

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47I09000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI - GALLERIE ARTIFICIALI

Gallerie artificiali di scavalco SP10 km 21+403,50

Relazione opere di imbocco

SCALA:

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

N M 0 Z 2 0 D 2 6 C L G A 0 2 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018 	

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Borelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. 18

File: NM0Z20D26CLGA0200002A

n. Elab.:



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO –
PAVIA
FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	2 di 29

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5	CONDIZIONI GEOTECNICHE.....	8
6	CRITERI DI VERIFICA	9
6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	9
6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	9
7	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	12
8	ANALISI DEI CARICHI	13
9	VERIFICHE GEOTECNICHE	15
9.1.1	<i>Condizione statica</i>	17
9.1.2	<i>Condizione sismica (+)</i>	19
9.1.3	<i>Condizione sismica (-)</i>	21
10	VERIFICHE STRUTTURALI	23
10.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	23
10.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	27

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	3 di 29

1 PREMESSA

Nell’ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall’uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l’attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.

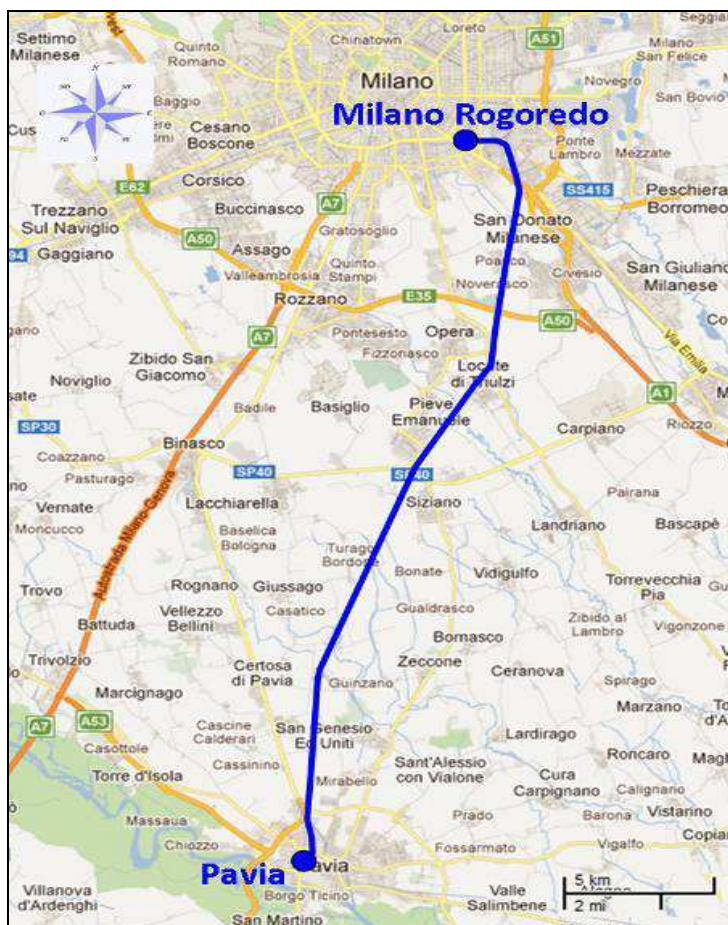


Figura 1 : Planimetria di progetto

2 DESCRIZIONE GENERALE

Agli sbocchi della galleria artificiale vi sono 4 muri di sostegno con sezione tipologica ad L, ad elevazione variabile e spessore costante di 0.80m, con una fondazione di larghezza 7.60m e spessore 0.80m, l' altezza massima raggiunta dal terreno spingente è di 6.63m per cui la verifica si riferirà a detta altezza.

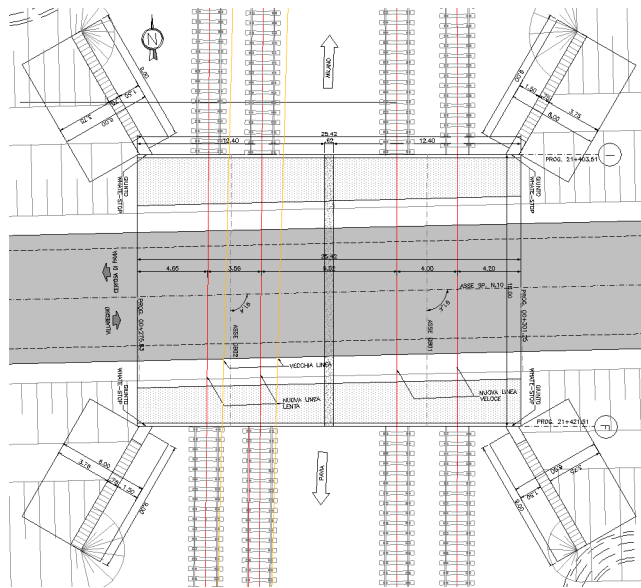


Figura 2 : Planimetria di progetto (posizione definitiva)

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	5 di 29

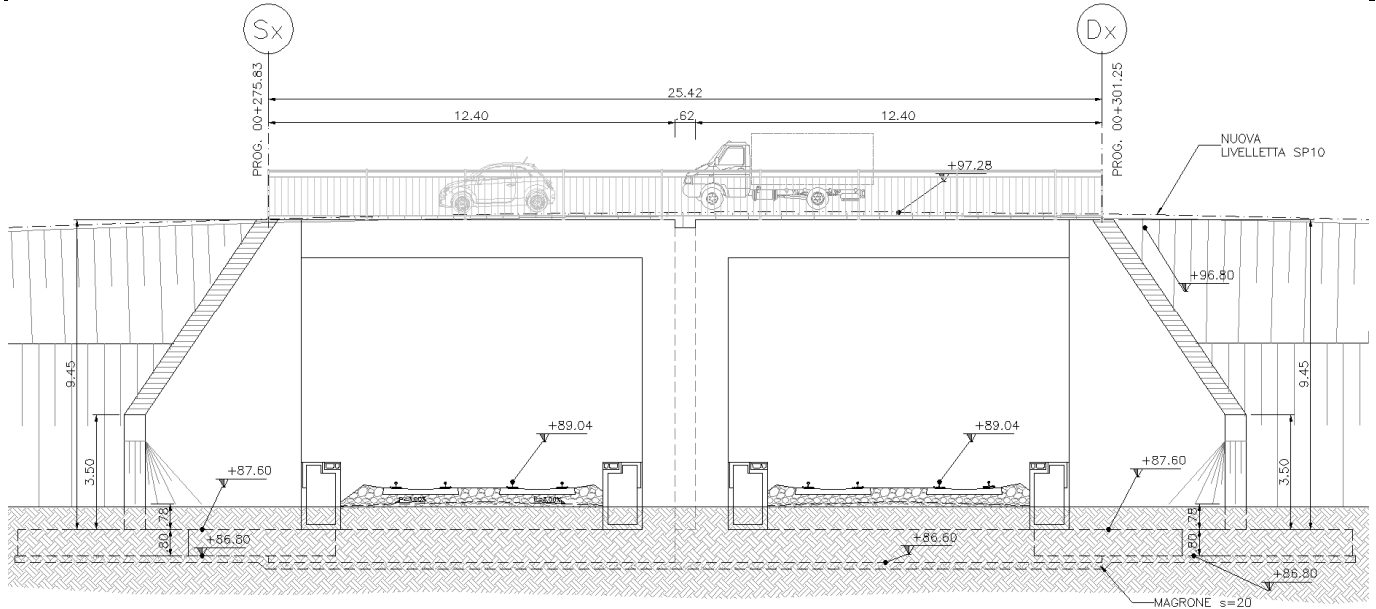


Figura 3: prospetto imbocco gallerie

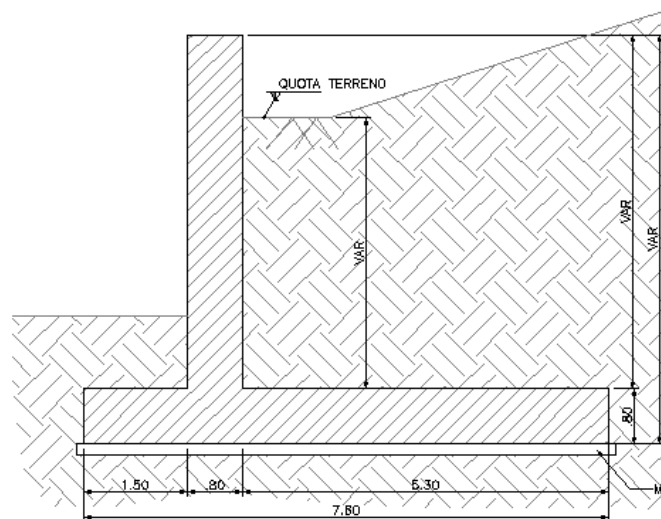



Figura 4: Sezione tipica

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLGA0200002	REV. A

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: "Manuale di progettazione delle opere civili" del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture.

Riferimenti STI:

– Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea;

– Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;

– Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "energia" del sistema ferroviario dell'Unione europea;

– Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea;

– Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO SOLETTONE SUPERIORE

Classe di resistenza calcestruzzo

C32/40

Caratteristiche del calcestruzzo

resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40 [MPa]
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2 [MPa]
resistenza cilindrica media	f_{cm}	41.2 [MPa]
resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.1 [MPa]
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	2.2 [MPa]
modulo elastico istantaneo	E_{cm}	33,643 [MPa]

Resistenze di calcolo

resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8 [MPa]
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.4 [MPa]
coefficiente di espansione termica lineare	α	1.00E-05 [°C ⁻¹]

COEFFICIENTI

γ_c	=	1.5
α_{cc}	=	0.85

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo di acciaio

B450C

Caratteristiche del calcestruzzo

tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 [MPa]
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540 [MPa]

Resistenze di calcolo

resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 [MPa]
modulo elastico	E_s	200000 [MPa]

COEFFICIENTI

γ_s	=	1.15
------------	---	------

Per il calcestruzzo armato si assume

γ_{cls} = 25 kN/m³




PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO –
PAVIA
FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	8 di 29

5 CONDIZIONI GEOTECNICHE

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ' [°]		ϕ' [°]	ϕ' [°]	E'_{50} [MPa]			Vs [m/s]		categoria	G_0 [MPa]		OPERE
						max	min			laboratorio	scelto	max	min	max		min	terreno	
14	SCMP21005	da 0 a 30m	S	18	13	30	30		30	57	22	369	195	C	252	70	GA02-03 SL07 PPT7-8	

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLGA0200002	REV. A

6 CRITERI DI VERIFICA

6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 14 gennaio 2008.

6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:


$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLGA0200002	REV. A

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.


Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Come da manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 B (2.5.1.8.3.2.4) si assume in questo caso per la verifica a fessurazione la combinazione Rara e come limite massimo di apertura delle fessure $w_1=0.2$ mm, (per strutture a permanente contatto con il terreno).

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è data da:

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>FASE-ENTE</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NM0Z</td> <td>20</td> <td>D 26</td> <td>CLGA0200002</td> <td>A</td> <td>11 di 29</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	11 di 29
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	11 di 29								

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

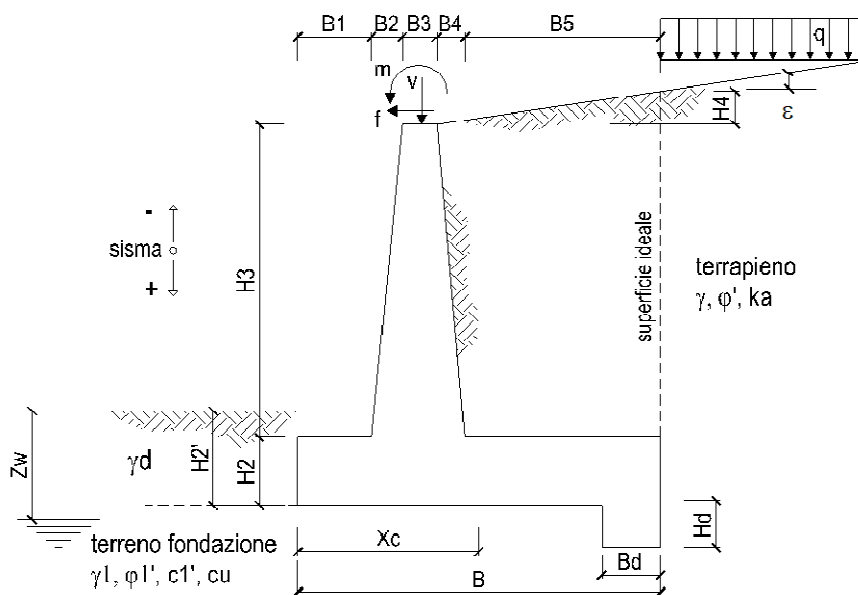
$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

7 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.63	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.80	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5.30	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.80	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	gcls =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	--------	-------	----------------------

8 ANALISI DEI CARICHI

				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	7864		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.074	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.111	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0555	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.333	0.409
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas +	0.400	0.484
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas -	0.409	0.494
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps +	2.812	2.272
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps -	2.789	2.251

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Y1			0.75	condizione quasi permanente Y2	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
SLE (DM88)			
altro			

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	15 di 29

9 VERIFICHE GEOTECNICHE
FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (P m)				
P m 1 =	$(B 2 * H 3 * g c l s) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
P m 2 =	$(B 3 * H 3 * g c l s)$	(kN/m)	132.60	119.34
P m 3 =	$(B 4 * H 3 * g c l s) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
P m 4 =	$(B * H 2 * g c l s)$	(kN/m)	152.00	136.80
P m 5 =	$(B d * H d * g c l s)$	(kN/m)	0.00	0.00
P m =	$P m 1 + P m 2 + P m 3 + P m 4 + P m 5$	(kN/m)	284.60	256.14
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (P t)				
P t 1 =	$(B 5 * H 3 * g)$	(kN/m)	667.64	600.88
P t 2 =	$(0,5 * (B 4 + B 5) * H 4 * g)$	(kN/m)	0.00	0.00
P t 3 =	$(B 4 * H 3 * g) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
S ovr =	$q p * (B 4 + B 5)$	(kN/m)	0.00	0.00
P t =	$P t 1 + P t 2 + P t 3 + S ovr$	(kN/m)	667.64	600.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
S ovr acc. S t a t =	$q * (B 4 + B 5)$	(kN/m)	0	0
S ovr acc. S i s m =	$q s * (B 4 + B 5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTOAL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (M m)				
M m 1 =	$P m 1 * (B 1 + 2 / 3 B 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
M m 2 =	$P m 2 * (B 1 + B 2 + 0,5 * B 3)$	(kNm/m)	251.94	226.75
M m 3 =	$P m 3 * (B 1 + B 2 + B 3 + 1 / 3 B 4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
M m 4 =	$P m 4 * (B / 2)$	(kNm/m)	577.60	519.84
M m 5 =	$P m 5 * (B - B d / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
M m =	$M m 1 + M m 2 + M m 3 + M m 4 + M m 5$	(kNm/m)	829.54	746.59
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
M t 1 =	$P t 1 * (B 1 + B 2 + B 3 + B 4 + 0,5 * B 5)$	(kNm/m)	3304.82	2974.34
M t 2 =	$P t 2 * (B 1 + B 2 + B 3 + 2 / 3 * (B 4 + B 5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
M t 3 =	$P t 3 * (B 1 + B 2 + B 3 + 2 / 3 * B 4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
M s ovr =	$S ovr * (B 1 + B 2 + B 3 + 1 / 2 * (B 4 + B 5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
M t =	$M t 1 + M t 2 + M t 3 + M s ovr$	(kNm/m)	3304.82	2974.34
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
S ovr acc. S t a t =	$q * (B 1 + B 2 + B 3 + 1 / 2 * (B 4 + B 5))$	(kNm/m)	0	0
S ovr acc. S i s m =	$q s * (B 1 + B 2 + B 3 + 1 / 2 * (B 4 + B 5))$	(kNm/m)	0	



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	16 di 29

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (P_s)

P _s h =	P _m *k _h	(kN/m)	31.59
P _s v =	P _m *k _v	(kN/m)	15.80

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (P_{ts})

P _{ts} h =	P _t *k _h	(kN/m)	74.11
P _{ts} v =	P _t *k _v	(kN/m)	37.05

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MP_s h)

MP _s 1 h =	k _h *P _m 1*(H ₂ +H ₃ /3)	(kNm/m)	0.00
MP _s 2 h =	k _h *P _m 2*(H ₂ + H ₃ /2)	(kNm/m)	60.57
MP _s 3 h =	k _h *P _m 3*(H ₂ +H ₃ /3)	(kNm/m)	0.00
MP _s 4 h =	k _h *P _m 4*(H ₂ /2)	(kNm/m)	6.75
MP _s 5 h =	-k _h *P _m 5*(H _d /2)	(kNm/m)	0.00
MP _s h =	MP _s 1 +MP _s 2 +MP _s 3 +MP _s 4 +MP _s 5	(kNm/m)	67.32

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MP_s v)

MP _s 1 v =	k _v *P _m 1*(B 1+2/3*B 2)	(kNm/m)	0.00
MP _s 2 v =	k _v *P _m 2*(B 1+B 2+B 3/2)	(kNm/m)	13.98
MP _s 3 v =	k _v *P _m 3*(B 1+B 2+B 3+B 4/3)	(kNm/m)	0.00
MP _s 4 v =	k _v *P _m 4*(B /2)	(kNm/m)	32.06
MP _s 5 v =	k _v *P _m 5*(B -B d/2)	(kNm/m)	0.00
MP _s v =	MP _s 1 +MP _s 2 +MP _s 3 +MP _s 4 +MP _s 5	(kNm/m)	46.04

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MP_{ts} h)

MP _{ts} 1 h =	k _h *P _t 1*(H ₂ + H ₃ /2)	(kNm/m)	304.96
MP _{ts} 2 h =	k _h *P _t 2*(H ₂ + H ₃ + H ₄ /3)	(kNm/m)	0.00
MP _{ts} 3 h =	k _h *P _t 3*(H ₂ +H ₃ *2/3)	(kNm/m)	0.00
MP _{ts} h =	MP _{ts} 1 + MP _{ts} 2 + MP _{ts} 3	(kNm/m)	304.96

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MP_{ts} v)

MP _{ts} 1 v =	k _v *P _t 1*((H ₂ + H ₃ /2) - (B - B 5/2)*0.5)	(kNm/m)	183.42
MP _{ts} 2 v =	k _v *P _t 2*((H ₂ + H ₃ + H ₄ /3) - (B - B 5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MP _{ts} 3 v =	k _v *P _t 3*((H ₂ +H ₃ *2/3) -(B 1 +B 2 +B 3 +2/3*B 4)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MP _{ts} v =	MP _{ts} 1 + MP _{ts} 2 + MP _{ts} 3	(kNm/m)	183.42



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	17 di 29

9.1.1 Condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
$S_t = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 174.82	214.57	236.02
$S_{q \text{ perm}} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
$S_{q \text{ acc}} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica			
$S_{th} = S_t \cdot \cos \delta$	(kN/m) 174.82	214.57	236.02
$S_{qh \text{ perm}} = S_{q \text{ perm}} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
$S_{qh \text{ acc}} = S_{q \text{ acc}} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica			
$S_{tv} = S_t \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
$S_{qv \text{ perm}} = S_{q \text{ perm}} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
$S_{qv \text{ acc}} = S_{q \text{ acc}} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
$M_{St1} = S_{th} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 432.96	531.41	584.55
$M_{St2} = S_{tv} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{Sq1 \text{ perm}} = S_{qh \text{ perm}} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{Sq1 \text{ acc}} = S_{qh \text{ acc}} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{Sq2 \text{ perm}} = S_{qv \text{ perm}} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{Sq2 \text{ acc}} = S_{qv \text{ acc}} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{Sp} = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
$M_{fext1} = m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{fext2} = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
$M_{fext3} = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	952.24	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	214.57	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \tan \alpha_1$	0.46	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.05	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	3720.93	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	584.55	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.37	> 1

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	18 di 29

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR.GEO)

Risultante forze verticali (N)	N _{min}	N _{max}	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+S_{ovr acc})$	952.24	952.24 (kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	214.57	214.57 (kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	3602.95	3602.95 (kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	15.57	15.57 (kNm/m)	

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c' i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_{\gamma} i_{\gamma}$$

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi_1' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79	(°)
$\gamma =$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.58	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H^2 =$	sovraccarico stabilizzante	15.20	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7.57	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \gamma g^2 (45 + \phi/2) e^{1.44 \phi}$	(1 in cond. nd)	10.43	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.42	(-)
$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.56	(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.56	0.56	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.46	0.46	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

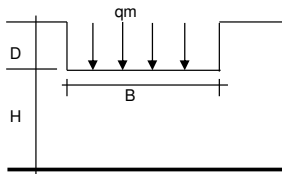
q_{lim}	(carico limite unitario)	291.64	291.64 (kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	-----------------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N _{min}	2.32	>	1
N _{max}	2.32	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	952.24	(kN/m)
M	-82.89	(kNm/m)
$e = M/N$	-0.09	(m)
B^*	7.43	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B* =	0.11	(m)
Hs/B* =	1.35	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 128.23 \text{ (kN/mq)}$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.958 \text{ (-)}$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.49 \text{ (-)}$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 56.56 \text{ (mm)}$$



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLGA0200002	A	19 di 29

9.1.2 Condizione sismica (+)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	174.82	214.57	214.57
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$ (kN/m)	46.69	53.28	53.28
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ (kN/m)	174.82	214.57	214.57
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ (kN/m)	46.69	53.28	53.28
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	432.96	531.41	531.41
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	115.63	131.96	131.96
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) (kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2) (kNm/m)	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$ (kN/m)	1005.09
--	---------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ (kN/m)	373.55
--	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = tg\phi'$ (-)	0.46
-------------------	------

$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	1.24	>	1
-------------------------------	------	---	---

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$ (kNm/m)	4134.36
---------------------------------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts$ (kNm/m)	806.18
---	--------

$Fr = Ms / Mr$	5.13	>	1
----------------	------	---	---



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	20 di 29

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_{m+} + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	1005.09	1005.09	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	373.55		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	3328.18	3328.18	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	491.16	491.16	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5*\gamma_1*B*N_\gamma'i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.58		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.49	0.49	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.62	6.62	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = tg^2(45 + \phi/2)*e^{(\pi*tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi)$	($2+\pi$ in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B*c'*cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.39	0.39	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.33	0.33	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'*cotg(\phi)))^{m+1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	154.36	154.36	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.02	>	1
		Nmax	1.02	>	



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLGA0200002	A	21 di 29

9.1.3 Condizione sismica (-)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	174.82	214.57	214.57
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	27.73	30.03	30.03
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ (kN/m)	174.82	214.57	214.57
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ (kN/m)	27.73	30.03	30.03
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	432.96	531.41	531.41
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	68.67	74.36	74.36
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) (kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2) (kNm/m)	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	
N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv (kN/m)	899.39

Risultante forze orizzontali (T)	
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh (kN/m)	350.29

Coefficiente di attrito alla base (f)	
f = tgφ' (-)	0.46

Fs = (N*f + Sp) / T **1.19** > **1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	
Ms = Mm + Mt + Mfext3 (kNm/m)	4134.36

Momento ribaltante (Mr)	
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts (kNm/m)	1207.50

Fr = Ms / Mr **3.42** > **1**



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	22 di 29

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		899.39	899.39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		350.29		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		2926.86	2926.86	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		490.83	490.83	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.58		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.55	0.55	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.51	6.51	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{(\pi \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	(2+ π in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.37	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.31	0.31	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	141.82	141.82	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.03	>	1
		Nmax	1.03	>	



10 VERIFICHE STRUTTURALI

10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

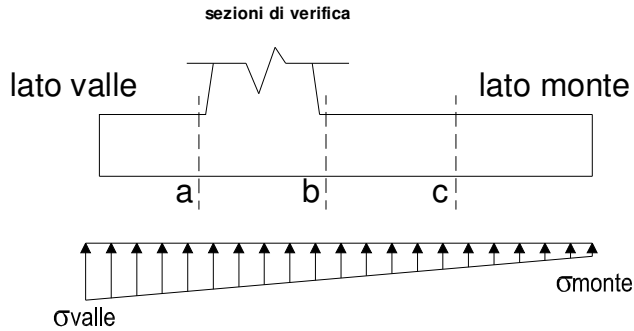
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 7.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 9.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	952.24	47.00	130.18	120.41
	952.24	47.00	130.18	120.41
sisma+	1005.09	376.38	171.35	93.15
	1005.09	376.38	171.35	93.15
sisma-	899.39	386.69	158.51	78.17
	899.39	386.69	158.51	78.17



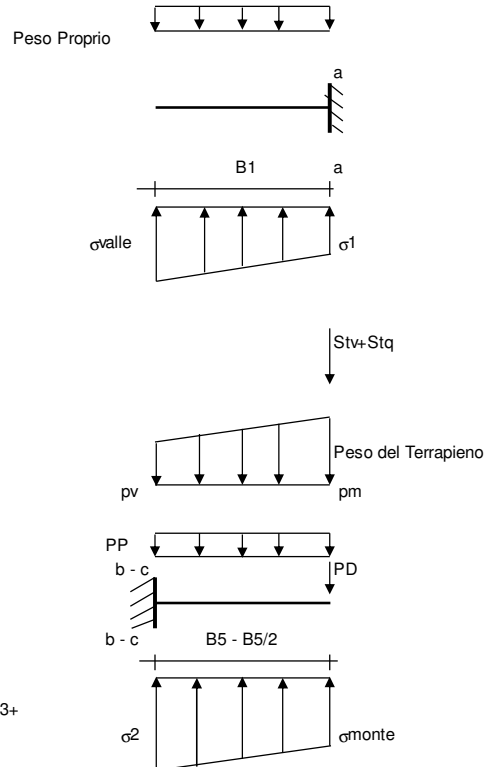
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a	V _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	130.18	128.25	123.23	163.82
	130.18	128.25	123.23	163.82
sisma+	171.35	155.91	163.23	209.92
	171.35	155.91	164.48	209.92
sisma-	158.51	142.65	151.13	190.24
	158.51	142.65	149.88	190.24



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)
pvb	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)
pvc	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B5 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	24 di 29

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	120.41	127.22	-327.07	-117.41	123.82	-85.75	-63.22
	120.41	127.22	-327.07	-117.41	123.82	-85.75	-63.22
sisma+	93.15	147.68	-600.33	-178.37	120.42	-182.00	-125.31
	93.15	147.68	-600.33	-178.37	120.42	-182.00	-125.31
sisma-	78.17	134.20	-576.14	-167.92	106.18	-176.82	-121.08
	78.17	134.20	-576.14	-167.92	106.18	-176.82	-121.08

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

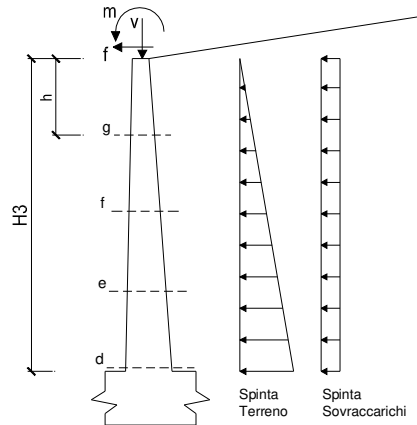
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.63	399.91	0.00	0.00	399.91	0.00	132.60	132.60
e-e	4.97	168.71	0.00	0.00	168.71	0.00	99.45	99.45
f-f	3.32	49.99	0.00	0.00	49.99	0.00	66.30	66.30
g-g	1.66	6.25	0.00	0.00	6.25	0.00	33.15	33.15

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6.63	180.96	0.00	0.00	180.96
e-e	4.97	101.79	0.00	0.00	101.79
f-f	3.32	45.24	0.00	0.00	45.24
g-g	1.66	11.31	0.00	0.00	11.31

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.63	307.63	82.16	0.00	0.00	48.79	438.57	0.00	139.96	139.96
e-e	4.97	129.78	34.66	0.00	0.00	27.45	191.89	0.00	104.97	104.97
f-f	3.32	38.45	10.27	0.00	0.00	12.20	60.92	0.00	69.98	69.98
g-g	1.66	4.81	1.28	0.00	0.00	3.05	9.14	0.00	34.99	34.99



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	25 di 29

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.63	139.20	37.18	0.00	0.00	14.72	191.09
e-e	4.97	78.30	20.91	0.00	0.00	11.04	110.25
f-f	3.32	34.80	9.29	0.00	0.00	7.36	51.45
g-g	1.66	8.70	2.32	0.00	0.00	3.68	14.70

condizione sismica -

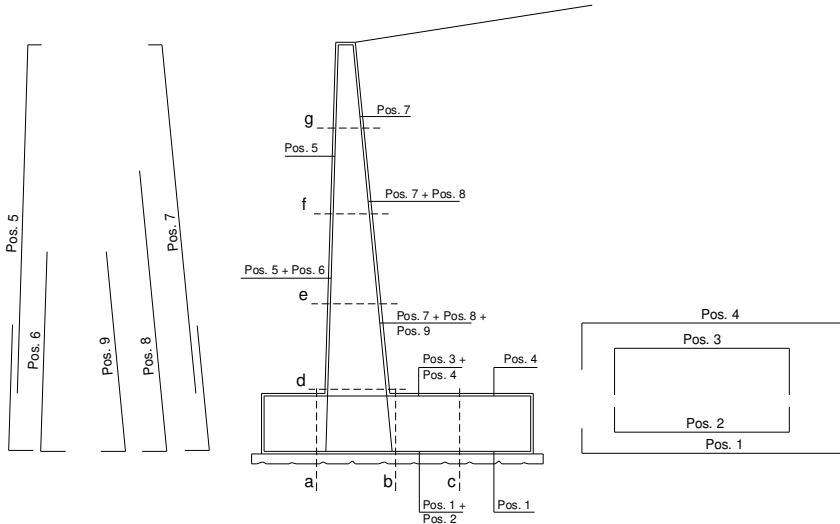
sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.63	307.63	48.79	0.00	0.00	48.79	405.21	0.00	125.24	125.24
e-e	4.97	129.78	20.58	0.00	0.00	27.45	177.81	0.00	93.93	93.93
f-f	3.32	38.45	6.10	0.00	0.00	12.20	56.75	0.00	62.62	62.62
g-g	1.66	4.81	0.76	0.00	0.00	3.05	8.62	0.00	31.31	31.31

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.63	139.20	22.08	0.00	0.00	14.72	175.99
e-e	4.97	78.30	12.42	0.00	0.00	11.04	101.76
f-f	3.32	34.80	5.52	0.00	0.00	7.36	47.68
g-g	1.66	8.70	1.38	0.00	0.00	3.68	13.76

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	26 di 29

SCHEMA DELLE ARMATURE

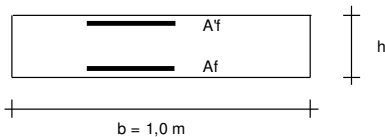


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	□	5	5.0	20	□
2	5.0	16		6	5.0	24	
3	5.0	20		7	5.0	24	
4	5.0	20		8	5.0	24	
				9	5.0	24	□

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	164.48	0.00	0.80	15.71	25.76	448.46
b - b	-600.33	0.00	0.80	25.76	15.71	724.35
c - c	-182.00	0.00	0.80	15.71	15.71	448.45
d - d	438.57	139.96	0.80	22.62	15.71	687.27
e - e	191.89	104.97	0.80	22.62	15.71	675.05
f - f	60.92	69.98	0.80	22.62	15.71	662.82
g - g	9.14	34.99	0.80	22.62	15.71	650.57

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	209.92	0.80	277.28	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
b - b	178.37	0.80	303.44	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
c - c	125.31	0.80	277.28	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
d - d	191.09	0.80	310.25	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
e - e	110.25	0.80	305.33	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
f - f	51.45	0.80	300.41	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor
g - g	14.70	0.80	295.49	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio nor

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	27 di 29

10.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

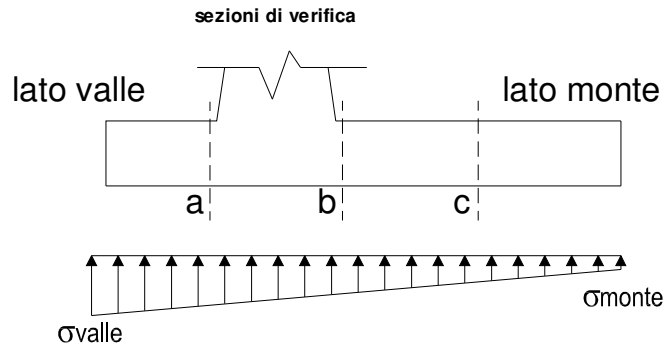
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 7.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 9.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	952.24	-82.89	116.68	133.91
	952.24	-82.89	116.68	133.91
Q.P.	952.24	-82.89	116.68	133.91
	952.24	-82.89	116.68	133.91

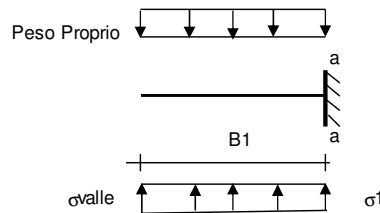


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	116.68	120.08	110.04
	116.68	120.08	110.04
Q.P.	116.68	120.08	110.04
	116.68	120.08	110.04



Mensola Lato Monte

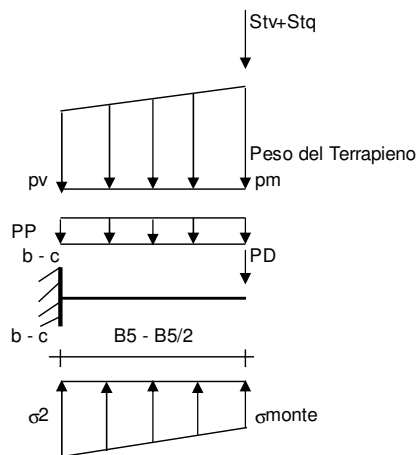
PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)
pvb	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)
pvc	125.97	125.97	125.97	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	133.91	121.90	-225.67	127.90	-49.39
	133.91	121.90	-225.67	127.90	-49.39
Q.P.	133.91	121.90	-225.67	127.90	-49.39
	133.91	121.90	-225.67	127.90	-49.39



RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	28 di 29

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

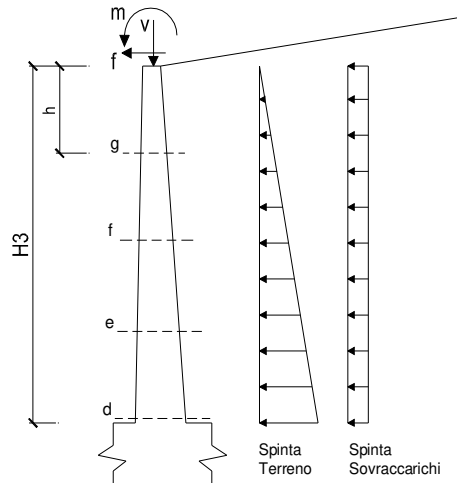
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.63	307.63	0.00	0.00	307.63	0.00	132.60	132.60
e-e	4.97	129.78	0.00	0.00	129.78	0.00	99.45	99.45
f-f	3.32	38.45	0.00	0.00	38.45	0.00	66.30	66.30
g-g	1.66	4.81	0.00	0.00	4.81	0.00	33.15	33.15

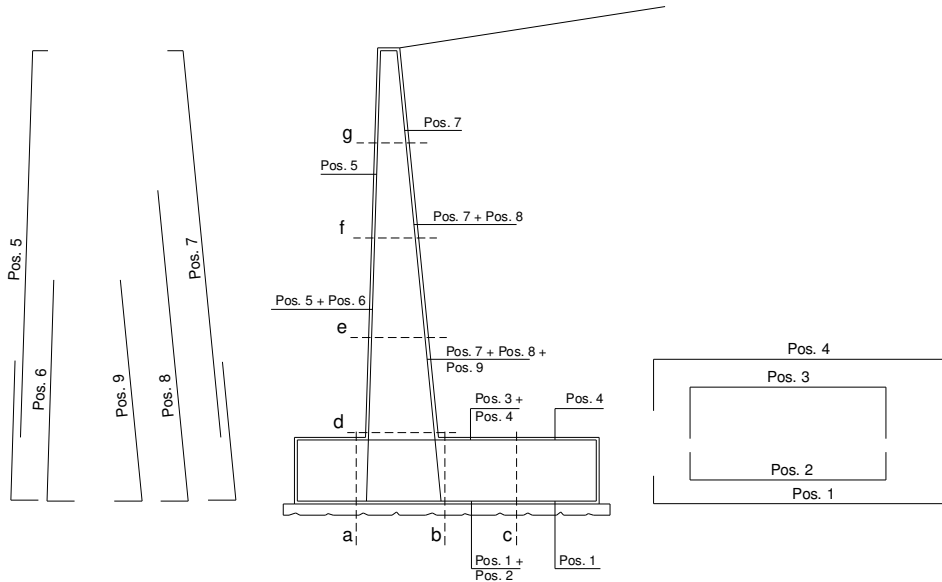
condizione Quasi Permanente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.63	307.63	0.00	0.00	307.63	0.00	132.60	132.60
e-e	4.97	129.78	0.00	0.00	129.78	0.00	99.45	99.45
f-f	3.32	38.45	0.00	0.00	38.45	0.00	66.30	66.30
g-g	1.66	4.81	0.00	0.00	4.81	0.00	33.15	33.15

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLGA0200002	A	29 di 29

SCHEMA DELLE ARMATURE

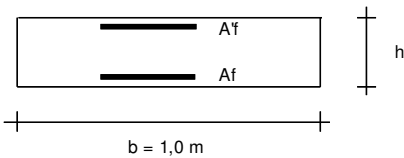


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2			☐	6			☐
3	5.0	16	☐	7	5.0	24	☐
4	5.0	20		8			☐
				9			☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	110.04	0.00	0.80	15.71	25.76	1.60	99.92	0.116	0.200
b - b	-225.67	0.00	0.80	25.76	15.71	2.90	127.26	0.104	0.200
c - c	-49.39	0.00	0.80	15.71	15.71	0.77	44.97	0.052	0.200
d - d	307.63	132.60	0.80	22.62	15.71	4.29	170.14	0.172	0.200
e - e	129.78	99.45	0.80	22.62	15.71	1.84	63.39	0.064	0.200
f - f	38.45	66.30	0.80	22.62	15.71	0.55	12.29	0.012	0.200
g - g	4.81	33.15	0.80	22.62	15.71	0.08	-0.06	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Non essendo presenti carichi variabili la combinazione rara coincide con la combinazione frequente, per cui risulta verificata la condizione $w_k(\text{combo rara}) < 0.2\text{mm}$