud

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV 0400002	A	25/ 25

Le verifiche sono riportate di seguito:

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>89.46</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>78.5</b>	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	11.0	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>260</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	11.31	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> $\emptyset$ <b>12</b>	$c_{s1} =$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	$\emptyset$	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	$\emptyset$	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	11.31	cm <sup>2</sup>	<b>10</b> $\emptyset$ <b>12</b>	$c_{t1} =$ <b>5</b> cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>3.7</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>157.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	114.0	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	89.0	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	<b>11.8</b>	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	5317	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	1177383	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	249582	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	102	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

**6.6 Incidenza armatura scale ingresso Sud**

 L'incidenza delle armature è pari a 75 kg/m<sup>3</sup>