

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE MILANO

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

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

OPERE PRINCIPALI – SOTTOVIA E SOTTOPASSI

SL06 – AMPLIAMENTO SOTTOVIA STRADA AGRICOLA AL KM 5+580.16
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 26 CL SL0600 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Approvato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A.INGLETTI	Gen. 2011			S.Boelli		

File: MDL1_12_D_26_CL_SL0600_003_A.doc

n.

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	6
4	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
5	MATERIALI.....	9
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	10
7	MURI DI SOSTEGNO	13
7.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	13
7.2	CARICHI PERMANENTI.....	15
7.3	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.....	17
8	CALCOLO SPINTE DEL TERRAPIENO, VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	18
8.1	MURO TRATTO A.....	19
8.1.1	<i>Fase di esercizio, verifiche geotecniche</i>	19
8.1.2	<i>Fase sismica, verifiche geotecniche</i>	20
8.1.3	<i>Verifica carico limite fondazione</i>	21
8.1.4	<i>Verifiche strutturali</i>	24
8.2	MURO TRATTO B	26
8.2.1	<i>Fase di esercizio, verifiche geotecniche</i>	26
8.2.2	<i>Fase sismica, verifiche geotecniche</i>	27
8.2.3	<i>Verifica carico limite fondazione</i>	28
8.2.4	<i>Verifiche strutturali</i>	31
8.3	MURO TRATTO C	33

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	3 di 40

8.3.1	<i>Fase di esercizio, verifiche geotecniche</i>	33
8.3.2	<i>Fase sismica, verifiche geotecniche</i>	34
8.3.3	<i>Verifica carico limite fondazione</i>	35
8.3.4	<i>Verifiche strutturali</i>	38
8.4	INCIDENZA ARMATURE	40
8.4.1	<i>Muro tratto A</i>	40
8.4.2	<i>Muro tratto B</i>	40
8.4.3	<i>Muro tratto C</i>	40

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	4 di 40

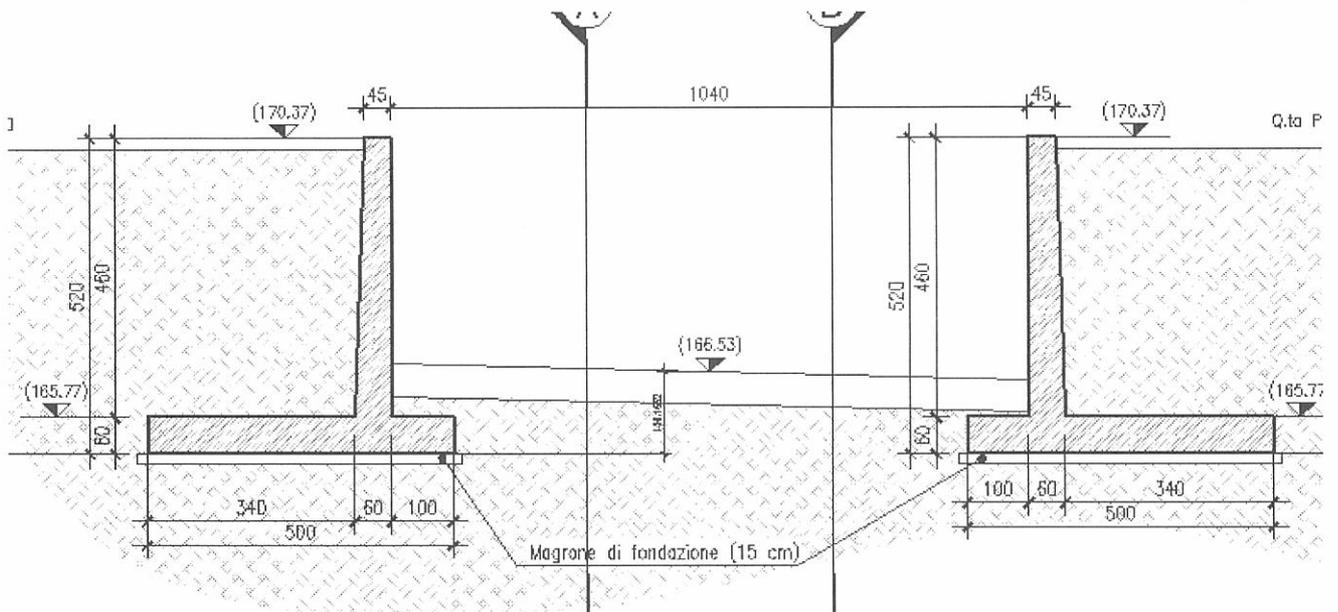
1 PREMESSA

Il Progetto Definitivo di Potenziamento della Linea Rho-Arona – tratta Gallarate-Rho, riguarda il quadruplicamento dell'attuale linea a due binari attraverso l'ampliamento della sede ferroviaria attuale.

Il progetto richiede la realizzazione o l'adeguamento di alcune opere strutturali che consentano l'integrazione degli interventi di ampliamento con le infrastrutture preesistenti: il presente documento riguarda, nello specifico, il muro di sostegno del terrapieno ai fianchi della strada agricola al km 5+580,16, dal lato dell'ampliamento.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la verifica strutturale dei muri di sostegno lungo la strada Agricola al km 5+581.16 per il potenziamento della linea ferroviaria Rho – Arona tratta Rho – Gallarate. Viene condotta la verifica in condizioni sismiche per un sito classificato a bassa sismicità ($S=6$).



SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	6 di 40

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

- [E_1] MDL1 12 D26 RB GE0005 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Relazione geotecnica generale.
- [E_2] MDL1 12 D26 F5 GE0005 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 1/4.
- [E_3] MDL1 12 D26 F5 GE0005 002 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 2/4.
- [E_4] MDL1 12 D26 F5 GE0005 003 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 3/4.
- [E_5] MDL1 12 D26 F5 GE0005 004 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 4/4.
- [E_6] MDL1 12 D26 WA RI0000 001 A. – Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Rilevati - Sezioni tipo degli interventi.

4 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.

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	8 di 40

- **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).

5 MATERIALI

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

CALCESTRUZZO

I materiali impiegati presentano le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo per magrone: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{c,amm} = 6.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{c0} = 0.40 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{c1} = 1.40 \quad \text{N/mm}^2$$

Calcestruzzo per opere di fondazione ed in elevazione: $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$.

$$\sigma_{c,amm} = 11.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{c0} = 0.66 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{c1} = 1.97 \quad \text{N/mm}^2$$

ACCIAIO

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 $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$

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:

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

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

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

COPRIFERRO

Struttura controterra: 4 cm

I simboli rappresentati nella scheda geotecnica hanno il seguente significato:

γ = peso di volume naturale

c_u = coesione non drenata

c' = coesione efficace

ϕ' = angolo d'attrito

ν = coefficiente di Poisson

V_s = velocità delle onde di taglio

G_o = modulo di taglio iniziale associato a piccole deformazioni

E_o = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_{op} = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_u = modulo di Young operativo in condizioni non drenate

E_s = modulo di reazione orizzontale

K_h = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

N_{SPT} = numero di colpi/30 cm di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione

c_v = coefficiente di consolidazione primaria

c_{α} = coefficiente di consolidazione secondaria

- Note:
- il valore di ϕ' adottato per i terreni tipo GS'' è stato considerato pari a quello dello strato GS' ($\phi = 35^\circ$) a favore di sicurezza.
 - il valore di $c' = 0$ kPa adottato per i terreni tipo LS è stato adottato a favore di sicurezza.
 - il valore del modulo di Young E_{op} adottato per i terreni tipo S è stato stimato cautelativamente a favore di sicurezza.

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	12 di 40

Per i dettagli circa le prove in sito ed in laboratorio si rimanda alla relazione geotecnica generale, elaborato [E_1].

Per quanto concerne la falda, nella zona in esame il livello di falda è posto a 24.00 m dal p.c., come si evince dal profilo geotecnico di riferimento (si veda gli elaborati [E_2]÷[E_3] e [E_4]÷[E_5]).

Analisi dei carichi

7.2 Carichi permanenti

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

Elemento		Peso spec.	
Calcestruzzo armato	γ	25	kN/m ³
Terreno di fondazione	γ	20	kN/m ³
" "	ϕ	30	grad

Le dimensioni geometriche del muro nel tratto A risultano:

Muro tratto A

Spessore mensola verticale in testa	S _{mt}	0.45	m
Spessore mensola verticale al piede	S _{mv}	0.60	m
Spessore fondazione	S _f	0.60	m
Altezza mensola verticale	H _{mv}	4.60	m
Larghezza fondazione	L _f	5.00	m
Larghezza mensola controterra	L _{mc}	3.40	m
Larghezza mensola esterna	L _{me}	1.00	m

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	16 di 40

MURI DI SOSTEGNO

Le dimensioni geometriche del muro nel tratto B risultano:

Muro tratto B

Spessore mensola verticale in testa	Smvt	0.45	m
Spessore mensola verticale al piede	Smvp	0.60	m
Spessore fondazione	Sf	0.60	m
Altezza mensola verticale	Hmv	3.60	m
Larghezza fondazione	Lf	4.00	m
Larghezza mensola controterra	Lmc	2.80	m
Larghezza mensola esterna	Lme	0.60	m

Muro tratto C

Spessore mensola verticale in testa	Smvt	0.45	m
Spessore mensola verticale al piede	Smvp	0.60	m
Spessore fondazione	Sf	0.60	m
Altezza mensola verticale	Hmv	1.50/ 2.30	m
Larghezza fondazione	Lf	3.00	m
Larghezza mensola controterra	Lmc	1.80	m
Larghezza mensola esterna	Lme	0.60	m

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	17 di 40

7.3 Sovraccarichi accidentali

I terrapieni sorretti dai muri di sostegno risultano essere soggetti a due differenti tipi di sovraccarico accidentale, il muro di sostegno a destra sorreggerà un parcheggio, pertanto verrà considerato per esso un sovraccarico accidentale pari a:

$$q = 20.00 \text{ KN/m}^2$$

Il muro a sinistra sorreggerà aree verdi di un centro sportivo potenzialmente non soggette ad alcun sovraccarico accidentale se non per qualche evento eccezionale che porterà ad avere un carico di folla compatta il cui peso è valutato pari a 5.00 KN/m^2 .

Operando a favor di sicurezza verrà progettato e verificato solo il muro a destra, soggetto al sovraccarico del parcheggio (20.00 KN/m^2), e i risultati così ottenuti verranno estesi anche al muro di sinistra.



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA

TRATTA RHO-GALLARATE

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	18 di 40

8 CALCOLO SPINTE DEL TERRAPIENO, VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il calcolo della spinta del terrapieno, nonché le verifiche geotecniche ed il calcolo delle sollecitazioni con cui si procederà poi alle verifiche strutturali sarà eseguito attraverso un foglio di calcolo.

8.1 Muro Tratto A

8.1.1 Fase di esercizio, verifiche geotecniche

Muro tipo A - In esercizio

Hmuro	4.60 m
s sup	0.45 m
s base	0.60 m
L fond	5.00 m
L valle	1.00 m
L monte	3.40 m
s fond	0.60 m

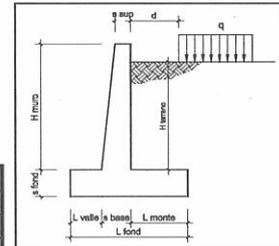
Hterreno	4.60 m
γ	2000 daN/m ³
ϕ	30 °
Ka	0.333
Ca	0.38

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	2000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00



	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	9013	-	15623	-
Peso del muro	-	13538	-	-26771
Peso del terreno	-	31280	-	-103224
Sovraccarico 1	3467	6800	9013	-22440
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	12480	51618	24636	-152435

Coeff. sicurezza ribaltamento	Csr = Mstab / Mrib	6.19
Coeff. sicurezza scorrimento	Css = Fv x Ca / Fo	1.59
Tensione sul terreno media		1.0 daN/cm²
Tensione sul terreno massima		1.1 daN/cm²
Tensione sul terreno minima		1.0 daN/cm²

Risultanti in fondazione

e	0.02 m
N	51 618 daN
M	1 245 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]		
Spinta del terreno	7053.333	10815	σ_a	1600 daN/cm ²
Sovraccarico 1	3067	7053	c	5 cm
Sovraccarico 2	0	0		
Azione 1	0	0	Aa	22.6 cm ² /m
Azione 2	0	0	Aa min	9.0 cm ² /m
Azione 3	0	0		
Totale	10120	17868		

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	20 di 40

MURI DI SOSTEGNO

8.1.2 Fase sismica, verifiche geotecniche

Muro tipo A - Fase sismica

Hmuro 4.60 m
s sup 0.45 m
s inf 0.60 m
L fond 5.00 m
L valle 1.00 m
L monte 3.40 m
s fond 0.60 m

Hterreno 4.60 m
 γ 2000 daN/m³
 ϕ 30 °
Ka 0.333
Ca 0.383864
c 0.04
 θ 2.3 °
A 0.999
Ka' 0.358

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	1000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00

	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	9013	-	15623	-
Incremento sismico	771	-	2674	-
Peso del muro	542	13538	764	-26771
Peso del terreno	1251	31280	3628	-103224
Sovraccarico 1	1733	3400	4507	-11220
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Sovr. 1 - F. inerzia	136	-	707	-
Sovr. 2 - F. inerzia	0	-	0	-
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	13447	48218	27903	-141215

Coeff. sicurezza ribaltamento $C_{sr} = M_{stab} / M_{rib}$ **5.06**
 Coeff. sicurezza scorrimento $C_{ss} = F_v \times Ca / F_o$ **1.38**
 Tensione media **1.0 daN/cm²**
 Tensione massima **1.1 daN/cm²**
 Tensione minima **0.8 daN/cm²**

Risultanti in fondazione

e 0.15 m
N 48 218 daN
M 7 232 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]		
Spinta del terreno	7053.3333	10815.1111	σ_a	1600 daN/cm ²
Incremento sismico	616	1890	c	5 cm
Peso del muro	242	529		
Peso del terreno	1251	2 878	Aa	25.6 cm ² /m
Sovraccarico 1	1533	3 527	Aa min	9.0 cm ² /m
Sovraccarico 2	0	-		
Sovr. 1 - F. inerzia	136	626		
Sovr. 2 - F. inerzia	0	0		
Azione 1	0	0		
Azione 2	0	0		
Azione 3	0	0		
Totale	10832	20264		

8.1.3 Verifica carico limite fondazione

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_g + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

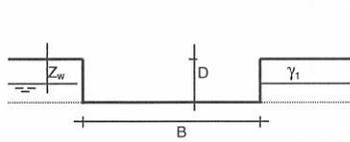
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

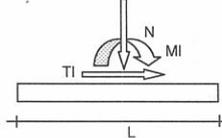
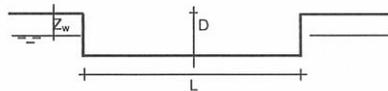
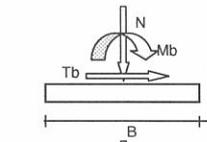
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



γ, c', ϕ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.00 (m)
L = 5.00 (m)
D = 0.70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	448.00		448.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	202.64		202.64
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	22 di 40

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 24.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.45 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 4.10 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 14.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.15$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.14$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.90$$

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	23 di 40

MURI DI SOSTEGNO

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20 \quad m = 1.80 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

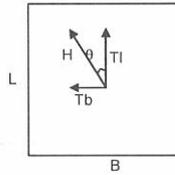
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$
 per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) \cdot \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_l \tan\varphi')^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 555.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 109.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 185.16 \geq q = 109.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

8.1.4 Verifiche strutturali

Si procede ora con le verifiche strutturali della sezione di incastro della mensola verticale, che verranno eseguite con un foglio di calcolo, a favore di sicurezza data la modesta entità, viene trascurato l'effetto dello sforzo normale di compressione

8.1.4.1 Verifica a flessione muro tratto A

Sollecitazioni

Momento flettente	M	202.64	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s2} = 5$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t2} = 5$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.0	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	157.4	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	15.2	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6721	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2283020	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	769356	cm ⁴	

8.1.4.2 Verifica a taglio muro tratto A

Taglio	T	126	kN
Tensione tangenziale	τ	0.25	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

La sezione della fondazione verrà armata con le stesse armature della mensola verticale del muro.

L'armatura di ripartizione sarà costituita da ϕ 12/20.

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	25 di 40

MURI DI SOSTEGNO

8.1.4.3 Verifiche di fessurazione muro tratto A

Si considera un'apertura delle fessure ammissibile pari a $0.1 \times 1.5 = 0.15$ mm.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	202.64	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{s1} = 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS ₂ '	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{s2} = 5 cm
Armatura tesa (2° strato)	AS ₂	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t2} = 5 cm
Armatura tesa (1° strato)	AS ₁	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t1} = 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.6	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	129.7	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	16.2	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	6880	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	2389049	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	910246	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M _{fess} *	161	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M _{fess}	230	kN m	
Eccentricità per M=M _{fess}	e (M _{fess})	∞	cm	
	u (M _{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per M=M _{fess}	σ_{cr}	4.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per M=M _{fess}	σ_{sr}	147.3	N/mm ²	
Posizione asse neutro per M=M _{fess}	y (M _{fess})	16.2	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00025		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d _{eff}	19.0	cm	
Area efficace	A _{c_{eff}}	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A _{s_{eff}}	31.4	cm ²	
	ρ_r	0.01653		
Distanza tra le barre	s	20.0	cm	
	K ₂	0.4		
	K ₃	0.125		
Distanza media tra le fessure	S _{rm}	18.0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.04	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.08	mm	

8.2 Muro Tratto B

8.2.1 Fase di esercizio, verifiche geotecniche

Muro tipo B - In esercizio

Hmuro	3.60 m
s sup	0.45 m
s base	0.45 m
L fond	4.00 m
L valle	0.60 m
L monte	2.95 m
s fond	0.60 m

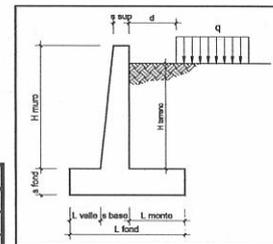
Hterreno	3.60 m
γ	2000 daN/m ³
ϕ	30 °
Ka	0.333
Ca	0.35

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	2000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00



	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	5880	-	8232	-
Peso del muro	-	10050	-	-15341
Peso del terreno	-	21240	-	-53631
Sovraccarico 1	2800	5900	5880	-14898
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	8680	37190	14112	-83870

Coeff. sicurezza ribaltamento	$Csr = Mstab / Mrib$	5.94
Coeff. sicurezza scorrimento	$Css = Fv \times Ca / Fo$	1.52
Tensione sul terreno media		0.9 daN/cm²
Tensione sul terreno massima		1.1 daN/cm²
Tensione sul terreno minima		0.8 daN/cm²

Risultanti in fondazione

e	0.12 m
N	37 190 daN
M	4 622 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]	σ_a	1600 daN/cm ²
Spinta del terreno	4320	5184	c	5 cm
Sovraccarico 1	2400	4320		
Sovraccarico 2	0	0		
Azione 1	0	0	Aa	16.5 cm ² /m
Azione 2	0	0	Aa min	6.8 cm ² /m
Azione 3	0	0		
Totale	6720	9504		

8.2.2 Fase sismica, verifiche geotecniche

Muro tipo B - Fase sismica

Hmuro	3.60 m
s sup	0.45 m
s inf	0.45 m
L fond	4.00 m
L valle	0.60 m
L monte	2.95 m
s fond	0.60 m

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	1000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00

Hterreno	3.60 m
γ	2000 daN/m ³
φ	30 °
Ka	0.333
Ca	0.354119
c	0.04
θ	2.3 °
A	0.999
Ka'	0.358

	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	5880	-	8232	-
Incremento sismico	522	-	1463	-
Peso del muro	402	10050	461	-15341
Peso del terreno	850	21240	2039	-53631
Sovraccarico 1	1400	2950	2940	-7449
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Sovr. 1 - F. inerzia	118	-	496	-
Sovr. 2 - F. inerzia	0	-	0	-
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	9172	34240	15630	-76421

Coeff. sicurezza ribaltamento Csr = Mstab / Mrib	4.89
Coeff. sicurezza scorrimento Css = Fv x Ca / Fo	1.32
Tensione media	0.9 daN/cm ²
Tensione massima	1.1 daN/cm ²
Tensione minima	0.6 daN/cm ²

Risultanti in fondazione

e	0.22 m
N	34 240 daN
M	7 689 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]		
Spinta del terreno	4320	5184	σa	1600 daN/cm ²
Incremento sismico	396	951	c	5 cm
Peso del muro	162	292		
Peso del terreno	850	1 529	Aa	18.3 cm ² /m
Sovraccarico 1	1200	2 160	Aa min	6.8 cm ² /m
Sovraccarico 2	0	-		
Sovr. 1 - F. inerzia	118	425		
Sovr. 2 - F. inerzia	0	0		
Azione 1	0	0		
Azione 2	0	0		
Azione 3	0	0		
Totale	7046	10540		

8.2.3 Verifica carico limite fondazione

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

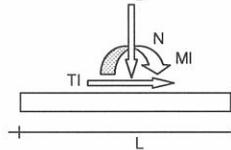
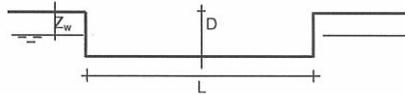
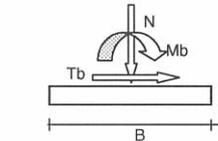
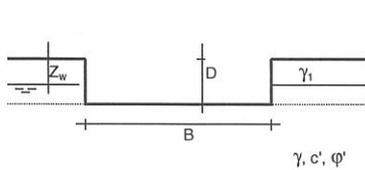
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

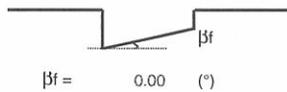
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.00 (m)
L = 4.00 (m)
D = 0.70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	308.25		308.25
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	105.40		105.40
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	29 di 40

MURI DI SOSTEGNO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 24.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.34 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 3.32 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 14.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.88$$

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO
MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	30 di 40

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.77 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.23 \quad m = 1.77 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^m$$

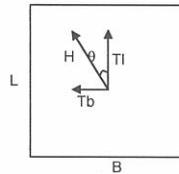
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_l \tan \varphi)^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0.00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 560.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 92.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 186.86 \geq q = 92.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

8.2.4 Verifiche strutturali

Si procede ora con le verifiche strutturali della sezione di incastro della mensola verticale, che verranno eseguite con un foglio di calcolo, a favore di sicurezza data la modesta entità, viene trascurato l'effetto dello sforzo normale di compressione

8.2.4.1 Verifica a flessione muro tratto B

Sollecitazioni

Momento flettente	M	105.4	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.7	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	132.6	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	12.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6440	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2094524	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	503836	cm ⁴		

8.2.4.2 Verifica a taglio muro tratto B

Taglio	T	70	kN
Tensione tangenziale	τ	0.14	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

La sezione della fondazione verrà armata con le stesse armature della mensola verticale del muro.

L'armatura di ripartizione sarà costituita da ϕ 12/20.

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	32 di 40

8.2.4.3 Verifiche di fessurazione muro tratto B

Si considera un'apertura delle fessure ammissibile pari a $0.1 \times 1.5 = 0.15$ mm.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	105.4	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm			
Larghezza sezione	B	100	cm			
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5	$\emptyset 20$	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²		\emptyset	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²		\emptyset	$C_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5	$\emptyset 20$	$C_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.2	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	116.9	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	16.2	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6440	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2094524	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	525390	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	141	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

8.3 Muro Tratto C

8.3.1 Fase di esercizio, verifiche geotecniche

Muro tipo C - In esercizio

Hmuro	2.30 m
s sup	0.45 m
s base	0.60 m
L fond	3.00 m
L valle	0.60 m
L monte	1.80 m
s fond	0.60 m

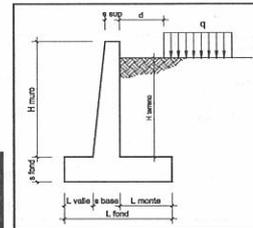
Hterreno	2.30 m
γ	2000 daN/m ³
ϕ	30 °
Ka	0.333
Ca	0.35

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	2000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00



	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	2803	-	2710	-
Peso del muro	-	7519	-	-9553
Peso del terreno	-	8280	-	-17388
Sovraccarico 1	1933	3600	2803	-7560
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	4737	19399	5513	-34501

Coeff. sicurezza ribaltamento	$Csr = Mstab / Mrib$	6.26
Coeff. sicurezza scorrimento	$Css = Fv \times Ca / Fo$	1.45
Tensione sul terreno media		0.6 daN/cm²
Tensione sul terreno massima		0.7 daN/cm²
Tensione sul terreno minima		0.6 daN/cm²

Risultanti in fondazione

e	0.01 m
N	19 399 daN
M	110 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]	σ_a	1600 daN/cm ²
Spinta del terreno	1763.333	1352	c	5 cm
Sovraccarico 1	1533	1763		
Sovraccarico 2	0	0		
Azione 1	0	0	Aa	3.9 cm ² /m
Azione 2	0	0	Aa min	9.0 cm ² /m
Azione 3	0	0		
Totale	3297	3115		

8.3.2 Fase sismica, verifiche geotecniche

Muro tipo C - Fase sismica

Hmuro	2.30 m
s sup	0.45 m
s inf	0.60 m
L fond	3.00 m
L valle	0.60 m
L monte	1.80 m
s fond	0.60 m

Sovraccarichi

	1	2
d [m]	0.00	0.00
q [daN/m ²]	1000	0
d1 [m]	0.00	0.00

Azioni esterne

	1	2	3
N [daN]	-	-	-
F [daN]	-	-	-
M [daN]	-	-	-
z [m]	0.00	0.00	0.00

Hterreno	2.30 m
γ	2000 daN/m ³
φ	30 °
Ka	0.333
Ca	0.354119
c	0.04
θ	2.3 °
A	0.999
Ka'	0.358

	F orizz. [daN]	Fvert [daN]	M rib [daN m]	M stab [daN m]
Spinta del terreno	2803	-	2710	-
Incremento sismico	271	-	523	-
Peso del muro	301	7519	259	-9553
Peso del terreno	331	8280	580	-17388
Sovraccarico 1	967	1800	1402	-3780
Sovraccarico 2	0	0	0	0
Sovr. 1 - F. inerzia	72	-	209	-
Sovr. 2 - F. inerzia	0	-	0	-
Azione 1	0	0	0	0
Azione 2	0	0	0	0
Azione 3	0	0	0	0
Totale	4745	17599	5682	-30721

Coeff. sicurezza ribaltamento $C_{sr} = M_{stab} / M_{rib}$	5.41
Coeff. sicurezza scorrimento $C_{ss} = F_v \times Ca / Fo$	1.31
Tensione media	0.6 daN/cm ²
Tensione massima	0.7 daN/cm ²
Tensione minima	0.5 daN/cm ²

Risultanti in fondazione

e	0.08 m
N	17 599 daN
M	1 359 daNm

Azioni al piede del muro

	T [daN]	M [daN m]		
Spinta del terreno	1763.3333	1351.88889	σa	1600 daN/cm ²
Incremento sismico	182	278	c	5 cm
Peso del muro	121	132		
Peso del terreno	331	381	Aa	4.0 cm ² /m
Sovraccarico 1	767	882	Aa min	9.0 cm ² /m
Sovraccarico 2	0	-		
Sovr. 1 - F. inerzia	72	166		
Sovr. 2 - F. inerzia	0	0		
Azione 1	0	0		
Azione 2	0	0		
Azione 3	0	0		
Totale	3236	3191		

8.3.3 Verifica carico limite fondazione

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

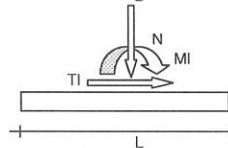
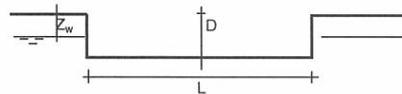
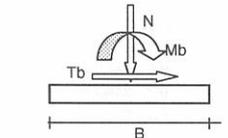
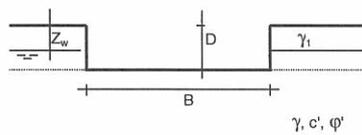
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

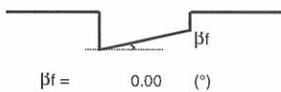
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.00 (m)
L = 3.00 (m)
D = 0.70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	157.80		157.80
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	31.91		31.91
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	36 di 40

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 24.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.20 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 2.60 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 14.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 1.24$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.22$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	37 di 40

MURI DI SOSTEGNO

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.72 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.28 \quad m = 1.72 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \phi))^m$$

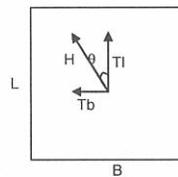
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \phi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$
 per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 568.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 60.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_{R1} = 189.35 \geq q = 60.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	38 di 40

8.3.4 Verifiche strutturali

Si procede ora con le verifiche strutturali della sezione di incastro della mensola verticale, che verranno eseguite con un foglio di calcolo, a favore di sicurezza data la modesta entità, viene trascurato l'effetto dello sforzo normale di compressione

8.3.4.1 Verifica a flessione muro tratto C

Sollecitazioni

Momento flettente	M	32	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.0	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	62.1	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	10.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6281	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1988496	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	341664	cm ⁴		

8.3.4.2 Verifica a taglio muro tratto C

Taglio	T	33	kN
Tensione tangenziale	τ	0.07	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

La sezione della fondazione verrà armata con le stesse armature della mensola verticale del muro.

L'armatura di ripartizione sarà costituita da ϕ 12/20.

8.3.4.3 Verifiche di fessurazione muro tratto C

Si considera un'apertura delle fessure ammissibile pari a $0.1 \times 1.5 = 0.15$ mm.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	32 kN m
Sforzo normale	N	0 kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60 cm			
Larghezza sezione	B	100 cm			
Armatura compressa (1° strato)	A_{S1}'	10.05 cm ²	5 \emptyset 16	$c_{s1} =$	5 cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{S2}'	0.00 cm ²	\emptyset	$c_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{S2}	0.00 cm ²	\emptyset	$c_{i2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{S1}	10.05 cm ²	5 \emptyset 16	$c_{i1} =$	5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.0 N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	62.1 N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞ cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞ cm		
Posizione asse neutro	y (M)	10.8 cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6281 cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1988496 cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	341664 cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	134 kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----------	----------------------------

SL06 - RELAZIONE DI CALCOLO

MURI DI SOSTEGNO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12	D 26 CL	SL0600 003	A	40 di 40

8.4 Incidenza armature

8.4.1 Muro tratto A

I calcoli delle incidenze verranno eseguiti considerando la striscia di larghezza unitaria.

Volume fondazione = 3.00 m³

Volume mensola verticale = 2.41 m³

Kg Acciaio fondazione = 284.92 Kg

Kg acciaio mensola verticale = 278.60 Kg

Incidenze:

Fondazione = 95 Kg/m³

Mensola verticale = 115 Kg/m³

8.4.2 Muro tratto B

I calcoli delle incidenze verranno eseguiti considerando la striscia di larghezza unitaria.

Volume fondazione = 2.40 m³

Volume mensola verticale = 1.89 m³

Kg Acciaio fondazione = 189.3 Kg

Kg acciaio mensola verticale = 182.4 Kg

Incidenze:

Fondazione = 80 Kg/m³

Mensola verticale = 95 Kg/m³

8.4.3 Muro tratto C

I calcoli delle incidenze verranno eseguiti considerando la striscia di larghezza unitaria.

Volume fondazione = 1.80 m³

Volume mensola verticale = 1.20 m³

Kg Acciaio fondazione = 89.80 Kg

Kg acciaio mensola verticale = 84.80 Kg

Incidenze:

Fondazione = 50 Kg/m³

Mensola verticale = 70 Kg/m³

