

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PRODUZIONE CENTRO NORD

PROGETTO PRELIMINARE

INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI
NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE

OPERE D'ARTE

Rilevati ferroviari

Opere di sostegno rilevati - Relazione tecnica e di calcolo preliminare

SCALA:

-

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

N	M	0	2	0	0	R	2	6	C	L	R	1	0	0	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi	Maggio 2014	A. Maran	Maggio 2014	S. Borelli	Maggio 2014	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Produzione Centro Nord Dott. Ing. Fabrizio Ardizzone Ordine degli Ingegneri della Prov. di Roma n. 3392 sez. A

File: NM0200R26CLRI0000001A.doc

n. Elab.: 46

INDICE

1	PREMESSA.....	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	19
3	MATERIALI.....	20
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	22
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	23
6	METODO DI CALCOLO	25
6.1	CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE	25
6.2	CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	27
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	29
6.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	29
7	MURO TIPO M1	30
7.1	ANALISI DEI CARICHI	32
	7.1.1 Sovraccarico permanente	32
	7.1.2 Sovraccarico accidentale.....	32
	7.1.3 Forze inerziali.....	32
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	33
7.3	VERIFICHE	35
	7.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche.....	35
	7.3.2 Verifiche geotecniche.....	36
	7.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.....	43

7.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.	46
8	MURO TIPO M2	52
8.1	ANALISI DEI CARICHI	54
8.1.1	Sovraccarico permanente	54
8.1.2	Sovraccarico accidentale	54
8.1.3	Forze inerziali	54
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO	55
8.3	VERIFICHE	57
8.3.1	Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche	57
8.3.2	Verifiche geotecniche	58
8.3.3	Verifiche strutturali S.L.U.	65
8.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.	68
9	MURO TIPO M3	74
9.1	ANALISI DEI CARICHI	76
9.1.1	Sovraccarico permanente	76
9.1.2	Sovraccarico accidentale	76
9.1.3	Forze inerziali	76
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO	77
9.3	VERIFICHE	79
9.3.1	Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche	79
9.3.2	Verifiche geotecniche	80

9.3.3	Verifiche strutturali S.L.U.....	87
9.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.	90
10	MURO TIPO M4	96
10.1	ANALISI DEI CARICHI	98
10.1.1	Sovraccarico permanente	98
10.1.2	Sovraccarico accidentale.....	98
10.1.3	Forze inerziali.....	98
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO	99
10.3	VERIFICHE	101
10.3.1	Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche.....	101
10.3.2	Verifiche geotecniche.....	102
10.3.3	Verifiche strutturali S.L.U.....	107
10.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.	110
11	MURO TIPO M5	116
11.1	ANALISI DEI CARICHI	118
11.1.1	Sovraccarico permanente	118
11.1.2	Sovraccarico accidentale.....	118
11.1.3	Forze inerziali.....	118
11.2	COMBINAZIONI DI CARICO	119
11.3	VERIFICHE	121
11.3.1	Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche.....	121

11.3.2	Verifiche geotecniche.....	122
11.3.3	Verifiche strutturali S.L.U.....	127
11.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.....	130
12	MURO TIPO M6.....	136
12.1	ANALISI DEI CARICHI	138
12.1.1	Sovraccarico permanente	138
12.1.2	Sovraccarico accidentale.....	138
12.1.3	Forze inerziali.....	138
12.2	COMBINAZIONI DI CARICO	139
12.3	VERIFICHE	141
12.3.1	Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche.....	141
12.3.2	Verifiche geotecniche.....	142
12.3.3	Verifiche strutturali S.L.U.....	149
12.3.4	Verifiche strutturali S.L.E.....	152
13	MURO TIPO M7.....	158
13.1	ANALISI DEI CARICHI	160
13.1.1	Sovraccarico permanente	160
13.1.2	Sovraccarico accidentale.....	160
13.1.3	Forze inerziali.....	160
13.2	COMBINAZIONI DI CARICO	161
13.3	VERIFICHE	163

13.3.1	<i>Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche</i>	163
13.3.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	164
13.3.3	<i>Verifiche strutturali S.L.U.</i>	169
13.3.4	<i>Verifiche strutturali S.L.E.</i>	172

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI000001	REV. A	FOGLIO 7 di 177

1 PREMESSA

La presente Relazione tecnica si colloca all'interno del progetto preliminare degli interventi previsti per il nuovo PRG di Milano Lambrate ed è relativa alle opere di sostegno dei rilevati ferroviari.

Gli obiettivi funzionali del nuovo PRG sono:

- Realizzazione di un sistema d'interconnessioni AV tra le linee Milano-Bologna e Milano-Venezia, volto a ridurre/minimizzare le interferenze a raso tra il traffico AV diretto a Torino ed i servizi AV attestati a Milano C.le provenienti da Venezia e Bologna.
- Riorganizzazione della radice lato Milano C.le dei binari da I a VI, con l'eliminazione dei tagli a raso per i servizi merci e regionali provenienti da Nord e diretti sulla linea Cintura verso Rogoredo, sulla linea Smistamento e, per effetto della nuova configurazione d'impianto, anche sulla linea Venezia LL.

Nello specifico, scopo della presente relazione è la verifica preliminare delle opere di sostegno ubicate nella Radice Sud di Lambrate e necessarie alla realizzazione delle interconnessioni AV sopra descritte.

Le macro lavorazioni previste in corrispondenza della Radice sud di Milano Lambrate sono le seguenti:

- Realizzazione di opere di sottoattraversamento del binario dispari Cintura sotto l'attuale sedime Venezia e sotto le future linee Venezia LL e Smistamento, nonché di opere di armamento e TE relative al nuovo tracciato.
- Realizzazione di opere di sottoattraversamento per il binario d'interconnessione pari Bologna-Venezia, nonché di opere di armamento e TE relative ai nuovi tracciati.
- Riorganizzazione plano-altimetrica della sede esistente degli attuali binari Cintura da destinare al futuro binario pari Cintura ed al binario d'interconnessione dispari Bologna-Venezia, nonché di opere di armamento e TE relative ai nuovi tracciati.
- Realizzazione del nuovo sedime, compresi armamento e TE, della linea Venezia DD in posizione compatibile con l'inserimento del nuovo binario pari d'interconnessione AV Bologna-Venezia.
- Realizzazione del nuovo sedime, compresi armamento e TE, della linea Venezia LL e del binario pari Smistamento in corrispondenza dell'attuale area delle platee di lavaggio, in posizione compresa tra il nuovo binario dispari ed il nuovo binario pari Cintura.
- Demolizione di manufatti, opere di sostegno esistenti nell'area interessata dai lavori di PRG.
- Riorganizzazione dell'attuale cabina TE di Lambrate interferente con la modifica planimetrica di progetto relativa al futuro binario dispari della linea Cintura.

Nelle figure seguenti è riportato un confronto tra l'attuale e la futura organizzazione dei flussi.

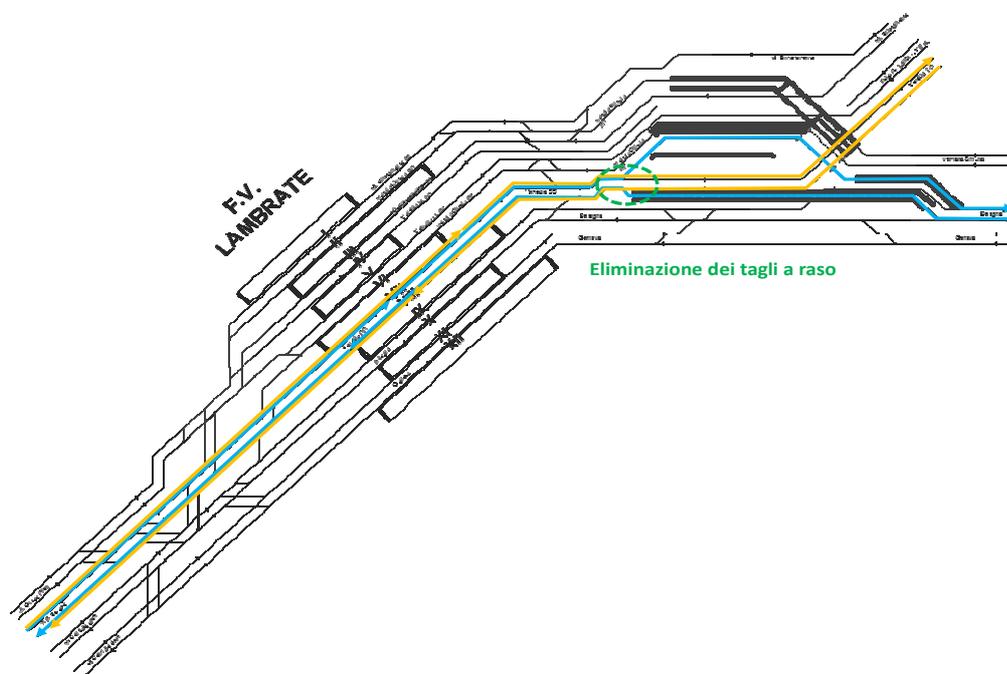


Fig. 3 – Configurazione di Progetto – innesto flussi AV su linea Venezia DD senza interferenza a raso

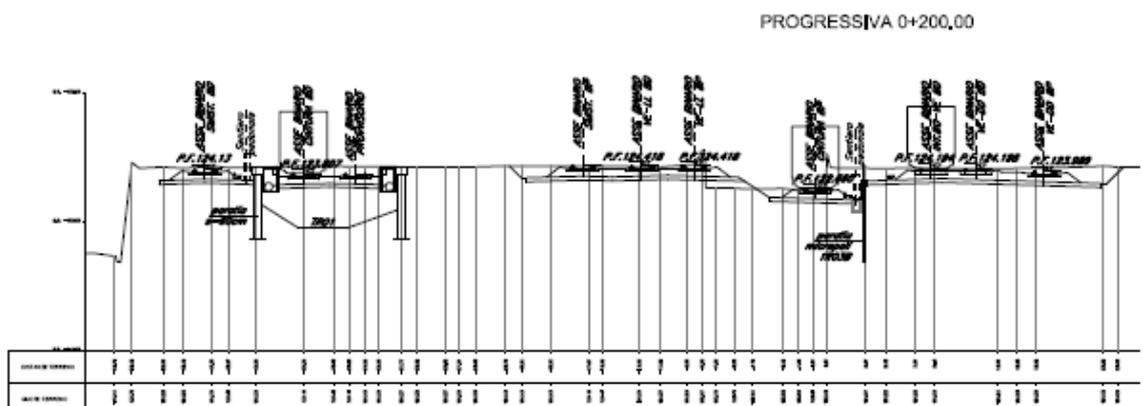
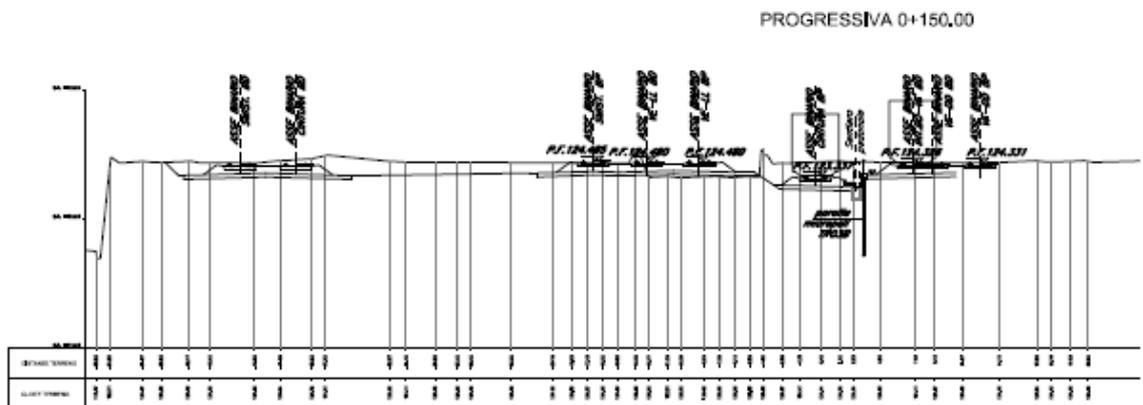
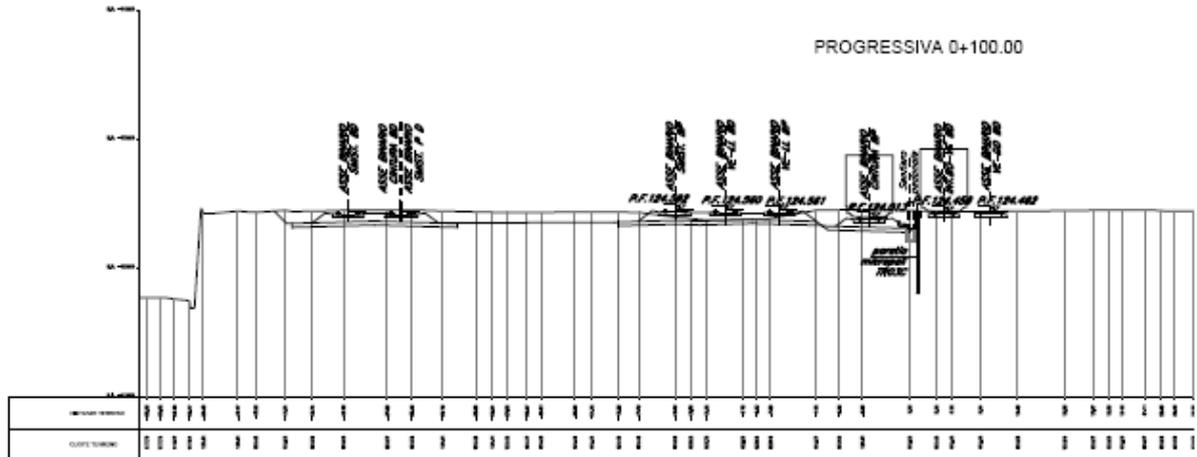
La presente relazione riporta il dimensionamento dei muri di sostegno, con fondazione sia diretta che su pali.

Nell'area di intervento si rende infatti necessaria la realizzazione di sette tipologie di muri di diversa configurazione geometrica e strutturale, con la funzione di sostenere i rilevati ferroviari su cui insistono i binari; nello specifico trattasi di quattro muri con fondazione diretta (nel seguito denominati M1, M2, M3 e M6) e tre muri con fondazione su pali (nel seguito denominati M4, M5 e M7).

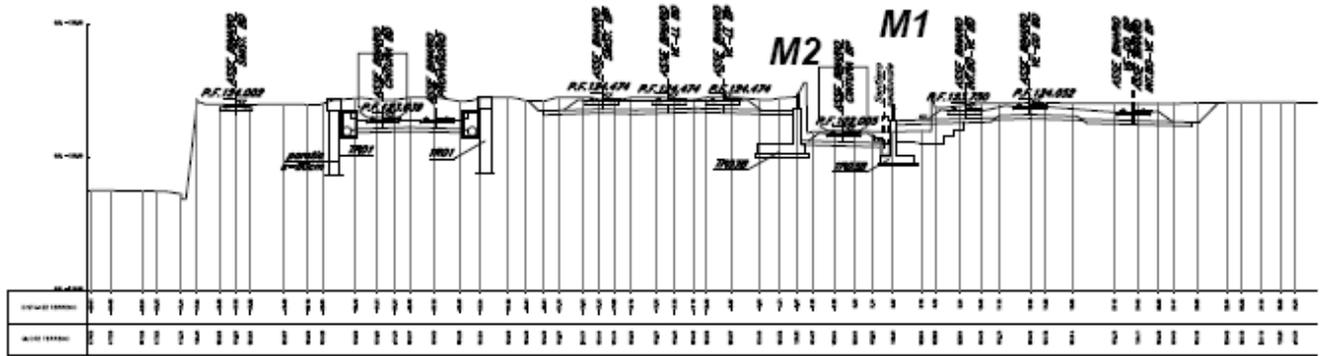
Nel seguito si presentano le sezioni trasversali riferite al binario pari della cintura e quelle riferite al binario bari della linea BO-VE, con l'individuazione dei muri.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

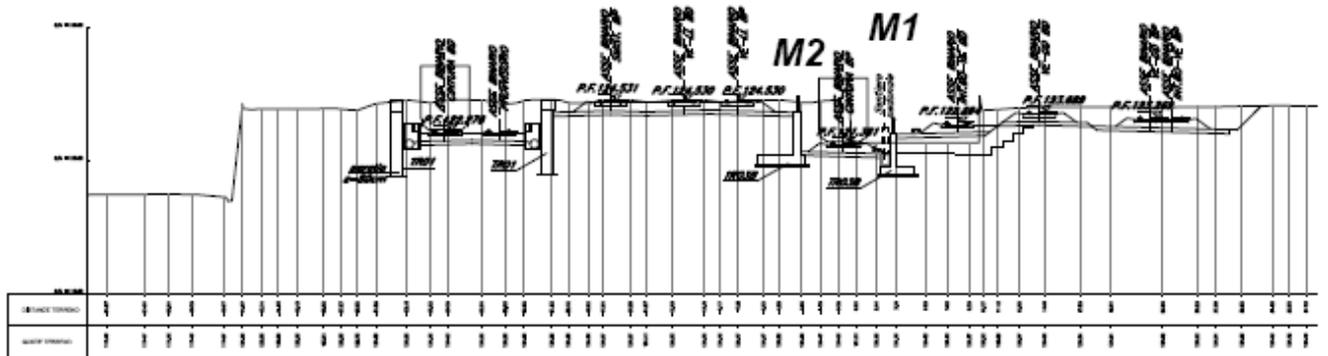
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	10 di 177



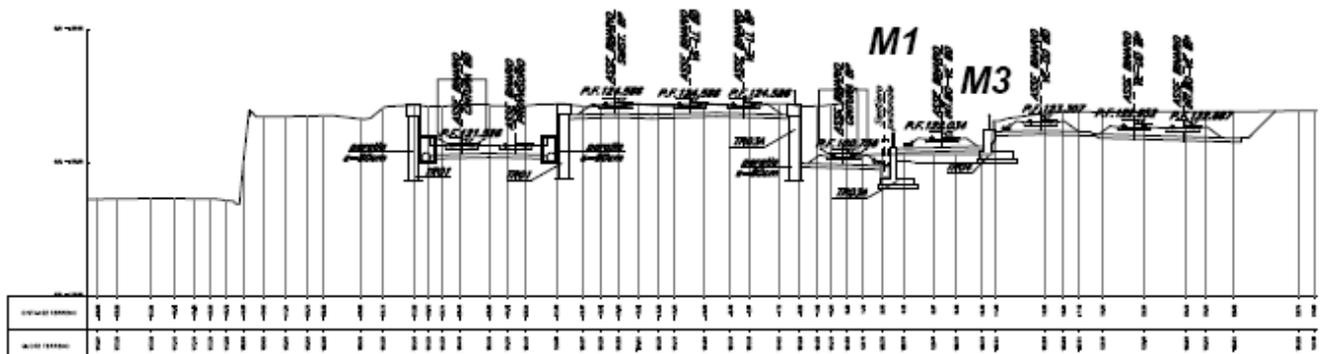
PROGRESSIVA 0+250,00



PROGRESSIVA 0+300,00



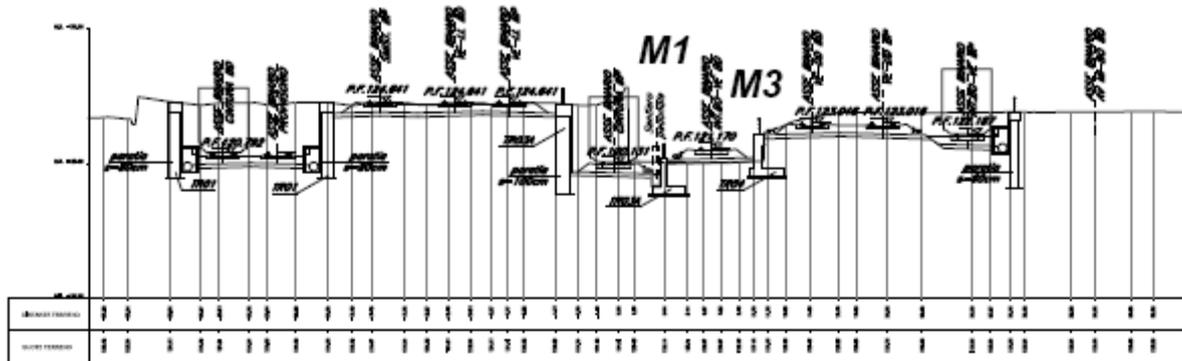
PROGRESSIVA 0+350,00



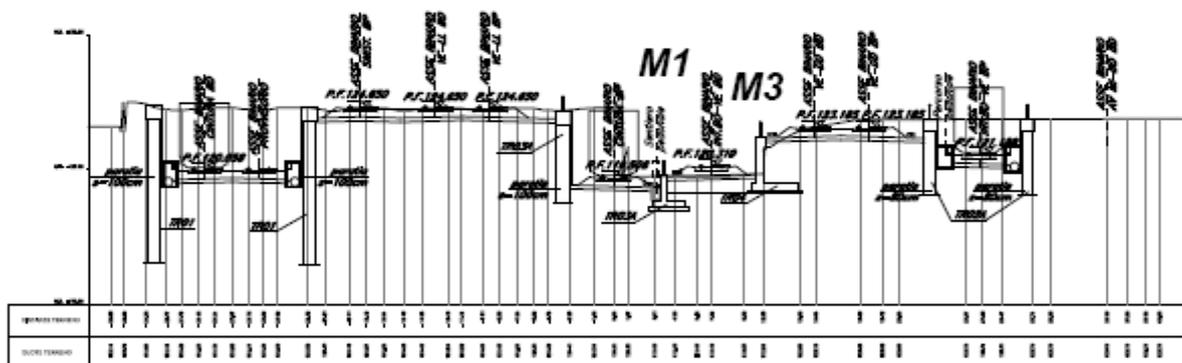
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	12 di 177

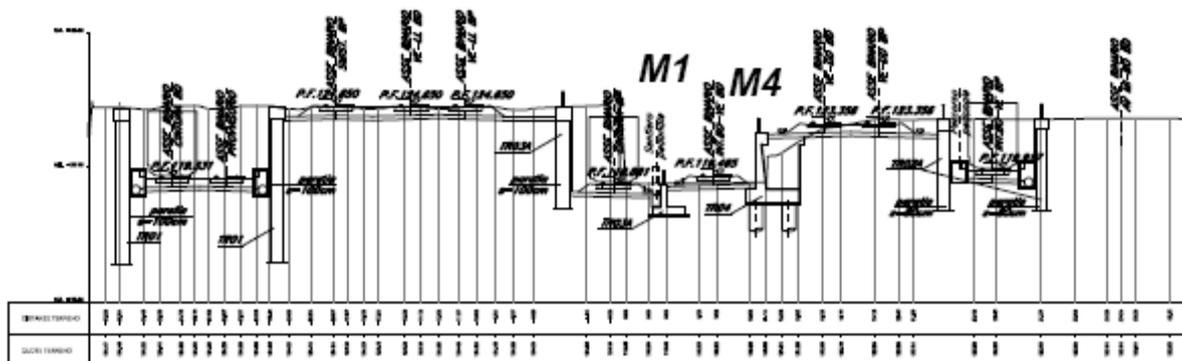
PROGRESSIVA 0+400,00



PROGRESSIVA 0+450,00



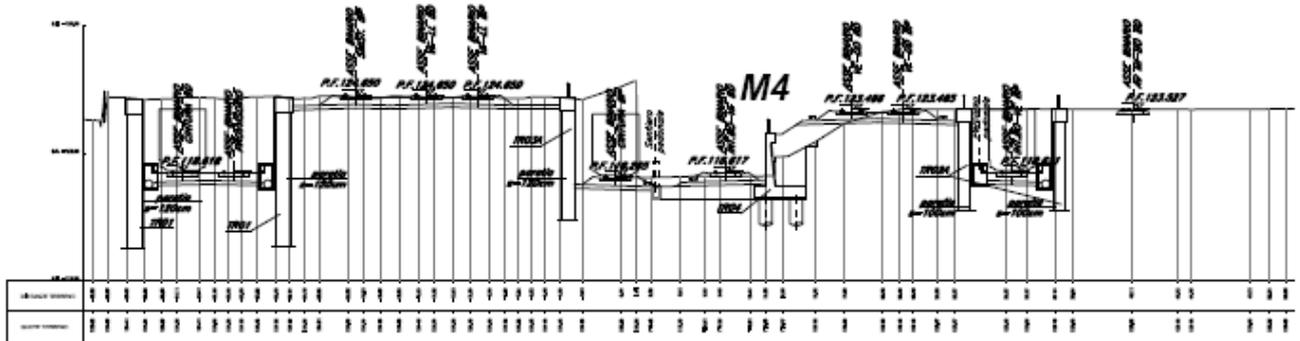
PROGRESSIVA 0+500,00



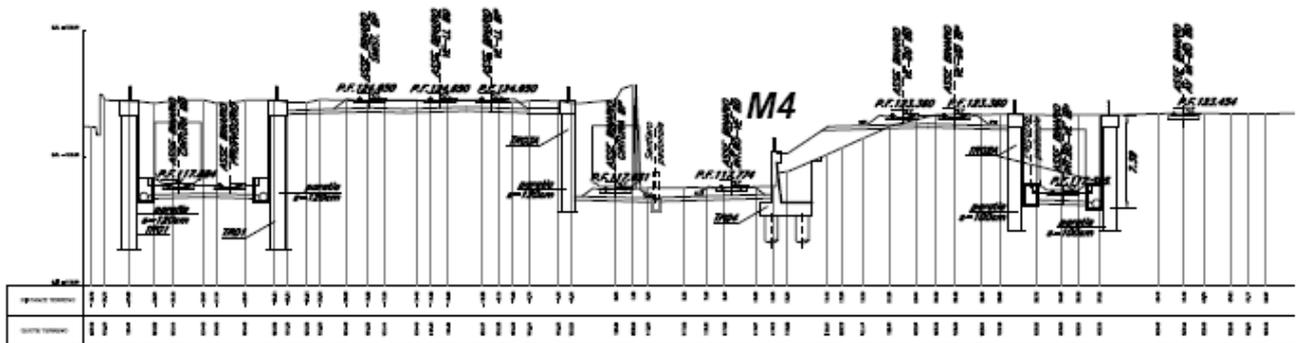
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	13 di 177

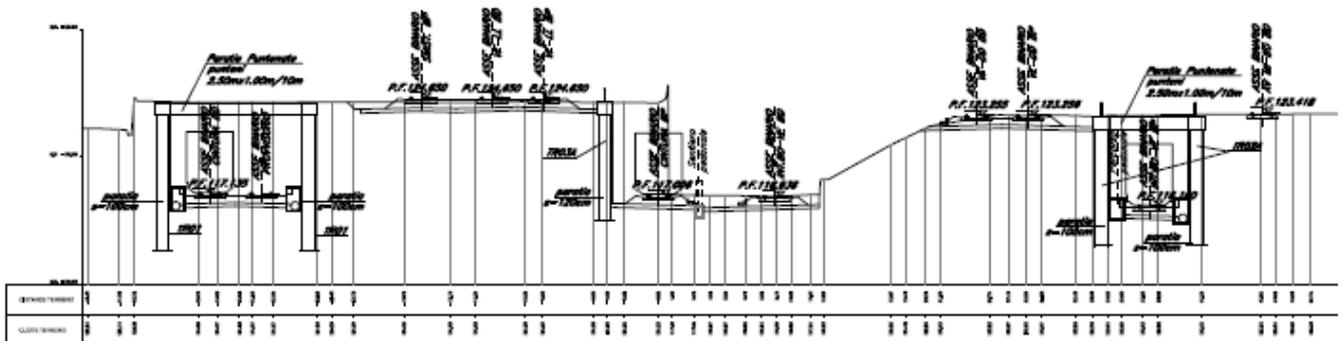
PROGRESSIVA 0+550.00



PROGRESSIVA 0+600.00



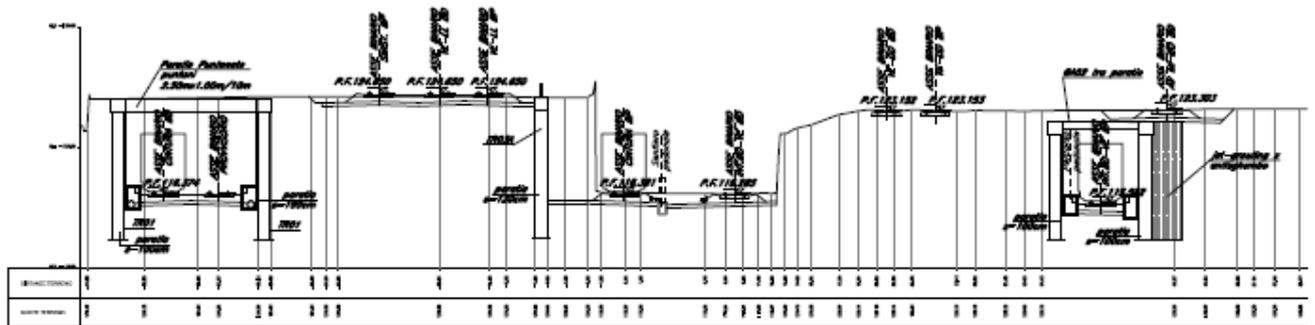
PROGRESSIVA 0+650.00



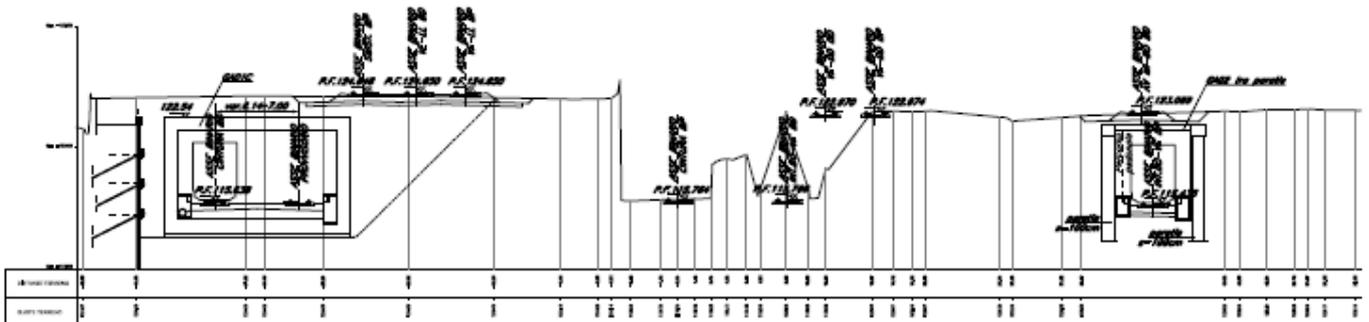
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	14 di 177

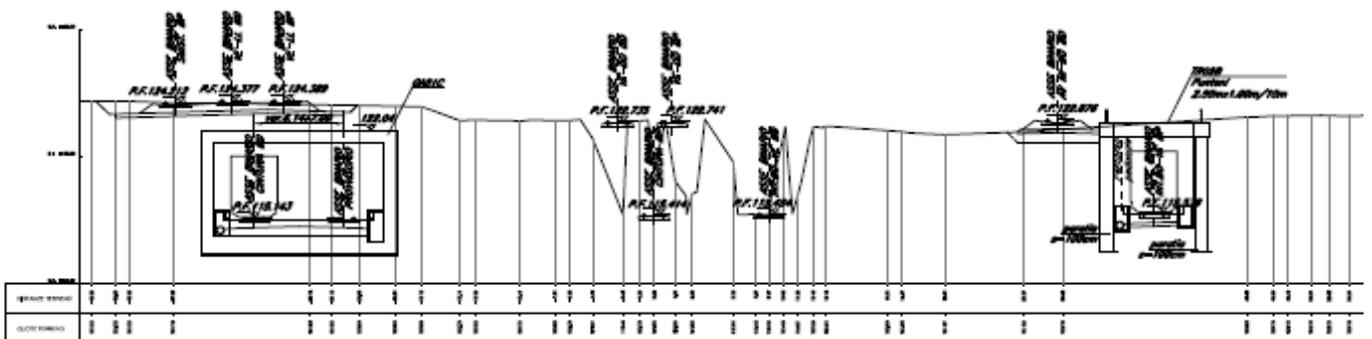
PROGRESSIVA 0+700.00



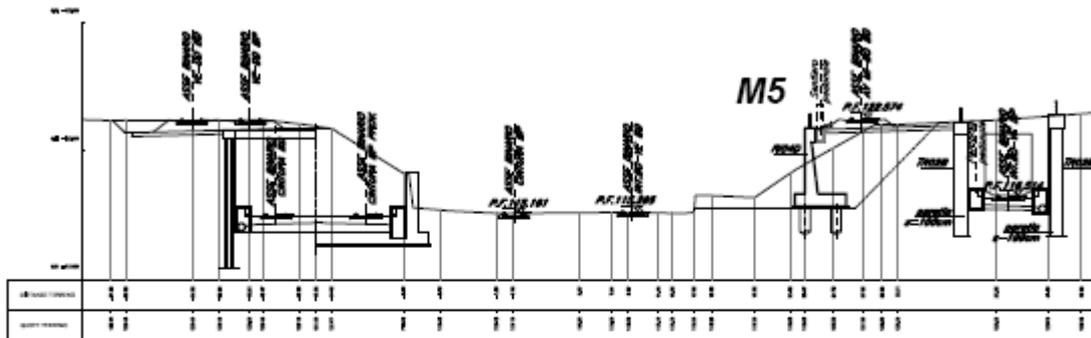
PROGRESSIVA 0+750.00



PROGRESSIVA 0+800.00



PROGRESSIVA 0+850.00



PROGRESSIVA 0+900.00

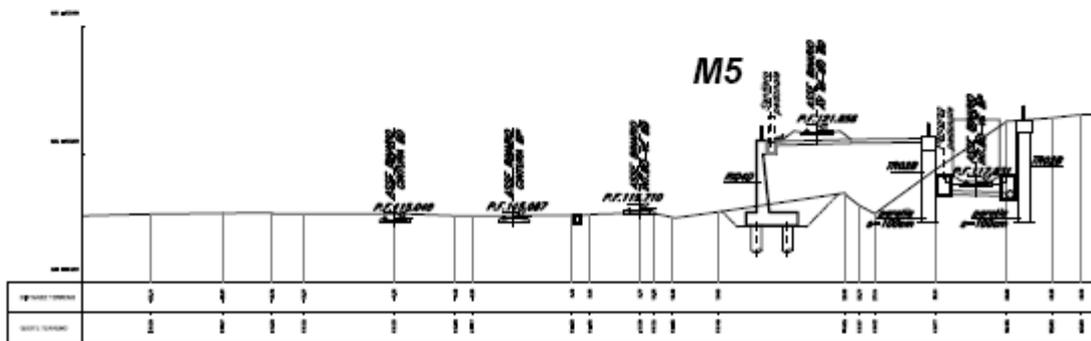
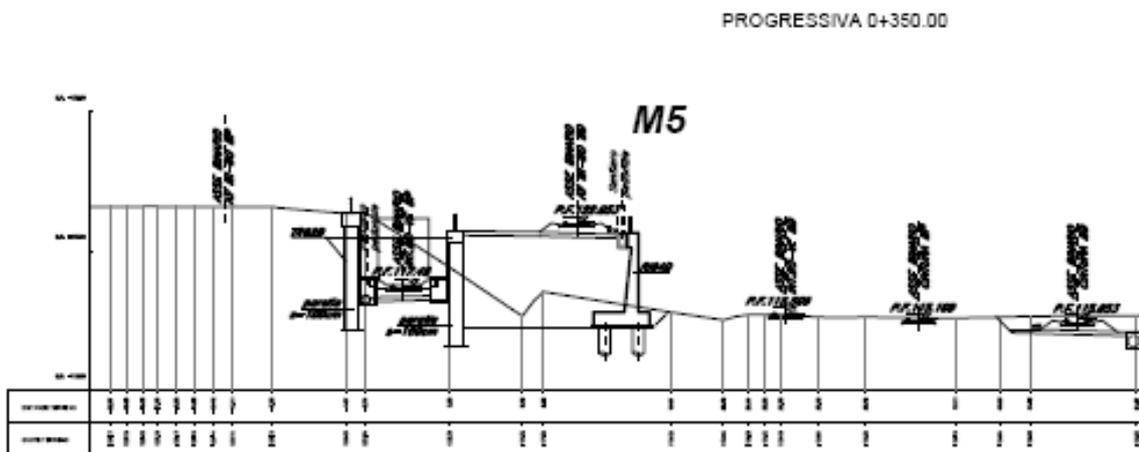
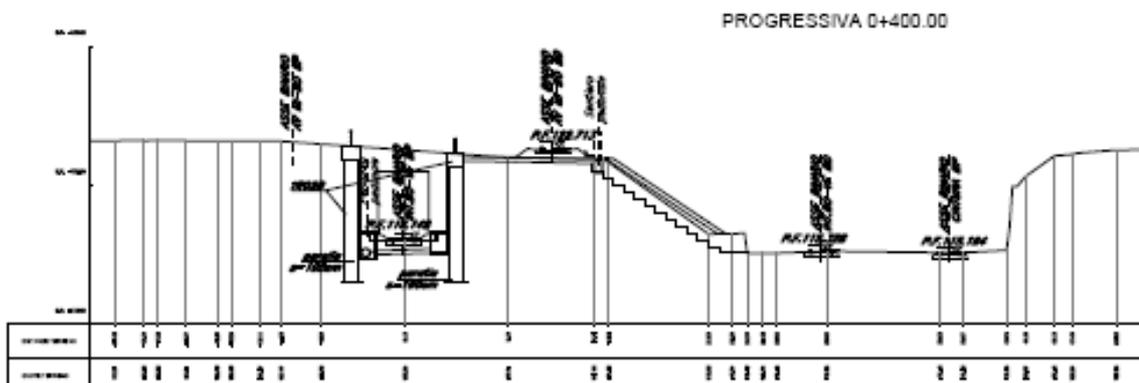
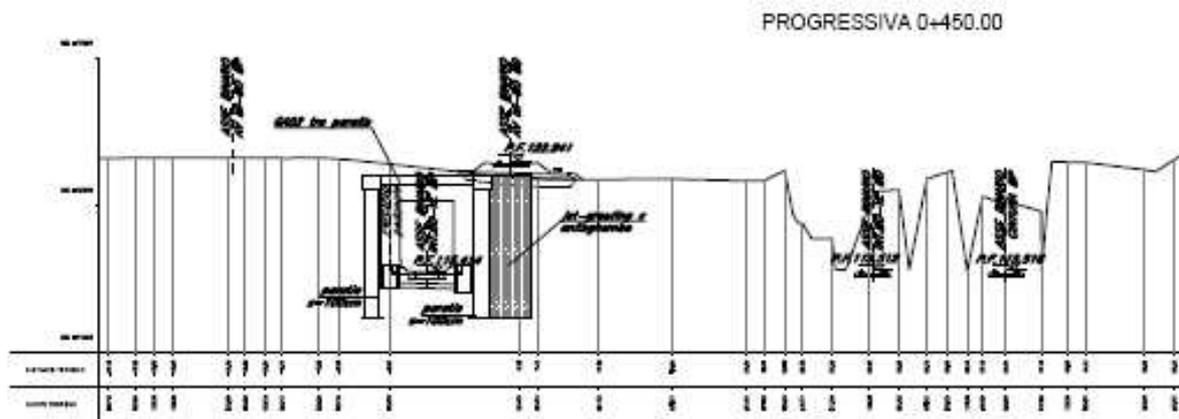


Fig. 4 – Sezioni trasversali riferite alla cintura BP

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

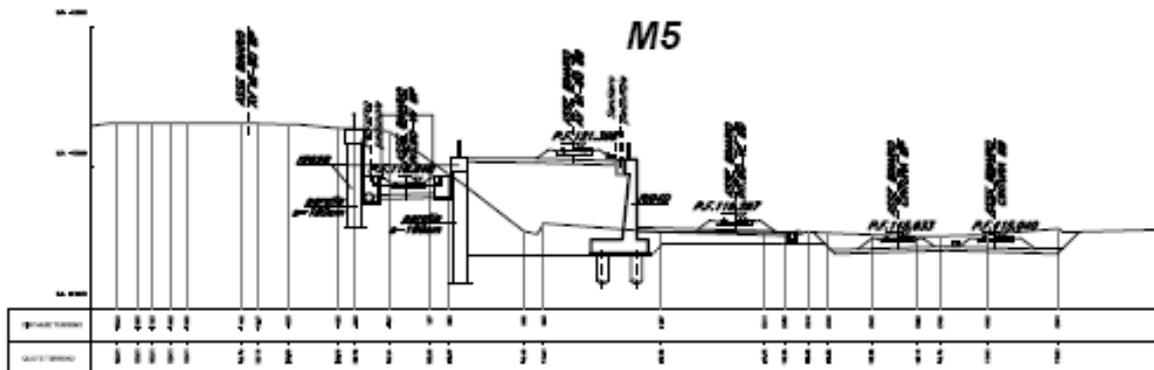
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	16 di 177



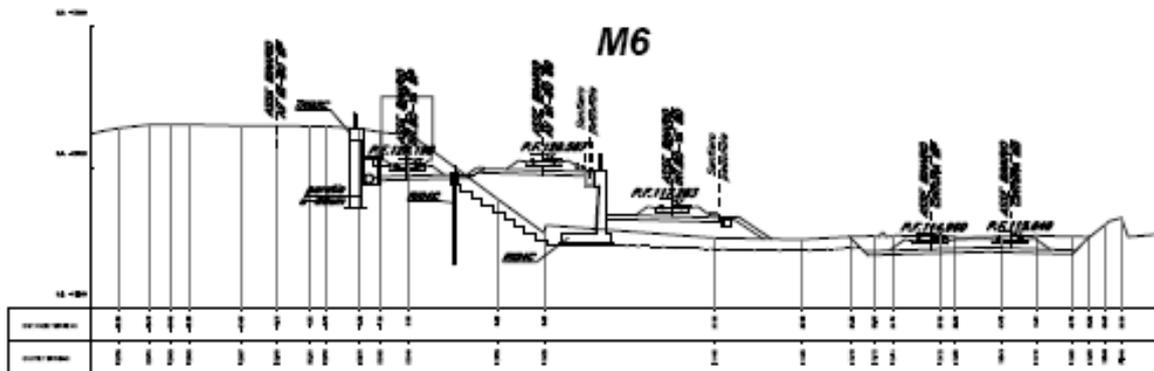
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI000001	A	17 di 177

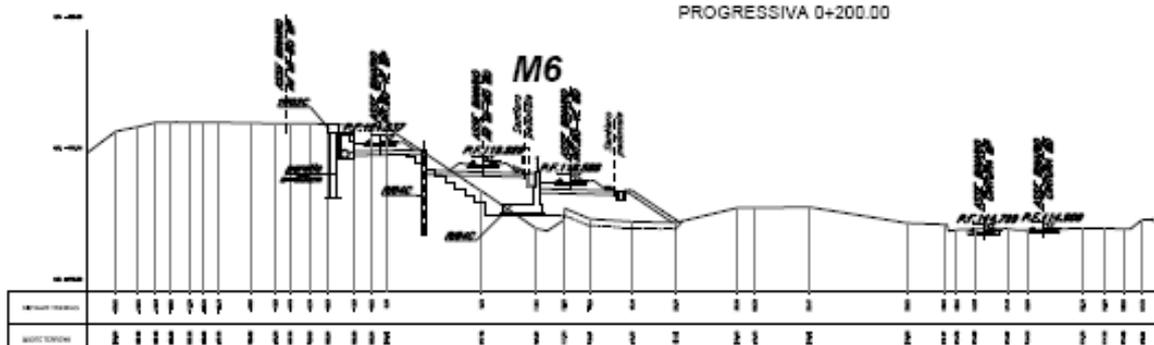
PROGRESSIVA 0+300.00



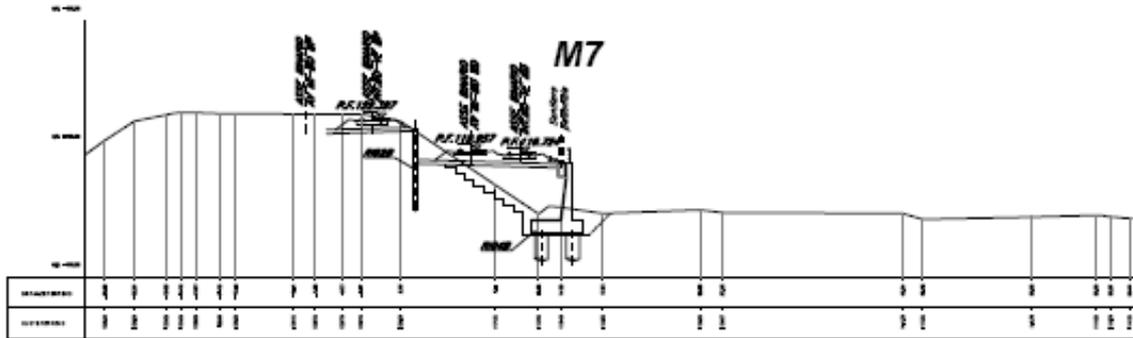
PROGRESSIVA 0+250.00



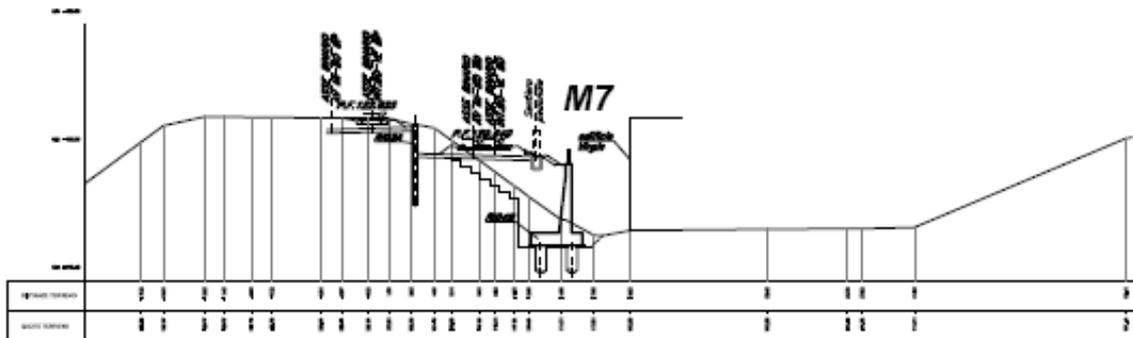
PROGRESSIVA 0+200.00



PROGRESSIVA 0+150.00



PROGRESSIVA 0+100.00



PROGRESSIVA 0+050.00

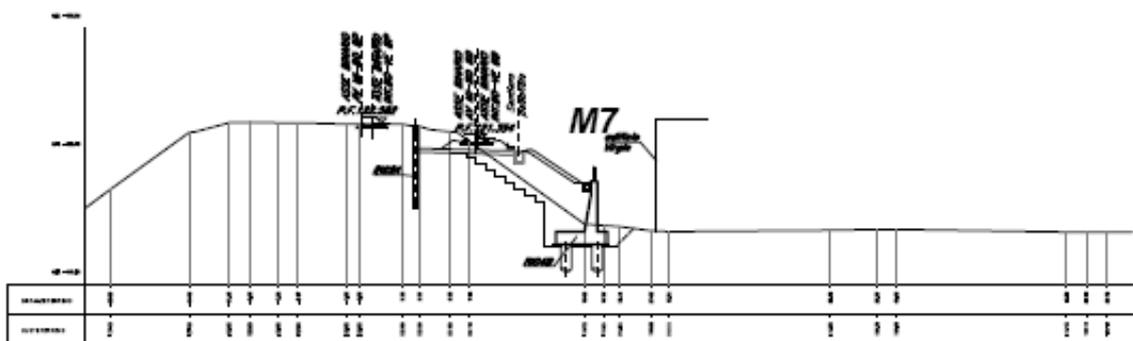


Fig. 5 – Sezioni trasversali riferite al BP BO-VE

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI000001	REV. A	FOGLIO 19 di 177

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] “Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);
- Rif. [2] - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- Rif. [3] - RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Rif. [4] - RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- Rif. [5] - RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- Rif. [6] - RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- Rif. [7] - RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Rif. [8] - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Rif. [9] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [10] - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Rif. [11] - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Rif. [12] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [13] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [14] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [15] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno;
- Rif. [16] - 2008/217/CE Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità;
- Rif. [17] - 2011/275/UE Specifica Tecnica di Interoperabilità sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale.

3 MATERIALI

Calcestruzzo per c.a. elevazione

Classe di resistenza		28/35
Classe di esposizione		XC3
Peso per unità di volume	$\gamma =$	25.00 kN/m ³
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	28.00 MPa
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq$	35.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica media	$f_{cm} =$	36.00 MPa
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	$f_{ctm} =$	2.77 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)	$f_{ctk} =$	1.94 MPa
Modulo elastico	$E_{cm} =$	32.31 GPa
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	15.87 MPa
Deformazione al raggiungimento della massima tensione	$\epsilon_{c2} =$	2.00 ‰
Deformazione ultima	$\epsilon_{cu} =$	3.50 ‰
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	$10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per c.a. fondazioni

Classe di resistenza		25/30
Classe di esposizione		XC2
Peso per unità di volume	$\gamma =$	25.00 kN/m ³
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	25.00 MPa
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq$	30.00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica media	$f_{cm} =$	33.00 MPa
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	$f_{ctm} =$	2.56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)	$f_{ctk} =$	1.80 MPa
Modulo elastico	$E_{cm} =$	31.48 GPa
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.50 -
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85 -
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.17 MPa
Deformazione al raggiungimento della massima tensione	$\epsilon_{c2} =$	2.00 ‰
Deformazione ultima	$\epsilon_{cu} =$	3.50 ‰
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	$10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Acciaio in barre per getti e reti elettrosaldate

tipo		B450C
Resistenza nominale di snervamento	$f_{yk} =$	450.00 MPa
Resistenza nominale di rottura	$f_{tk} =$	540.00 MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000.00 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15 -
resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.30 MPa

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO

Tipo Calcestruzzo		Rapporto q/c max (UNI EN 206)	Classe di lavorabilità	Tipo di cemento	Classe di resistenza minima C(ftk/Rck) _{min}	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	Dmax inerti (mm)	Campi di Impiego
B	1	0.45	S4-S5	CEM I+V	C35/45	XC3	25	- Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra - Predalles con funzioni strutturali
	3	0.55	S3-S4	CEM I+V	C28/35	XA1	25	- Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali
C	1	0.55	S4-S5	CEM I+V	C28/35	XC3	20	- Impalcati in c.a. ordinari - Solette in c.a. gettate in opera in elevazione - Predalles senza funzioni strutturali
	2	0.55	S3-S4	CEM I+V	C28/35	XC3	25	- Spalle - Strutture in c.a. in elevazione
D		0.55	S3-S4	CEM III+V	C28/35	XA1	25	- Tombini a struttura scatolare e circolare
E	2	0.60	S3-S4	CEM III+V	C25/30	XC2	25	- Solettoni di fondazione - Fondazioni armate
	4	0.60	S3-S4	CEM III+V	C25/30	XC2	25	- Cunette, canalette e cordoli
F	1	0.60	S4-S5	CEM III+V	C25/30	XC2	32	- Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera
	2	0.60	S4-S5	CEM III+V	C25/30	XC2	32	- Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera
G		--	--	CEM I+V	C12/15	X0	--	- Magrone di riempimento e livellamento

ACCIAIO

ACCIAIO IN BARRE PER GETTI
E RETI ELETTRISALDATE

B450C
fyk >= 450Mpa ftk >= 540Mpa
1.15 <= ftk/fyk < 1.35
fyk = tensione caratteristica di snervamento
ftk = tensione caratteristica di rottura

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA STRUTTURE SECONDARIE

S275JR (ex FE 430 B)

ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI

S275JR (ex FE 430 B)

PRESCRIZIONI

COPRIFERRO NETTO

- PALI DI FONDAZIONE E PER PARATIE, DIAFRAMMI..... s=60 mm
- SOLETTONI DI FONDAZIONE, FONDAZIONI ARMATE..... s=40 mm
- OPERE IN ELEVAZIONE IN VISTA..... s=40 mm
- OPERE IN ELEVAZIONE CON SUPERFICI INTERRATE O NON ISPEZIONABILI..... s=40 mm
- SOLETTE DA PONTE - ESTRADOSSO..... s=35 mm
- SOLETTE DA PONTE - INTRADOSSO (GETTO IN OPERA)..... s=35 mm
- SOLETTE DA PONTE - INTRADOSSO (GETTO SU PREDALLE)..... s=20 mm
- PREDALLES CON FUZIONI STRUTTURALI..... s=25 mm
- PREDALLES SENZA FUNZIONI STRUTTURALI..... s=max(Øbarra inf; 20mm)
- CUNETTE, CANALETTE E CORDOLI..... s=40 mm



4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Da p.c. a +115.00 m s.l.m.

RILEVATO FERROVIARIO ESISTENTE (R)

- Peso per unità di volume $\gamma_{\text{nat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Densità relativa $D_r = 44 \%$
- Coesione efficace $c' = 10.00 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito di picco $\phi'_p = 33^\circ$
- Angolo di attrito volume cost. $\phi'_{\text{cv}} = 28-30^\circ$
- Modulo di Young operativo $E' = 25.00 \text{ MPa}$

Oltre +115.00 m s.l.m.

GHIAIE (G)

- Peso per unità di volume $\gamma_{\text{nat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Densità relativa $D_r = 64 \%$
- Coesione efficace $c' = 0.00 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito di picco $\phi'_p = 40^\circ$
- Angolo di attrito volume cost. $\phi'_{\text{cv}} = 32-35^\circ$
- Modulo di Young operativo $E' = 60.00 \text{ MPa}$

In corrispondenza dell'area oggetto di studio, in riferimento ai dati piezometrici misurati nei fori di sondaggio attrezzati con piezometro, la falda freatica si colloca alla quota di 104÷105 m sul livello del mare. Cautelativamente la falda è stata ovunque considerata a quota +106.00 m s.l.m..

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento in funzione dello S.L. considerato:

- la vita nominale (V_N) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha:

V_N	50	(vita nominale dell'opera)
C_u	1.5	(coefficiente d'uso dell'opera) Tabella 2.4.II
V_R	75	(periodo di riferimento) 2.4.3 NTC2008
T_R	45	(valido per SLO)
T_R	75	(valido per SLD)
T_R	712	(valido per SLV)
T_R	1462	(valido per SLC)
SUOLO	C	
cat.topog.	T1	

Le coordinate geografiche del sito sono:

Latitudine = 45.48252°

Longitudine = 9.24105°

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono dunque:

(ricavati da allegato a NTC2008)							
		a_g	F_0	T_c^*	S_s	$S_{scorretto}$	S_T
T_R	45	0.024	2.555	0.188	1.66	1.50	1.00
T_R	75	0.030	2.559	0.210	1.65	1.50	1.00
T_R	712	0.059	2.658	0.290	1.61	1.50	1.00
T_R	1462	0.071	2.703	0.305	1.58	1.50	1.00

- $a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Le accelerazioni massime per i vari stati limite di normativa nelle condizioni di sito reali sono:

		a_{max}
T_R	45	0.036
T_R	75	0.045
T_R	712	0.089
T_R	1462	0.107

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di S.L.V., i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche, con le espressioni che seguono.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II delle NTC 2008 per i muri con fondazione diretta; per i muri su pali invece, che non sono in grado di subire spostamenti, $\beta_m = 1$.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,31	0,31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,18

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

6 METODO DI CALCOLO

L'analisi strutturale del muro di sostegno è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte). Vista la geometria dell'opera a prevalente sviluppo longitudinale e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria, considerando a favore di sicurezza l'altezza massima del singolo muro ed il minimo ricoprimento sul dente del muro stesso nel suo sviluppo.

6.1 Condizioni di spinta sul muro in condizioni statiche

Considerato un terrapieno con peso per unità di volume γ , sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportata nella Fig. 6. Alla generica quota z dal piano campagna risulta:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

Con riferimento allo schema di Fig. 7, in condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

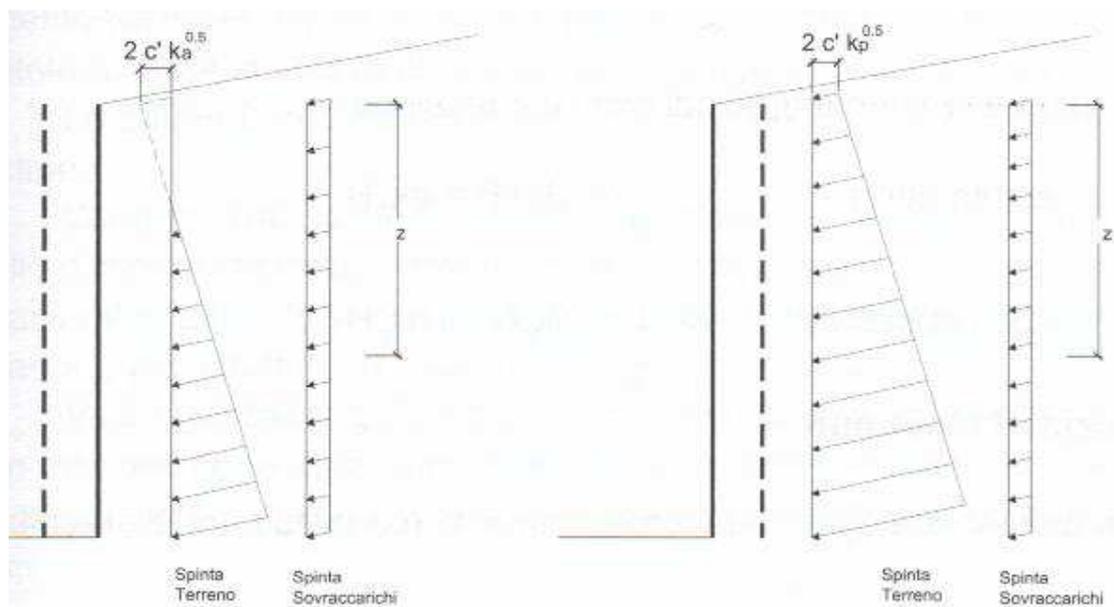


Fig. 6 – Spinte orizzontali in condizioni statiche

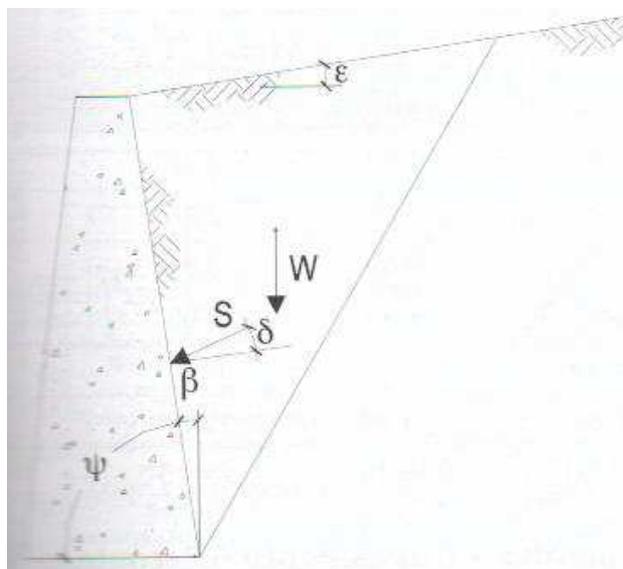


Fig. 7 – Parametri geometrici per la valutazione dei coefficienti di spinta

Il coefficiente di spinta passiva ove necessario può essere valutato con l'espressione di Caquot-Kerisel (1948) attraverso la quale si tiene in conto l'effetto sulla spinta della creazione in rottura passiva di superfici di scorrimento non piane. Non considerare tale effetto significherebbe sovrastimare considerevolmente la pressione passiva.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

La distribuzione delle pressioni è da prassi considerata triangolare, mentre quella dei sovraccarichi è considerata costante con la profondità (rettangolare), per cui il punto di applicazione della spinta delle terre è posto a 1/3 dell'altezza del muro, mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

6.2 Condizioni di spinta sul muro in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali. Tali accelerazioni sono espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica k_v e k_h , menzionati anche dalle norme vigenti. Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo. Tale assunzione viene adottata anche per i muri su pali, laddove a rigore andrebbero applicati i coefficienti di spinta a riposo.

Con riferimento allo schema di Fig. 8, considerando un terreno in assenza di falda, si definisce:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

ed i coefficienti di spinta sono definiti da:

per $\varepsilon \leq \phi' - \theta$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per $\varepsilon \geq \phi' - \theta$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \text{sen}(\phi + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM02	00	R26CL	RI0000001	A	28 di 177

La spinta del terreno in condizioni sismiche vale perciò:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

con inclinazione del piano di rottura valutabile attraverso l'espressione:

$$\alpha = \phi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{P \cdot (P + Q) \cdot (1 + Q \cdot R) - P}{1 + R \cdot (P + Q)}} \right]$$

essendo:

$$P = \tan(\phi - \theta - \varepsilon)$$

$$Q = \cotan(\phi - \theta - \beta)$$

$$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$$

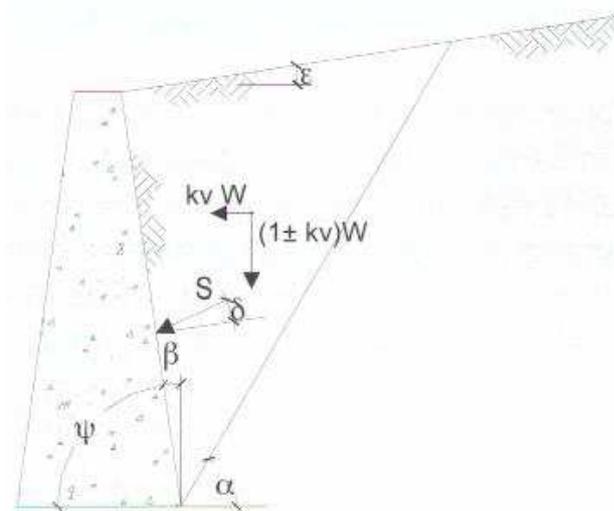


Fig. 8 – Azioni sismiche pseudo-statiche

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del muro per i muri liberi di traslare/ruotare e 1/2 dell'altezza del muro per i muri impediti di traslare/ruotare.

Nel caso di terreno con presenza di falda e permeabilità inferiore a 5×10^{-4} m/sec si trascurano gli effetti idrodinamici dell'acqua maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

e la spinta agente sulla parete si definisce solo a mezzo di effetti statici:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) k_a H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

Nel caso di valori maggiori di permeabilità va considerato anche l'effetto dinamico valutabile con l'espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{2} k_h \gamma_w H^2$$

azione applicata ad un'altezza pari ad 0.4H dalla base del muro.

6.3 Verifiche geotecniche

Per i muri a fondazione diretta, sono state condotte, in accordo con la normativa vigente, le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

- verifica al ribaltamento, eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della platea di fondazione, confrontando il momento stabilizzante M_s dovuto alle forze verticali con il momento ribaltante M_r provocato dalle forze orizzontali
- verifica allo scorrimento, eseguita controllando che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente minore della forza di attrito che si può esplicare per effetto dei carichi verticali N al contatto tra platea di fondazione e terreno. Il coefficiente di attrito f è assunto pari a:

$$f = \operatorname{tg} (\delta) = \operatorname{tg} (\phi)$$

e si trascura il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore.

- verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'espressione della portanza unitaria limite secondo la teoria di Meyerhoff.

6.4 Verifiche strutturali

Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le sezioni di riferimento sono indicate nei report di calcolo. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

7 MURO TIPO M1

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.

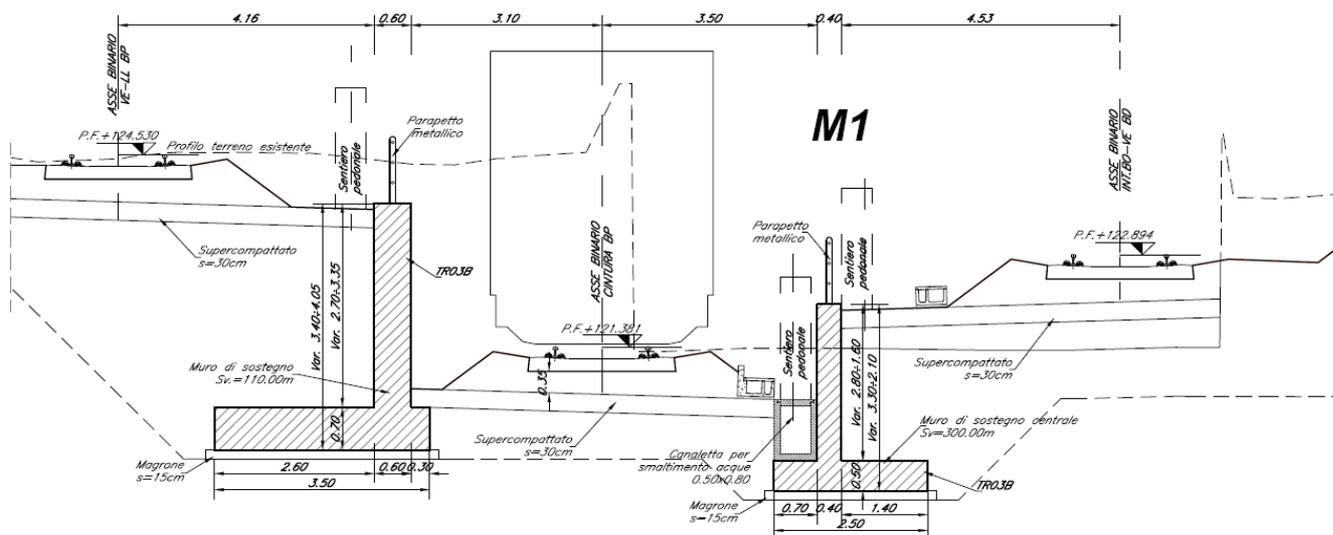
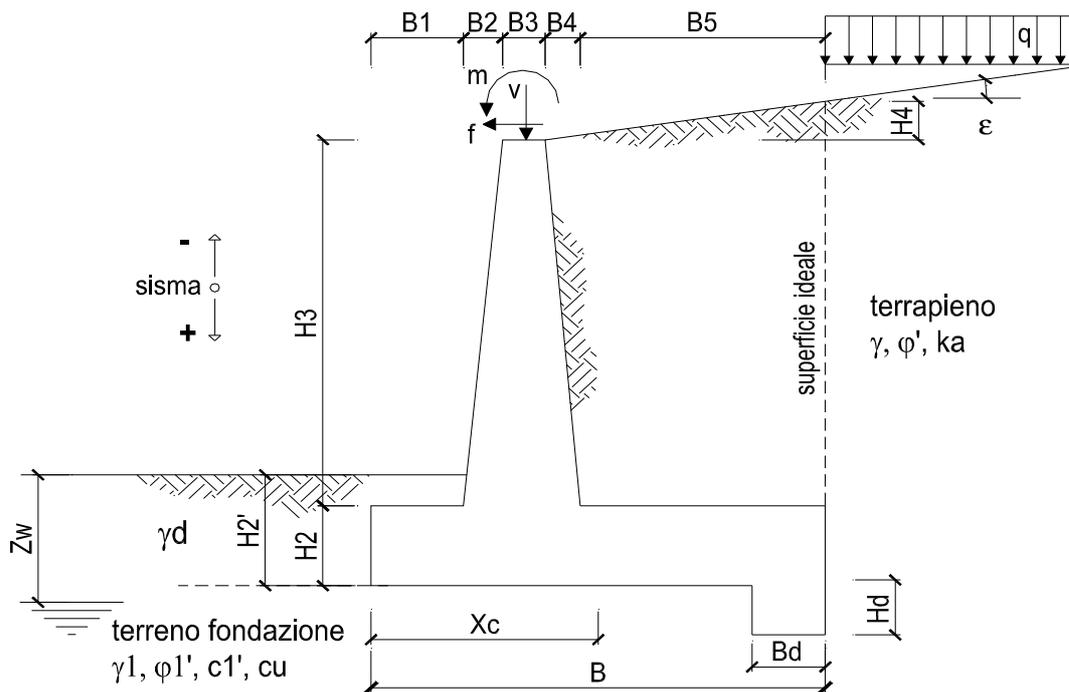


Fig. 9 – Sezione di riferimento del muro M1



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	31 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muro tipo M1 - fondazione diretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici		valori di progetto	
						STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00		12.40	12.40
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10.00		8.00	8.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00		18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00		18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	25000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.50	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.016	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.008	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301		0.370		0.370
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		2.444		2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.972		2.419		2.419
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.972		2.419		2.419

7.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> 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
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	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
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.50	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	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		

7.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

7.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interesserebbe al più una porzione della fondazione del muro in oggetto e mai il suo paramento verticale, si ritiene ragionevole non tener conto dell'effetto di tale azione.

7.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	FOGLIO 33 di 177

7.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

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

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

7.3 Verifiche

7.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0.19%	

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c	15	Mpa
σ_i	360	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

combinazione quasi permanente

σ_c	11.25	Mpa
σ_i	360	Mpa

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Interfero tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$ (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
Relazione tecnica e di calcolo preliminare	NM02	00	R26CL	RI0000001	A	36 di 177

7.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.42	5.02	4.72
Sismico	1.32	5.17	4.24

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	28.00	28.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	31.25	31.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	59.25	59.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	70.56	70.56
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	20.16	22.18
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	90.72	85.68
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	25.20	22.68
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	39.06	35.16
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	64.26	57.84
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	127.01	114.31
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	36.29	39.92
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	163.30	154.22
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		0.94
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.47
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		1.45
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.72
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.85
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.12
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		0.97

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	37 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.20
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.31
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	0.51

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.14
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	2.14

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.01
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	1.01

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU	
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	29.54	36.30	39.93
Sq perm = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	14.32	17.60	19.36
Sq acc = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.54	35.46	39.00
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.84	17.19	18.91
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.65	7.79	8.57
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.71	3.78	4.16
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 = $Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	31.39	39.00	42.90
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m)	19.11	19.48	21.43
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	22.83	28.36	31.20
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	9.27	9.45	10.39
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	161.54	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	52.65	(kN/m)
---------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.46	(-)
------------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T **1.42** > **1**

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	38 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	212.06	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	42.28	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.02	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr\ acc)$	161.54	161.54	161.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	52.65	52.65		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	189.12	189.12		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	12.81	12.81		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	27.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.08	0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.34	2.34	(m)

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

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

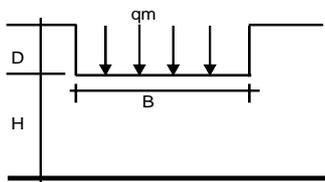
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	325.48	325.48	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.72	>	1
		Nmax	4.72	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	161.32	(kN/m)
M	-0.07	(kNm/m)
e=M/N	0.00	(m)
B*	2.50	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.50	(m)
D/B*	0.60	(m)
Hs/B*	2.00	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 64.64 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.934 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 3.99 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	29.54	36.30	36.30
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 stat$	1.18	1.35	1.35
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	14.78	18.11	18.11
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	28.54	35.46	35.46
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	1.14	1.32	1.32
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	14.27	17.69	17.69
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	7.65	7.79	7.79
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	0.31	0.29	0.29
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	3.82	3.89	3.89
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * (1+kv) * kps^{+} * H2) * Hd$	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)	31.39	39.00	39.00
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	1.25	1.45	1.45
MSst2 stat = Sst1v stat * B	19.11	19.48	19.48
MSst2 sism = Sst1v sism * B	0.76	0.72	0.72
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	23.55	29.19	29.19
MSsq2 = Ssq1v * B	9.56	9.72	9.72
MSp = $\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^{+} * H2) * Hd^2 / 2$	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	40 di 177

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	163.13	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	56.85	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.46	(-)		
F_s = (N*f + Sp) / T	1.33	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	227.56	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	41.30	(kNm/m)		
Fr = Ms / Mr	5.51	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max} *	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	163.13	163.13	163.13	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	56.85			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	186.26	186.26		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	17.65	17.65		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	27.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.11	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.28	2.28	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.52	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	302.85	302.85	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	N _{min}	4.24	>	1
		N _{max}	4.24	>	

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	41 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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)	29.54	36.30	36.30
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.71	0.77	0.77
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	14.79	18.12	18.12
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.54	35.46	35.46
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.69	0.75	0.75
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.28	17.70	17.70
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.65	7.79	7.79
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.18	0.17	0.17
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.83	3.89	3.89
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(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 = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	31.39	39.00	39.00
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	0.75	0.83	0.83
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	19.11	19.48	19.48
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.46	0.41	0.41
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	23.56	29.20	29.20
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	9.57	9.72	9.72
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 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 160.62 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 56.29 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' \quad 0.46 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad 1.32 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 227.56 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mpts \quad 44.04 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 5.17 \quad > \quad 1$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	42 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		160.62	160.62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Sp$		56.29		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		183.52	183.52	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		17.26	17.26	(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.	8.00		(kN/mq)
$\phi I' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^2 H^2 =$	sovraccarico stabilizzante	27.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.11	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.29	2.29	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.52	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	302.20	302.20	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.30	>	1
		Nmax	4.30	>	

7.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

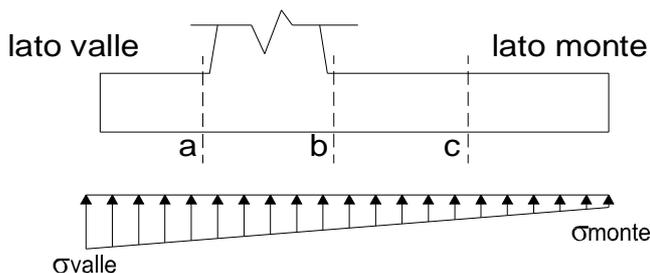
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	170.78	8.61	76.58	60.04
	170.78	8.61	76.58	60.04
sisma+	162.99	4.52	69.53	60.86
	162.99	4.52	69.53	60.86
sisma-	160.38	4.12	68.11	60.20
	160.38	4.12	68.11	60.20



Mensola Lato Valle

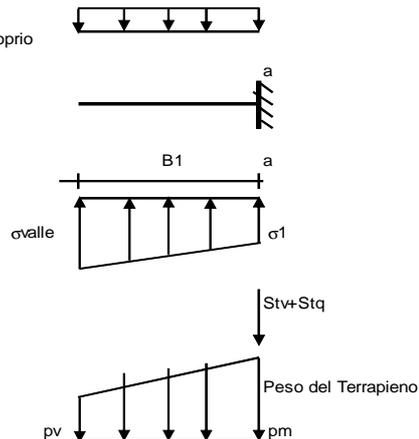
Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	76.58	71.95	15.32	43.23
	76.58	71.95	15.32	43.23
sisma+	69.53	67.10	13.75	39.37
	69.53	67.10	13.77	39.37
sisma-	68.11	65.89	13.47	38.41
	68.11	65.89	13.44	38.41

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

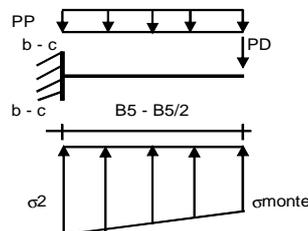
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	69.12	69.12	69.12	(kN/m ²)
pvb	69.12	69.12	69.12	(kN/m ²)
pvc	69.12	69.12	69.12	(kN/m ²)

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

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

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	60.04	69.30	-38.78	-38.48	64.67	-15.24	-28.24
	60.04	69.30	-38.78	-38.48	64.67	-15.24	-28.24
sisma+	60.86	65.72	-35.88	-38.35	63.29	-13.29	-25.91
	60.86	65.72	-35.88	-38.35	63.29	-13.29	-25.91
sisma-	60.20	64.63	-35.23	-37.63	62.41	-13.07	-25.42
	60.20	64.63	-35.23	-37.63	62.41	-13.07	-25.42

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	44 di 177

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

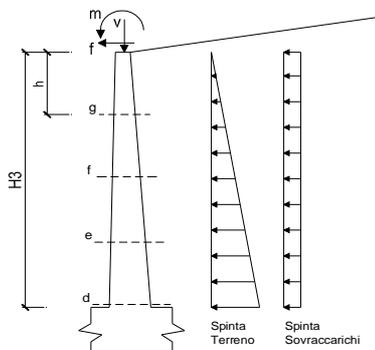
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

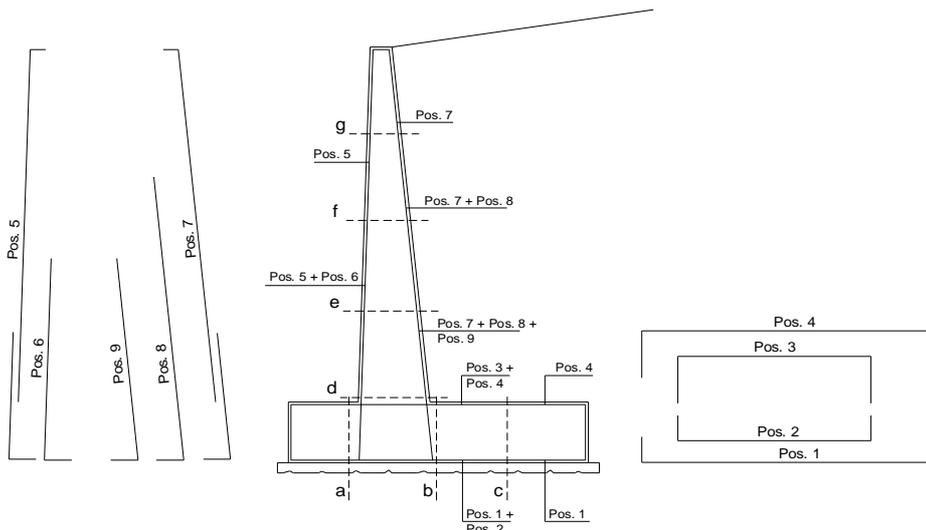


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	2.80	24.93	21.37	0.00	46.29	0.00	28.00	28.00
e-e	2.10	10.52	12.02	0.00	22.53	0.00	21.00	21.00
f-f	1.40	3.12	5.34	0.00	8.46	0.00	14.00	14.00
g-g	0.70	0.39	1.34	0.00	1.72	0.00	7.00	7.00

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.80	26.71	15.26	0.00	41.97
e-e	2.10	15.02	11.45	0.00	26.47
f-f	1.40	6.68	7.63	0.00	14.31
g-g	0.70	1.67	3.82	0.00	5.48

SCHEMA DELLE ARMATURE



7.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

7.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

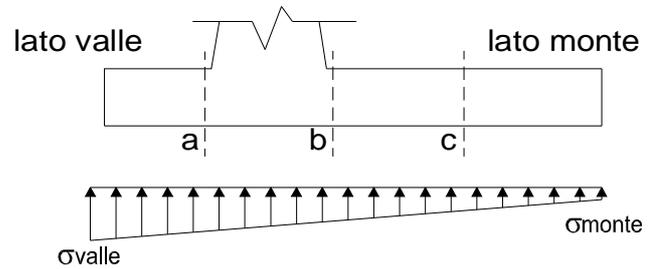
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	161.32	-0.07	64.46	64.60
	161.32	-0.07	64.46	64.60
Q.P.	161.32	-0.07	64.46	64.60
	161.32	-0.07	64.46	64.60

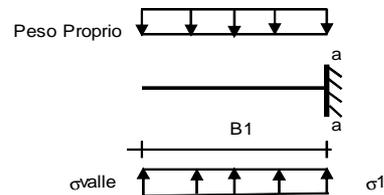


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	64.46	64.50	12.73
	64.46	64.50	12.73
Q.P.	64.46	64.50	12.73
	64.46	64.50	12.73



Mensola Lato Monte

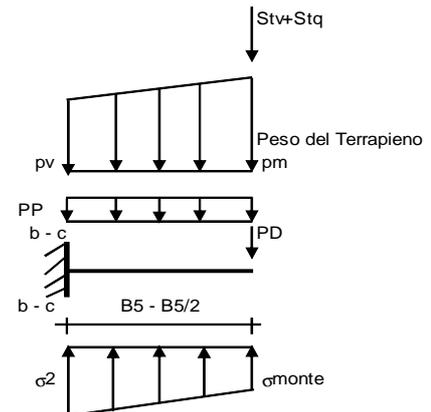
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	64.80	64.80	64.80	64.80	(kN/m ²)
pvb	64.80	64.80	64.80	64.80	(kN/m ²)
pvc	64.80	64.80	64.80	64.80	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06
	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06
Q.P.	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06
	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

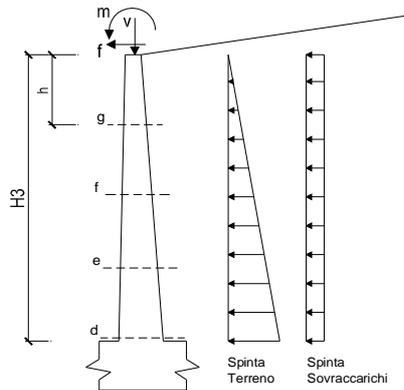
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



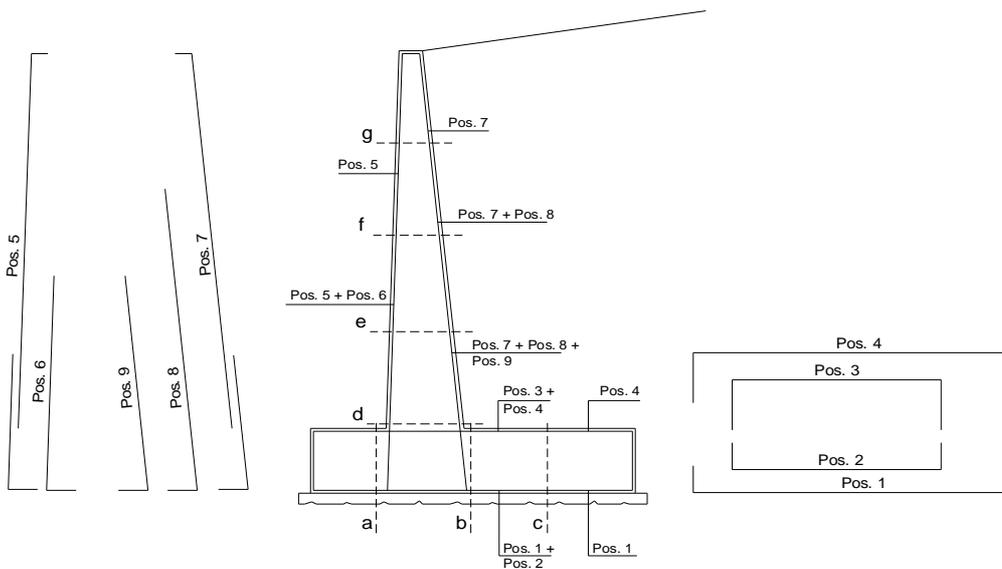
condizione Frequente

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	2.80	19.17	16.43	0.00	35.61	0.00	28.00	28.00
e-e	2.10	8.09	9.24	0.00	17.33	0.00	21.00	21.00
f-f	1.40	2.40	4.11	0.00	6.51	0.00	14.00	14.00
g-g	0.70	0.30	1.03	0.00	1.33	0.00	7.00	7.00

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	2.80	19.17	16.43	0.00	35.61	0.00	28.00	28.00
e-e	2.10	8.09	9.24	0.00	17.33	0.00	21.00	21.00
f-f	1.40	2.40	4.11	0.00	6.51	0.00	14.00	14.00
g-g	0.70	0.30	1.03	0.00	1.33	0.00	7.00	7.00

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	48 di 177

ARMATURE

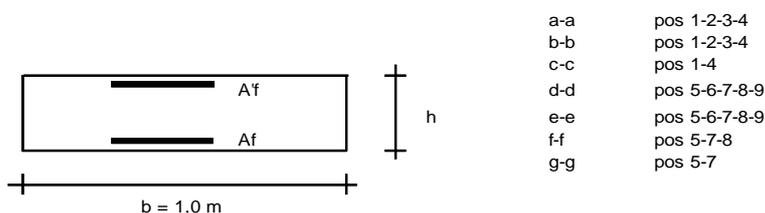
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "II strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

VERIFICHE



b = 1,0 m

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	12.73	0.00	0.50	15.71	15.71	0.44	19.78	0.023	0.400
b - b	-28.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.99	44.06	0.051	0.400
c - c	-11.06	0.00	0.50	15.71	15.71	0.39	17.18	0.020	0.400
d - d	35.61	28.00	0.40	15.71	15.71	1.91	63.62	0.063	0.400
e - e	17.33	21.00	0.40	15.71	15.71	0.94	28.76	0.028	0.400
f - f	6.51	14.00	0.40	15.71	15.71	0.35	9.02	0.009	0.400
g - g	1.33	7.00	0.40	15.71	15.71	0.07	0.82	0.001	0.400

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

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	12.73	0.00	0.50	15.71	15.71	0.44	19.78	0.023	0.300
b - b	-28.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.99	44.06	0.051	0.300
c - c	-11.06	0.00	0.50	15.71	15.71	0.39	17.18	0.020	0.300
d - d	35.61	28.00	0.40	15.71	15.71	1.91	63.62	0.063	0.300
e - e	17.33	21.00	0.40	15.71	15.71	0.94	28.76	0.028	0.300
f - f	6.51	14.00	0.40	15.71	15.71	0.35	9.02	0.009	0.300
g - g	1.33	7.00	0.40	15.71	15.71	0.07	0.82	0.001	0.300

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

7.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Rara	161.32	-0.07	64.46	64.60
	161.32	-0.07	64.46	64.60

Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. } PP = 12.50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
Rara	64.46	64.50	12.73
	64.46	64.50	12.73

Mensola Lato Monte

$$PP = 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

$$N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}}$$

$$p_m = 64.80 \quad 64.80 \quad 64.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vb} = 64.80 \quad 64.80 \quad 64.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vc} = 64.80 \quad 64.80 \quad 64.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

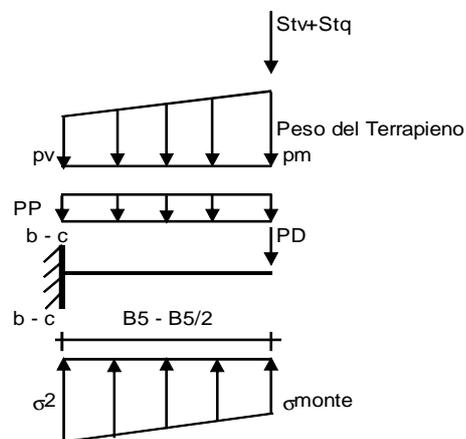
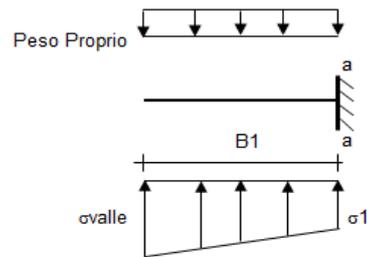
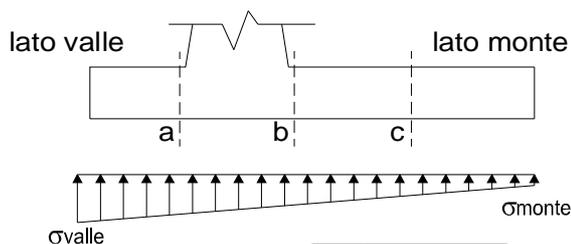
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
Rara	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06
	64.60	64.52	-28.37	64.56	-11.06



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

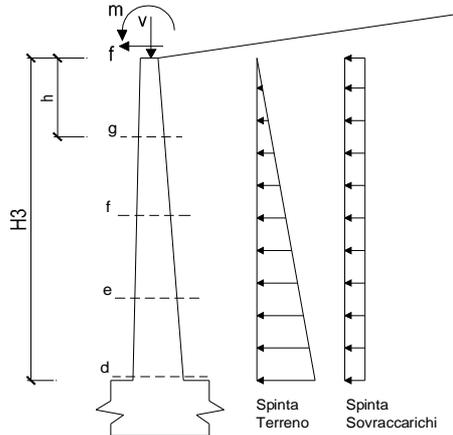
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

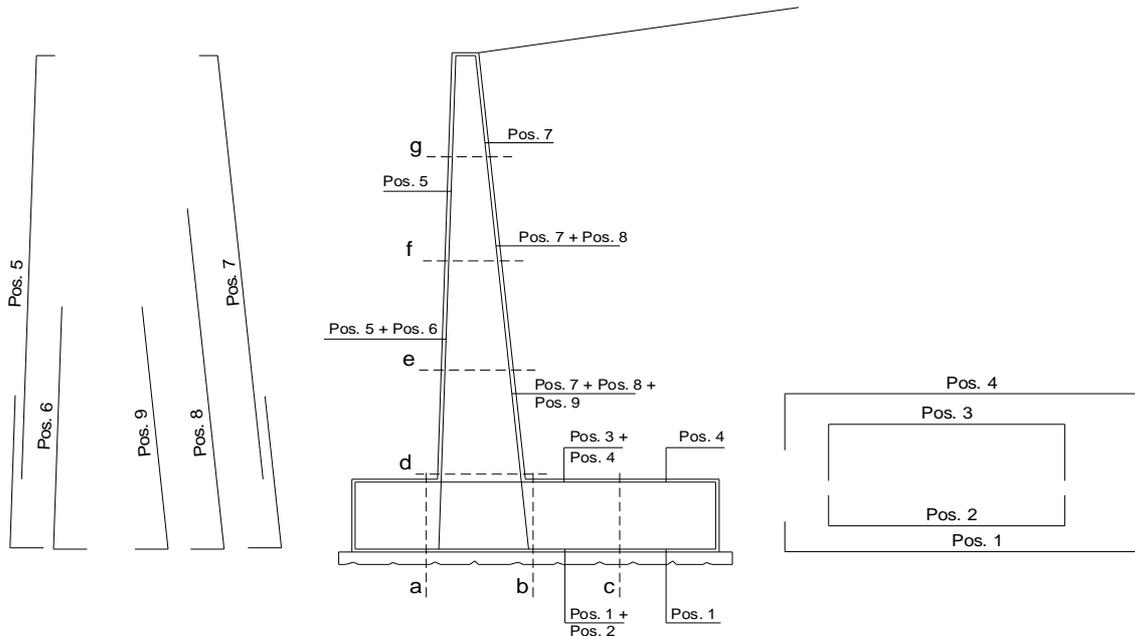
$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	2.80	19.17	16.43	0.00	35.61	0.00	28.00	28.00
e-e	2.10	8.09	9.24	0.00	17.33	0.00	21.00	21.00
f-f	1.40	2.40	4.11	0.00	6.51	0.00	14.00	14.00
g-g	0.70	0.30	1.03	0.00	1.33	0.00	7.00	7.00

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	51 di 177

ARMATURE

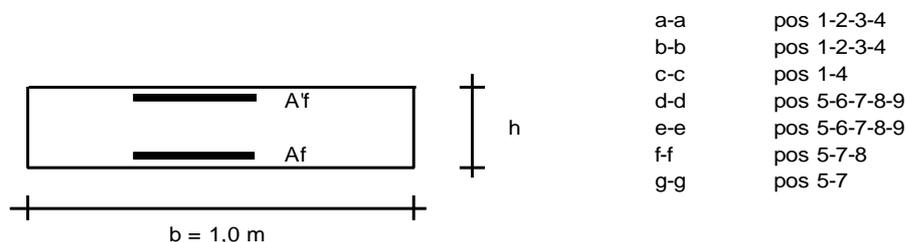
pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "Il strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12.73	0.00	0.50	15.71	15.71	0.44	19.78
b - b	-28.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.99	44.06
c - c	-11.06	0.00	0.50	15.71	15.71	0.39	17.18
d - d	35.61	28.00	0.40	15.71	15.71	1.91	63.62
e - e	17.33	21.00	0.40	15.71	15.71	0.94	28.76
f - f	6.51	14.00	0.40	15.71	15.71	0.35	9.02
g - g	1.33	7.00	0.40	15.71	15.71	0.07	0.82

Combinazione Quasi Oermanente.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12.73	0.00	0.50	15.71	15.71	0.44	19.78
b - b	-28.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.99	44.06
c - c	-11.06	0.00	0.50	15.71	15.71	0.39	17.18
d - d	35.61	28.00	0.40	15.71	15.71	1.91	63.62
e - e	17.33	21.00	0.40	15.71	15.71	0.94	28.76
f - f	6.51	14.00	0.40	15.71	15.71	0.35	9.02
g - g	1.33	7.00	0.40	15.71	15.71	0.07	0.82

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

8 MURO TIPO M2

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.

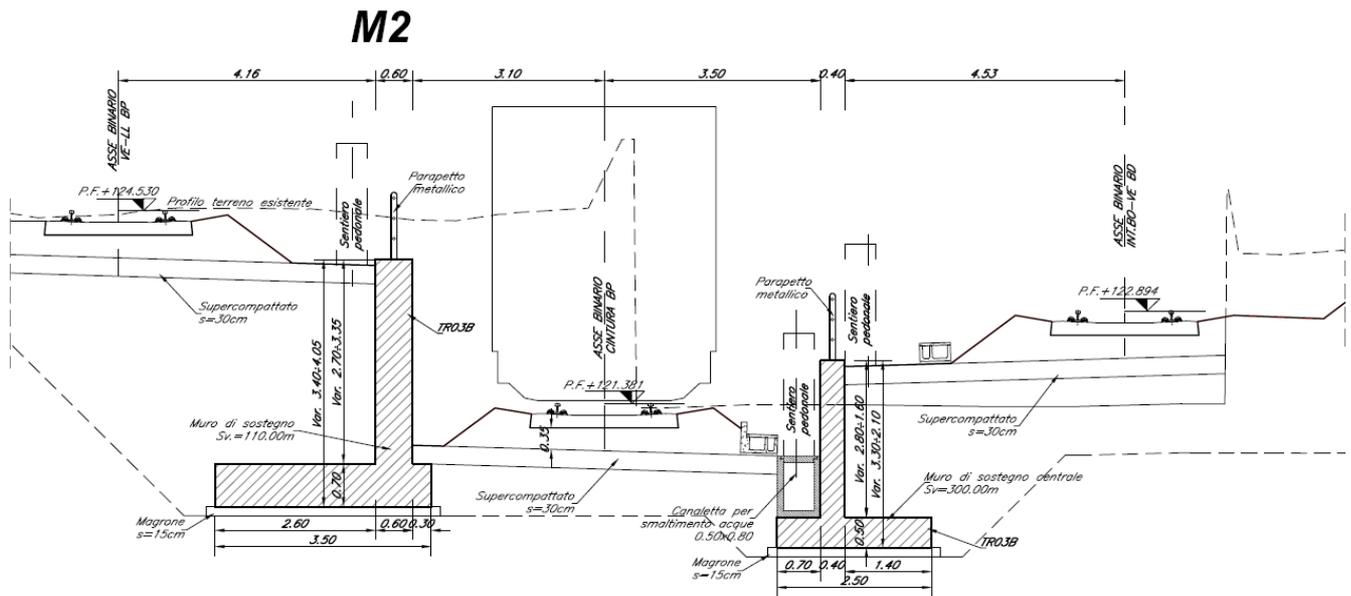
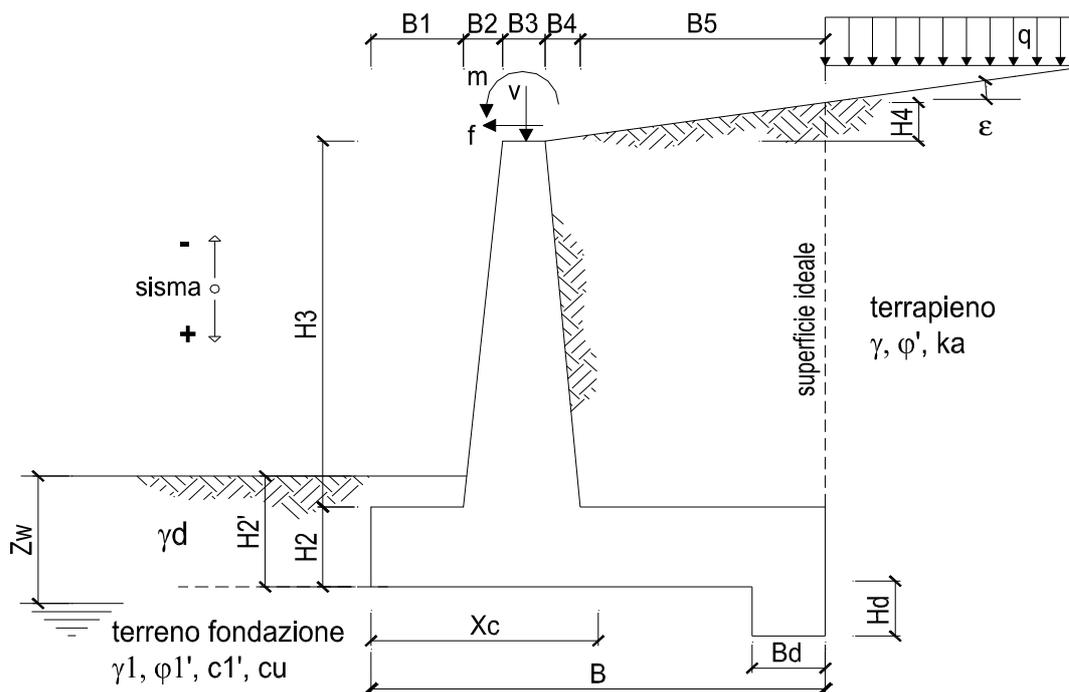


Fig. 10 – Sezione di riferimento del muro M2



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	53 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muro tipo M2 - fondazione diretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.35	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	12.40	12.40
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10.00	8.00	8.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	25000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.50	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.016	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.008	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301	0.370
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.311	0.381
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.311	0.381
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.972	2.419
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.972	2.419

8.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> 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
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	26.00	30.00
	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
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.50	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	10.00		
	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		

8.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

8.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione non consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale ridotto pari a 20 kN/m² in statica e 10 kN/m² in sismica.

8.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

8.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
 Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	56 di 177

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

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

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

8.3 Verifiche

8.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>	
Rck		30 (MPa)
fck		25 (MPa)
fcm		33 (MPa)
Ec		31476 (MPa)
α_{cc}	<input type="text" value="0.85"/>	
γ_c	<input type="text" value="1.50"/>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$		14.17 (MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$		2.56 (MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>	
fyk =		450 (MPa)
γ_s =	<input type="text" value="1.15"/>	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =		391.30 (MPa)
Es =	<input type="text" value="210000"/>	(MPa)
ϵ_{ys} =	<input type="text" value="0.19%"/>	

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c	15	Mpa
σ_i	360	Mpa

 coefficiente omogeneizzazione acciaio n =

combinazione quasi permanente

σ_c	11.25	Mpa
σ_i	360	Mpa

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

 c = (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

 c_{min} = (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	<input type="text" value="0.4"/>	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	<input type="text" value="0.3"/>	mm

Interfero tra I e II strato

 i_{I-II} (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

 $w_1 = 0,2$ mm

 $w_2 = 0,3$ mm

 $w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

 w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	58 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

8.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.36	4.43	2.08
Sismico	1.55	6.28	2.70

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	50.25	45.23
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	61.25	55.13
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	111.50	100.35
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	156.78	141.10
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	37.44	41.18
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	194.22	182.29
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	52	67.6
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	26	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	30.15	27.14
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	107.19	96.47
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	137.34	123.60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	344.92	310.42
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	82.37	90.60
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	427.28	401.03
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	114.4	148.72
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	57.2	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm * kh	(kN/m)		1.78
Ps v =	Pm * kv	(kN/m)		0.89
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	Pt * kh	(kN/m)		3.09
Ptsv =	Pt * kv	(kN/m)		1.55
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	kh * Pm1 * (H2+H3/3)	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	kh * Pm2 * (H2 + H3/2)	(kNm/m)		1.90
MPs3 h =	kh * Pm3 * (H2+H3/3)	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	kh * Pm4 * (H2/2)	(kNm/m)		0.34
MPs5 h =	-kh * Pm5 * (Hd/2)	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		2.24

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	59 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.24
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.85
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	1.09

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	5.93
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	5.93

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.75
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	2.75

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU	
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	44.50	54.68	60.15
Sq perm = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	17.58	21.60	23.76
Sq acc = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	24.41	39.00	45.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	42.98	53.40	58.74
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.98	21.10	23.21
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.58	38.09	43.95

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.52	11.74	12.91
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.55	4.64	5.10
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.32	8.37	9.66

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 = $Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	58.02	72.09	79.30
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m)	40.31	41.08	45.19
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	34.38	42.72	46.99
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	47.76	77.14	89.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	15.92	16.23	17.85
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	22.12	29.30	33.81
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	330.47	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Squ + f$	112.59	(kN/m)
---------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.46	(-)
------------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T **1.36** > **1**

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	60 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	524.63	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	118.45	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.43	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr acc)$	330.47	330.47	398.07	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	112.59	112.59		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	459.28	608.00		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	119.04	88.62		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kPa)
$\phi_1' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.36	0.22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.78	3.05	(m)

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

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

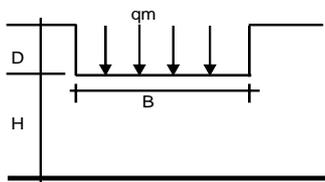
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	256.18	270.65	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.15	>	1
		Nmax	2.08	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	324.95	(kN/m)
M	53.03	(kNm/m)
e=M/N	0.16	(m)
B*	3.17	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B*	0.32	(m)
Hs/B*	2.21	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 104.13 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.947 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.71 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 8.83 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1 \text{ stat} &= 0,5 * \gamma * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka & (\text{kN/m}) \\ Sst1 \text{ sism} &= 0,5 * \gamma * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat} & (\text{kN/m}) \\ Ssq1 \text{ perm} &= qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ & (\text{kN/m}) \\ Ssq1 \text{ acc} &= qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ & (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat	44.50	54.68	54.68
Sst1 sism	1.78	2.03	2.03
Ssq1 perm	18.14	22.23	22.23
Ssq1 acc	12.59	15.44	15.44
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat	42.98	53.40	53.40
Sst1h sism	1.72	1.98	1.98
Ssq1h perm	17.52	21.71	21.71
Ssq1h acc	12.17	15.08	15.08
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat	11.52	11.74	11.74
Sst1v sism	0.46	0.44	0.44
Ssq1v perm	4.69	4.77	4.77
Ssq1v acc	3.26	3.31	3.31
- Spinta passiva sul dente			
Sp	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$\begin{aligned} MSst1 \text{ stat} &= Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) & (\text{kNm/m}) \\ MSst1 \text{ sism} &= Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd) & (\text{kNm/m}) \\ MSst2 \text{ stat} &= Sst1v \text{ stat} * B & (\text{kNm/m}) \\ MSst2 \text{ sism} &= Sst1v \text{ sism} * B & (\text{kNm/m}) \\ MSsq1 &= Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd) & (\text{kNm/m}) \\ MSsq2 &= Ssq1v * B & (\text{kNm/m}) \\ MSp &= \gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^{+H2}) * Hd^2 / 2 & (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat	58.02	72.09	72.09
MSst1 sism	2.32	2.68	2.68
MSst2 stat	40.31	41.08	41.08
MSst2 sism	1.61	1.53	1.53
MSsq1	60.11	74.49	74.49
MSsq2	27.84	28.30	28.30
MSp	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$\begin{aligned} Mfext1 &= mp+ms & (\text{kNm/m}) \\ Mfext2 &= (fp+fs) * (H3 + H2) & (\text{kNm/m}) \\ Mfext3 &= (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2) & (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	62 di 177

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	328.41	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	97.04	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.46	(-)		
F_s = (N*f + Sp) / T	1.56	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	564.62	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	82.69	(kNm/m)		
Fr = Ms / Mr	6.83	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max} *	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	328.41	328.41	354.41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	97.04			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	481.93	539.13		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	92.79	81.09		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.93	3.04	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	301.60	316.13	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	N _{min}	2.70	>	1
		N _{max}	2.71	>	

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	63 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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)	44.50	54.68	54.68
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.07	1.16	1.16
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	18.15	22.24	22.24
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	12.60	15.44	15.44

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	42.98	53.40	53.40
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.03	1.13	1.13
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.53	21.72	21.72
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.17	15.08	15.08

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.52	11.74	11.74
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.28	0.25	0.25
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.70	4.77	4.77
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.26	3.31	3.31

- 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 = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	58.02	72.09	72.09
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	1.39	1.53	1.53
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	40.31	41.08	41.08
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.97	0.87	0.87
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	60.14	74.52	74.52
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	27.85	28.31	28.31
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 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
 $N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$ 323.36 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
 $T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ 96.21 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
 $f = \tan \phi_1'$ 0.46 (-)

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$ **1.55** > **1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
 $Ms = Mm + Mt + Mfext3$ 564.62 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
 $Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mpts$ 89.90 (kNm/m)

$Fr = Ms / Mr$ **6.28** > **1**

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	64 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		323.36	349.36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		96.21		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		474.72	531.92	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		91.16	79.46	(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.	8.00		(kN/mq)
$\phi I' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^2 =$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.94	3.05	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	300.43	315.17	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.73	>	1
		Nmax	2.75	>	

8.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

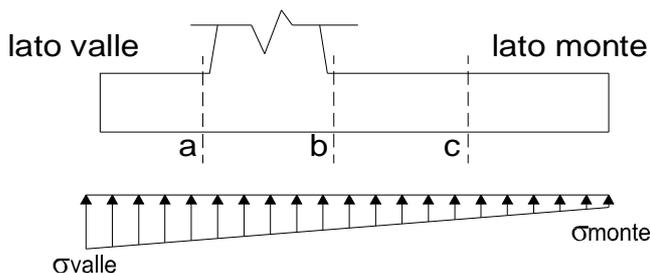
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	347.32	103.96	150.15	48.32
	425.32	68.86	155.25	87.79
sisma+	328.17	64.71	125.46	62.07
	354.17	53.01	127.16	75.23
sisma-	322.95	62.98	123.12	61.42
	348.95	51.28	124.82	74.58



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (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} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	150.15	141.42	5.84	38.49
	155.25	149.46	6.11	40.46
sisma+	125.46	120.03	4.77	33.43
	127.16	122.71	4.87	33.75
sisma-	123.12	117.83	4.68	32.70
	124.82	120.51	4.76	33.01

Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.02	109.02	89.02	(kN/m ²)
pvb	79.02	109.02	89.02	(kN/m ²)
pvc	79.02	109.02	89.02	(kN/m ²)

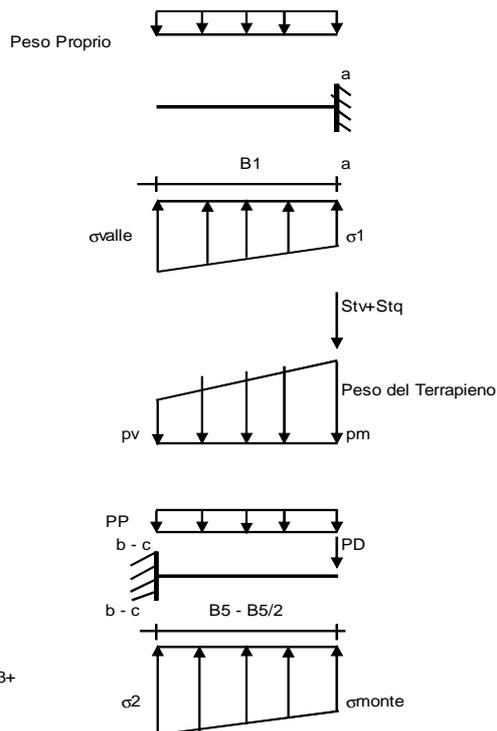
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	48.32	123.96	-156.65	-57.35	86.14	-69.55	-68.44
	87.79	137.90	-153.39	-65.92	112.85	-65.14	-64.42
sisma+	62.07	109.16	-117.81	-50.29	85.61	-49.04	-50.41
	75.23	113.80	-116.99	-53.35	94.52	-47.64	-49.18
sisma-	61.42	107.25	-115.75	-49.42	84.34	-48.23	-49.48
	74.58	111.90	-114.39	-52.07	93.24	-46.69	-48.04



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	66 di 177

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

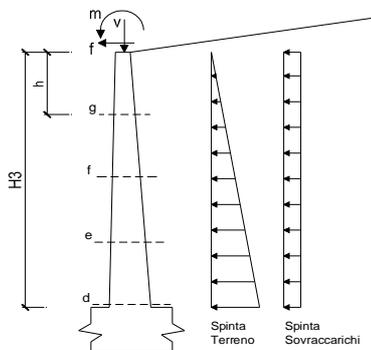
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

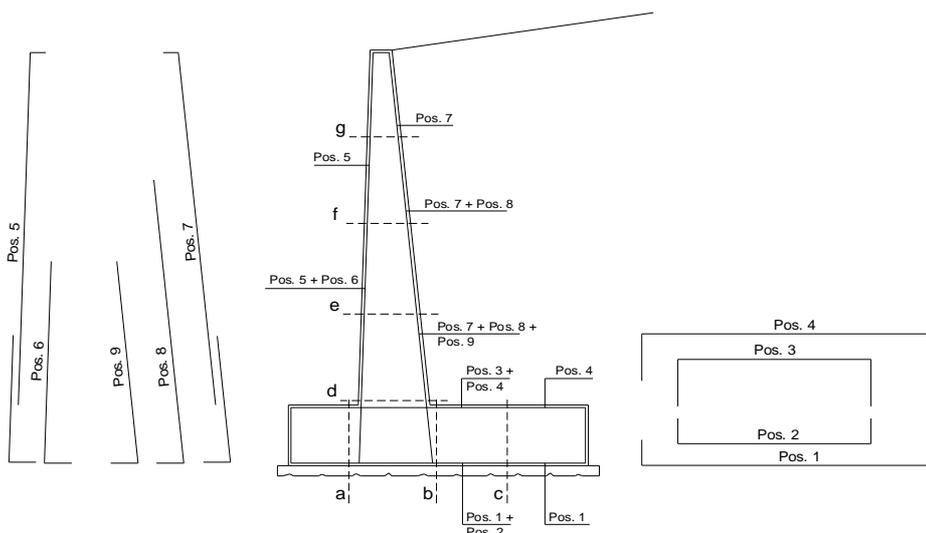


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	3.35	42.69	79.59	0.00	122.28	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	18.01	44.77	0.00	62.78	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	5.34	19.90	0.00	25.23	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.67	4.97	0.00	5.64	0.00	12.56	12.56

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.35	38.23	47.52	0.00	85.75
e-e	2.51	21.50	35.64	0.00	57.14
f-f	1.68	9.56	23.76	0.00	33.32
g-g	0.84	2.39	11.88	0.00	14.27

SCHEMA DELLE ARMATURE



8.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

8.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

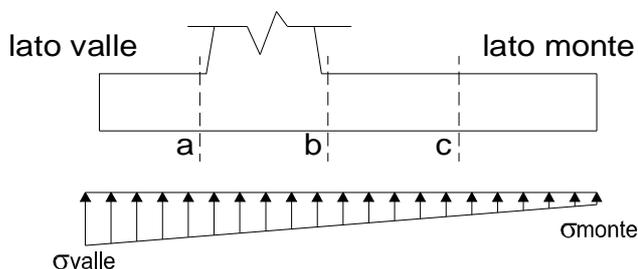
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	324.95	53.03	118.81	66.87
	350.95	41.33	120.51	80.03
Q.P.	321.79	34.68	108.92	74.95
	321.79	34.68	108.92	74.95

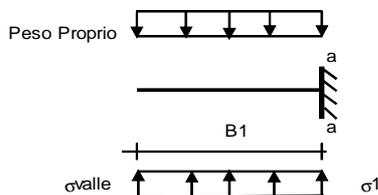


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 17.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	118.81	114.36	4.49
	120.51	117.04	4.58
Q.P.	108.92	106.01	4.07
	108.92	106.01	4.07



Mensola Lato Monte

$$PP = 17.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	74.70	89.70	74.70	74.70	(kN/m ²)
pvb	74.70	89.70	74.70	74.70	(kN/m ²)
pvc	74.70	89.70	74.70	74.70	(kN/m ²)

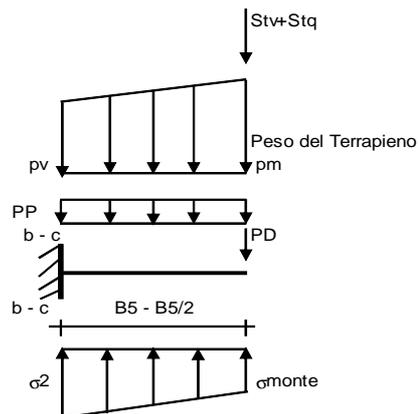
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	66.87	105.46	-96.24	86.16	-43.02
	80.03	110.10	-112.05	95.07	-45.77
Q.P.	74.95	100.19	-71.63	87.57	-31.91
	74.95	100.19	-71.63	87.57	-31.91



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

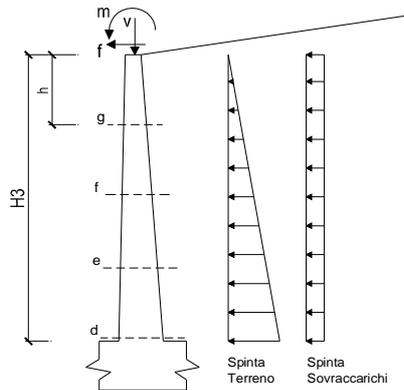
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



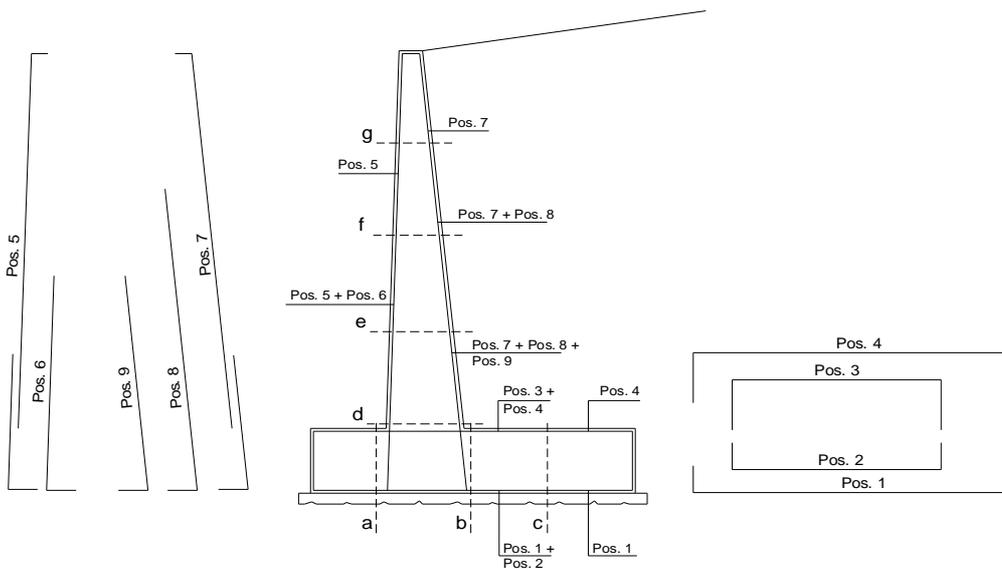
condizione Frequente

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	3.35	32.84	48.03	0.00	80.87	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	27.02	0.00	40.87	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	12.01	0.00	16.11	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	3.00	0.00	3.51	0.00	12.56	12.56

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	3.35	32.84	23.53	0.00	56.36	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	13.23	0.00	27.09	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	5.88	0.00	9.99	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	1.47	0.00	1.98	0.00	12.56	12.56

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	70 di 177

ARMATURE

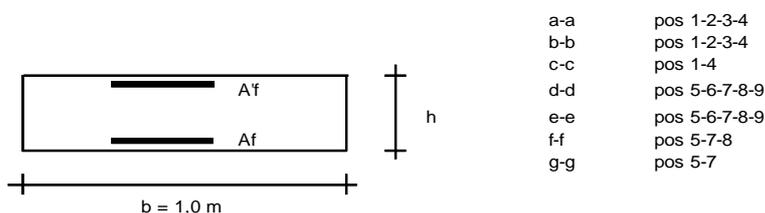
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "II strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

b = 1,0 m

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.58	0.00	0.70	15.71	15.71	0.09	4.84	0.006	0.400
b - b	-112.05	0.00	0.70	15.71	15.71	2.18	118.38	0.138	0.400
c - c	-45.77	0.00	0.70	15.71	15.71	0.89	48.36	0.056	0.400
d - d	80.87	50.25	0.60	15.71	15.71	2.10	86.74	0.101	0.400
e - e	40.87	37.69	0.60	15.71	15.71	1.07	40.28	0.047	0.400
f - f	16.11	25.13	0.60	15.71	15.71	0.42	13.02	0.015	0.400
g - g	3.51	12.56	0.60	15.71	15.71	0.09	1.22	0.001	0.400

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

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.07	0.00	0.70	15.71	15.71	0.08	4.30	0.005	0.300
b - b	-71.63	0.00	0.70	15.71	15.71	1.39	75.68	0.088	0.300
c - c	-31.91	0.00	0.70	15.71	15.71	0.62	33.71	0.039	0.300
d - d	56.36	50.25	0.60	15.71	15.71	1.47	56.04	0.065	0.300
e - e	27.09	37.69	0.60	15.71	15.71	0.71	23.12	0.027	0.300
f - f	9.99	25.13	0.60	15.71	15.71	0.26	5.64	0.007	0.300
g - g	1.98	12.56	0.60	15.71	15.71	0.05	0.12	0.000	0.300

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

8.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Rara	328.11	82.43	134.12	53.37
	380.11	59.03	137.52	79.69

Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 17.50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
Rara	134.12	127.20	5.14
	137.52	132.56	5.33

Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 17.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

$$N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}}$$

$$p_m = 74.70 \quad 94.70 \quad 84.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vb} = 74.70 \quad 94.70 \quad 84.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vc} = 74.70 \quad 94.70 \quad 84.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

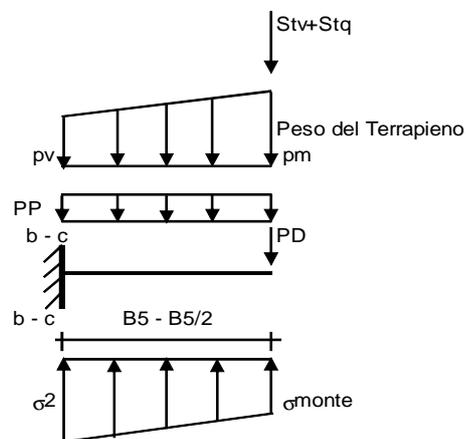
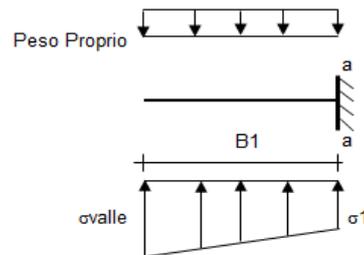
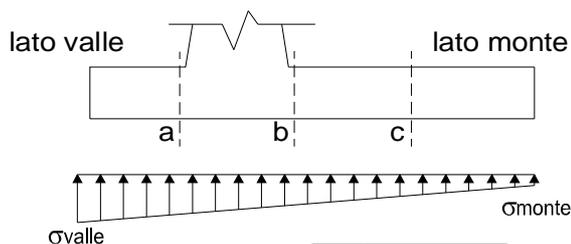
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
Rara	53.37	113.36	-121.87	83.36	-53.47
	79.69	122.65	-119.70	101.17	-50.52



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

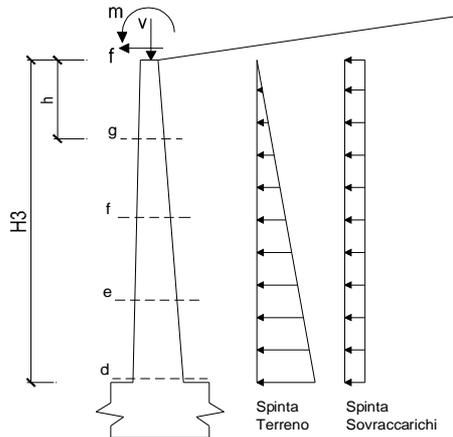
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

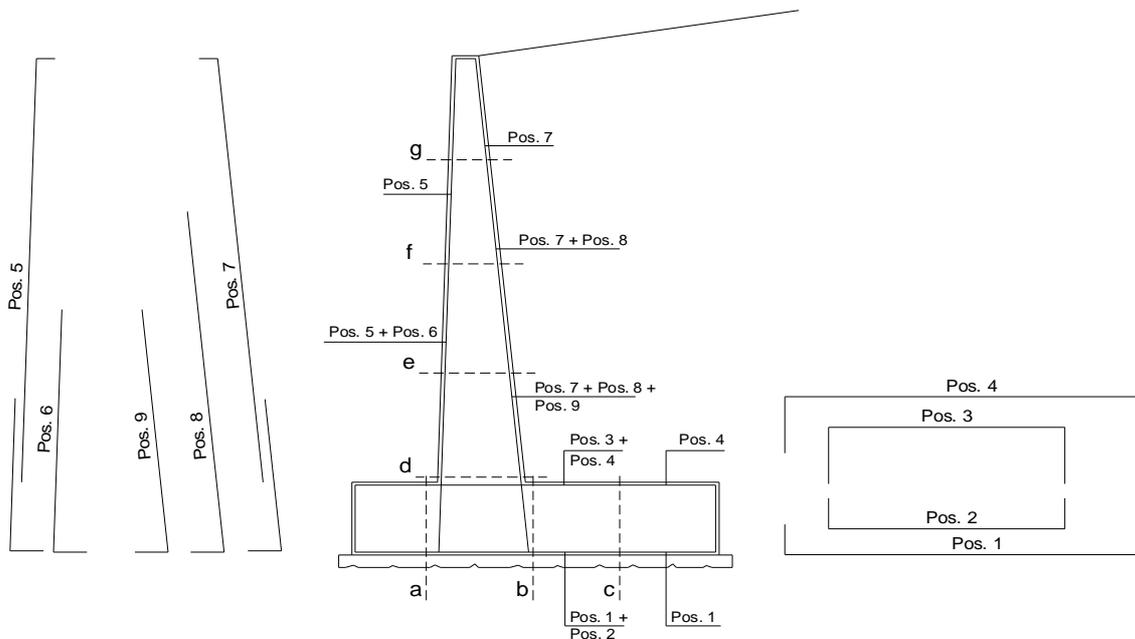
$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	3.35	32.84	56.20	0.00	89.04	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	31.61	0.00	45.47	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	14.05	0.00	18.15	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	3.51	0.00	4.03	0.00	12.56	12.56

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	73 di 177

ARMATURE

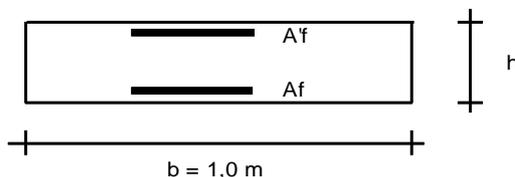
pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "Il strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	5.33	0.00	0.70	15.71	15.71	0.10	5.63
b - b	-121.87	0.00	0.70	15.71	15.71	2.37	128.75
c - c	-53.47	0.00	0.70	15.71	15.71	1.04	56.48
d - d	89.04	50.25	0.60	15.71	15.71	2.31	96.99
e - e	45.47	37.69	0.60	15.71	15.71	1.19	46.03
f - f	18.15	25.13	0.60	15.71	15.71	0.48	15.53
g - g	4.03	12.56	0.60	15.71	15.71	0.10	1.74

Combinazione Quasi Oermanente.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	4.07	0.00	0.70	15.71	15.71	0.08	4.30
b - b	-71.63	0.00	0.70	15.71	15.71	1.39	75.68
c - c	-31.91	0.00	0.70	15.71	15.71	0.62	33.71
d - d	56.36	50.25	0.60	15.71	15.71	1.47	56.04
e - e	27.09	37.69	0.60	15.71	15.71	0.71	23.12
f - f	9.99	25.13	0.60	15.71	15.71	0.26	5.64
g - g	1.98	12.56	0.60	15.71	15.71	0.05	0.12

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

9 MURO TIPO M3

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.

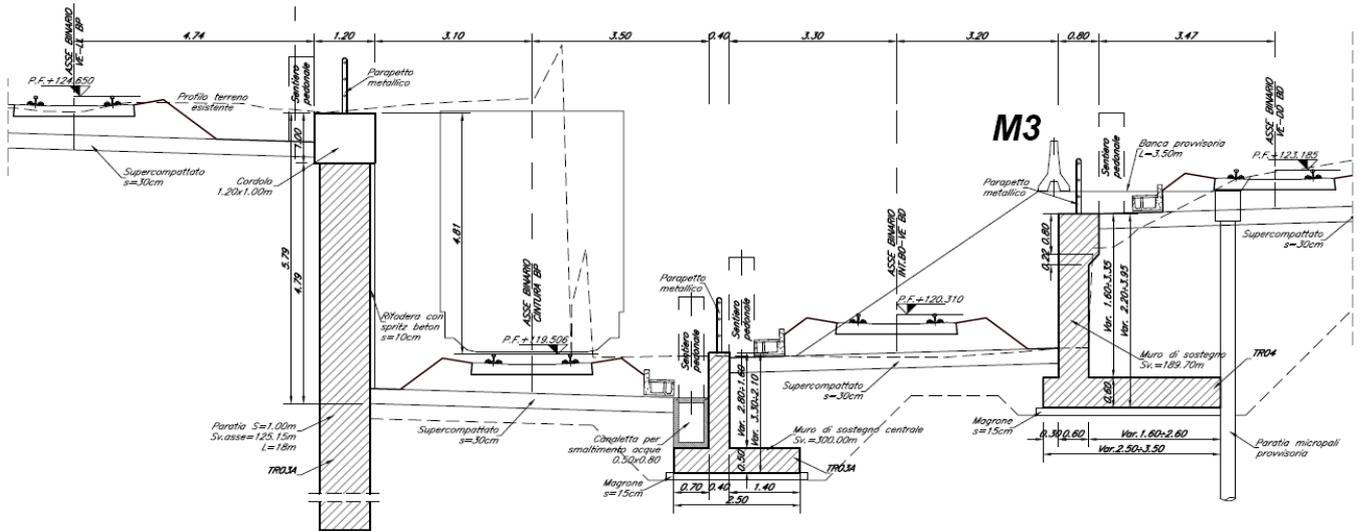
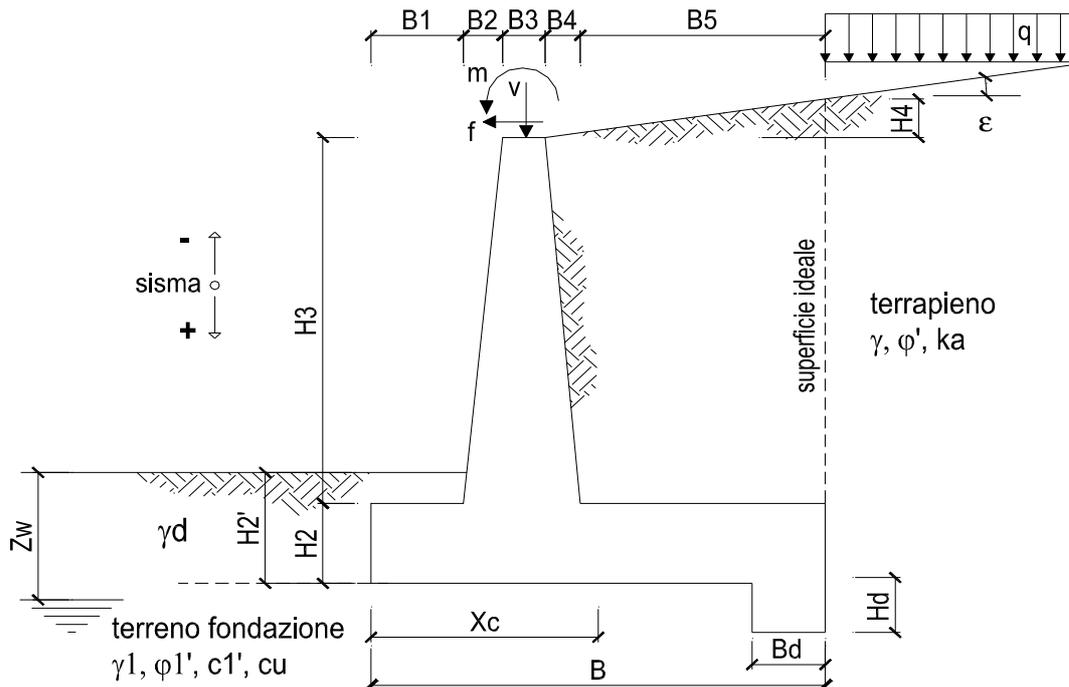


Fig. 11 – Sezione di riferimento del muro M3



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	75 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muro tipo M3 - fondazione diretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.35	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici		valori di progetto	
						STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00		12.40	12.40
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10.00		8.00	8.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00		18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00		18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	25000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.50	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.016	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.008	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301		0.370		0.370
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		2.444		2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.972		2.419		2.419
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.972		2.419		2.419

9.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> 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
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	40.00	52.00	60.00
	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
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.50	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	20.00		
	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		

9.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

9.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale pari a 40 kN/m² in statica e 20 kN/m² in sismica.

9.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	FOGLIO 77 di 177

9.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	78 di 177

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

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

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

9.3 Verifiche

9.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk	= 450	(MPa)
γ_s	= 1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$	= 391.30	(MPa)
Es	= 210000	(MPa)
ϵ_{ys}	= 0.19%	

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c	15	Mpa
σ_i	360	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

combinazione quasi permanente

σ_c	11.25	Mpa
σ_i	360	Mpa

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	80 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

9.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.04	3.17	1.40
Sismico	1.37	5.44	2.48

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	50.25	45.23
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	52.50	47.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	102.75	92.48
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	156.78	141.10
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	37.44	41.18
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	194.22	182.29
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	104	135.2
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	52	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	30.15	27.14
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	91.88	82.69
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	122.03	109.82
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	344.92	310.42
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	82.37	90.60
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	427.28	401.03
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	228.8	297.44
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	114.4	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.64
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.82
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		3.09
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		1.55
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1.82
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.25
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		2.07

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	81 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.24
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.73
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	0.97

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	5.68
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	5.68

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.75
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	2.75

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU	
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	42.33	52.01	57.21
Sq perm = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	17.14	21.07	23.17
Sq acc = $q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	47.62	76.08	87.78

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.88	50.80	55.88
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.56	20.58	22.63
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	46.00	74.30	85.74

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.95	11.16	12.28
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.44	4.52	4.97
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.33	16.33	18.84

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 = $Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	53.83	66.88	73.57
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m)	38.34	39.08	42.98
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	32.71	40.64	44.70
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	90.85	146.75	169.33
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	15.53	15.83	17.41
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	43.14	57.16	65.95
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	328.99	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Squ + f$	145.68	(kN/m)
---------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.46	(-)
------------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 1.04 > 1

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	82 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	510.85	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	161.26	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.17	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr\ acc)$	328.99	464.19	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	145.68	145.68	(kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	407.10	704.54	(kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	168.63	107.79	(kNm/m)	

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	8.00	(kPa)
$\phi_1' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79	(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.60	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.51	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.47	(m)

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

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

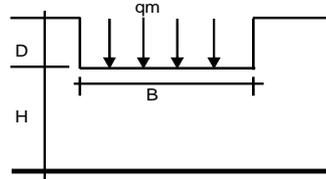
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.30	0.30	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.23	0.24	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	185.79	221.27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.40	>	1
		Nmax	1.45	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	318.53	(kN/m)
M	64.63	(kNm/m)
e=M/N	0.20	(m)
B*	3.09	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.20	(m)
D/B*	0.39	(m)
Hs/B*	2.26	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 106.32 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.943 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.72 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 8.90 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 * \gamma * (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 * ka \quad (\text{kN/m})$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 * \gamma * (1 + kv) * (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat} \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp * (H2 + H3 + H4 + Hd) * kas^+ \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs * (H2 + H3 + H4 + Hd) * kas^+ \quad (\text{kN/m})$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat	42.33	52.01	52.01
Sst1 sism	1.69	1.93	1.93
Ssq1 perm	17.69	21.68	21.68
Ssq1 acc	24.57	30.11	30.11

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

Sst1h stat	40.88	50.80	50.80
Sst1h sism	1.63	1.89	1.89
Ssq1h perm	17.09	21.17	21.17
Ssq1h acc	23.73	29.41	29.41

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} * \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} * \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

Sst1v stat	10.95	11.16	11.16
Sst1v sism	0.44	0.41	0.41
Ssq1v perm	4.58	4.65	4.65
Ssq1v acc	6.36	6.46	6.46

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 + kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * (1 + kv) * kps^+ * H2) * Hd \quad (\text{kN/m})$$

Sp	0.00	0.00	0.00
----	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSsq1 = Ssq1h * ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSsq2 = Ssq1v * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSp = \gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2 \quad (\text{kNm/m})$$

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat	53.83	66.88	66.88
MSst1 sism	2.15	2.48	2.48
MSst2 stat	38.34	39.08	39.08
MSst2 sism	1.53	1.45	1.45
MSsq1	80.61	99.89	99.89
MSsq2	38.28	38.91	38.91
MSp	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + ms \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = (fp + fs) * (H3 + H2) \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = (vp + vs) * (B1 + B2 + B3 / 2) \quad (\text{kNm/m})$$

Mfext1		0.00
Mfext2		0.00
Mfext3		0.00

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM02	00	R26CL	RI0000001	A	84 di 177

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		322.03	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		107.99	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.46	(-)	
F_s = (N*f + Sp) / T		1.38	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		549.31	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		93.86	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		5.85	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max} *	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$		322.03	374.03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		107.99		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		455.45	569.85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		108.11	84.71	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.83	3.05	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	282.49	313.66	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	N _{min}	2.48	>	1
		N _{max}	2.56	>	

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	85 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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)	42.33	52.01	52.01
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.02	1.10	1.10
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	17.70	21.69	21.69
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	24.58	30.12	30.12

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.88	50.80	50.80
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.98	1.08	1.08
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.09	21.18	21.18
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.74	29.42	29.42

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.95	11.16	11.16
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.26	0.24	0.24
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.58	4.66	4.66
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.36	6.47	6.47

- 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 = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	53.83	66.88	66.88
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	1.29	1.42	1.42
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	38.34	39.08	39.08
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.92	0.83	0.83
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	80.65	99.94	99.94
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	38.30	38.92	38.92
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 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
 $N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$ 317.13 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
 $T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ 107.21 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
 $f = \tan \phi_1'$ 0.46 (-)

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$ **1.37** > **1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
 $Ms = Mm + Mt + Mfext3$ 549.31 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
 $Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mpts$ 100.88 (kNm/m)

$Fr = Ms / Mr$ **5.44** > **1**

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	86 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		317.13	369.13	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		107.21		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		448.42	562.82	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		106.55	83.15	(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.	8.00		(kN/mq)
$\phi I'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	21.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.83	3.05	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.35	0.36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	280.75	312.37	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.50	>	1
		Nmax	2.58	>	

9.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

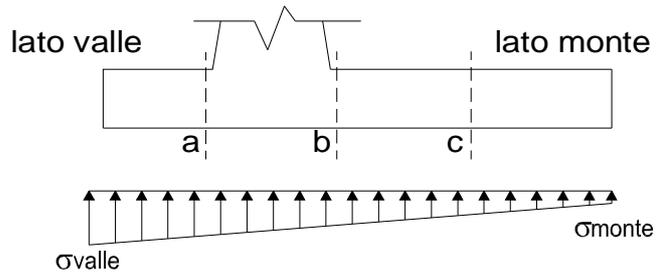
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	346.70	146.74	170.93	27.19
	502.70	76.54	181.12	106.14
sisma+	321.75	76.24	129.27	54.59
	373.75	52.84	132.67	80.91
sisma-	316.68	74.56	127.00	53.96
	368.68	51.16	130.39	80.28



Mensola Lato Valle

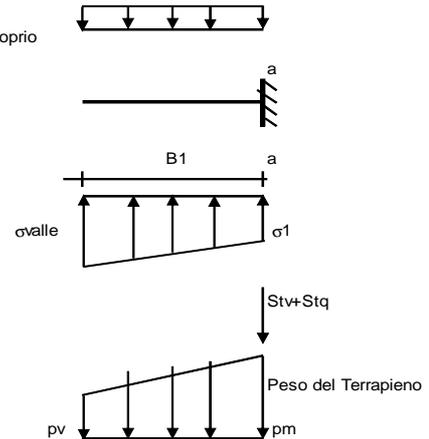
Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	170.93	158.61	6.83	44.93
	181.12	174.69	7.38	48.87
sisma+	129.27	122.87	5.04	35.53
	132.67	128.23	5.23	36.15
sisma-	127.00	120.74	4.95	34.82
	130.39	126.10	5.13	35.44

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

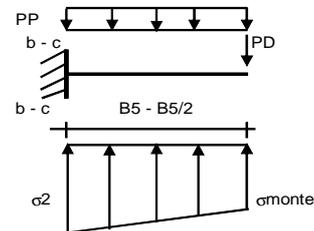
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvb	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvc	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + S_p \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	27.19	133.97	-205.69	-73.45	80.58	-91.48	-90.68
	106.14	161.84	-199.18	-90.58	133.99	-82.66	-82.64
sisma+	54.59	110.07	-131.36	-54.68	82.33	-55.17	-56.53
	80.91	119.36	-129.73	-60.80	100.13	-52.36	-54.06
sisma-	53.96	108.22	-129.36	-53.84	81.09	-54.39	-55.63
	80.28	117.51	-126.65	-59.13	98.89	-51.31	-52.75

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	88 di 177

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

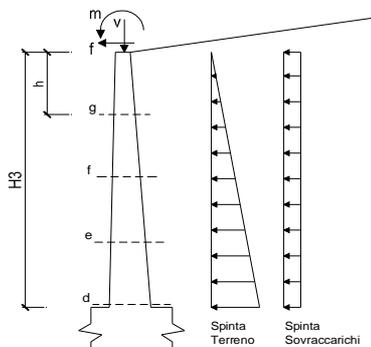
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

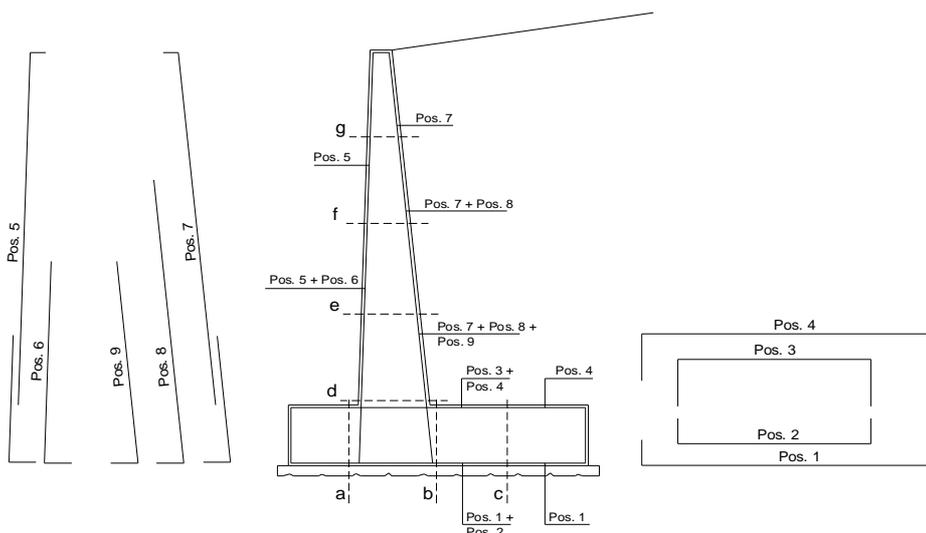


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	3.35	42.69	128.60	0.00	171.29	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	18.01	72.34	0.00	90.35	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	5.34	32.15	0.00	37.49	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.67	8.04	0.00	8.70	0.00	12.56	12.56

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.35	38.23	76.78	0.00	115.01
e-e	2.51	21.50	57.58	0.00	79.09
f-f	1.68	9.56	38.39	0.00	47.95
g-g	0.84	2.39	19.19	0.00	21.58

SCHEMA DELLE ARMATURE



9.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

9.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

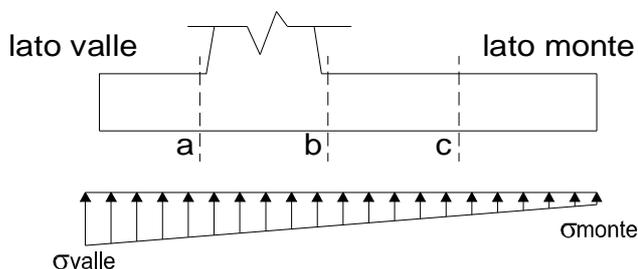
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	318.53	64.63	122.66	59.35
	370.53	41.23	126.06	85.67
Q.P.	312.36	29.99	103.93	74.56
	312.36	29.99	103.93	74.56

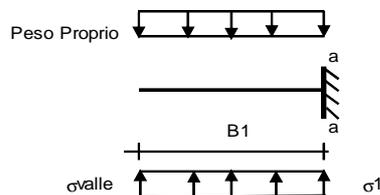


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 15.00 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	122.66	117.24	4.76
	126.06	122.60	4.95
Q.P.	103.93	101.42	3.96
	103.93	101.42	3.96



Mensola Lato Monte

$$PP = 15.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

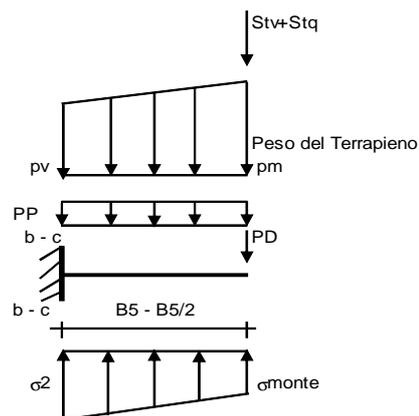
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	=	74.70	104.70	74.70	(kN/m ²)	
pvb	=	74.70	104.70	74.70	(kN/m ²)	
pvc	=	74.70	104.70	74.70	(kN/m ²)	

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	59.35	106.38	-113.64	82.87	-51.05
	85.67	115.67	-145.27	100.67	-56.56
Q.P.	74.56	96.38	-66.61	85.47	-29.73
	74.56	96.38	-66.61	85.47	-29.73



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

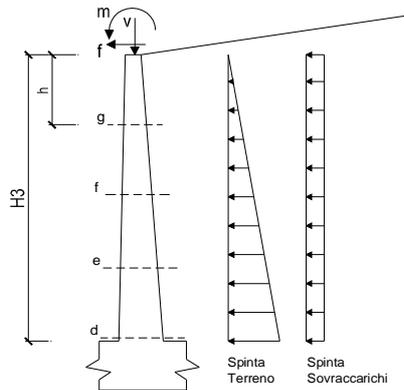
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



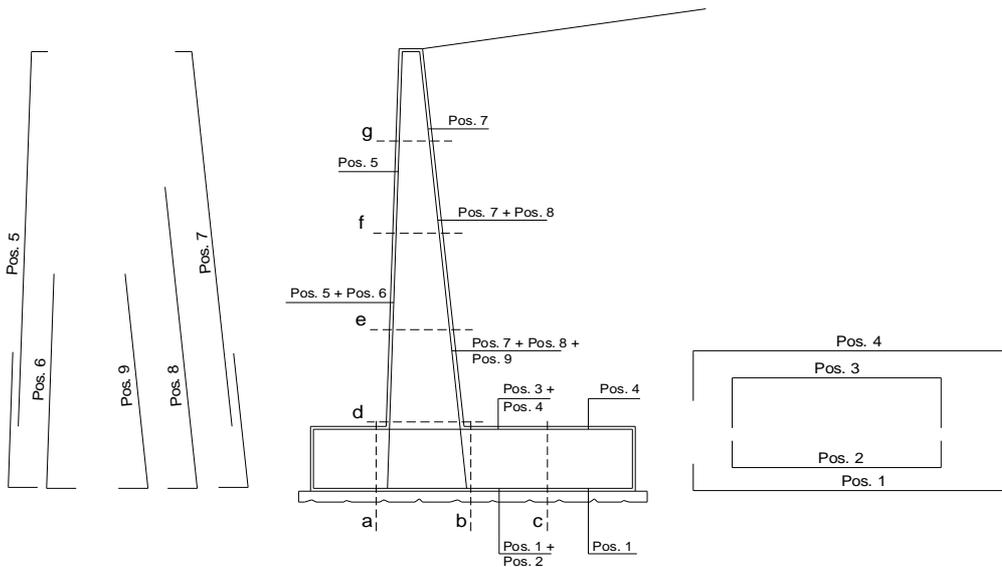
condizione Frequente

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	3.35	32.84	72.54	0.00	105.37	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	40.80	0.00	54.65	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	18.13	0.00	22.24	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	4.53	0.00	5.05	0.00	12.56	12.56

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	3.35	32.84	23.53	0.00	56.36	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	13.23	0.00	27.09	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	5.88	0.00	9.99	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	1.47	0.00	1.98	0.00	12.56	12.56

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	92 di 177

ARMATURE

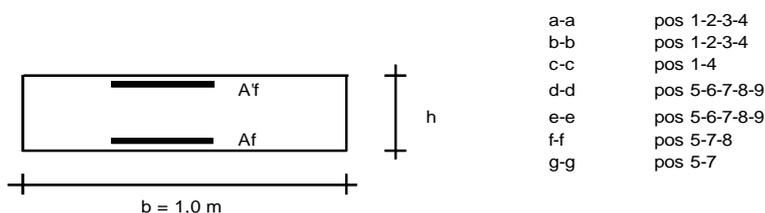
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "II strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

VERIFICHE



b = 1,0 m

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.95	0.00	0.60	15.71	15.71	0.13	6.22	0.007	0.400
b - b	-145.27	0.00	0.60	15.71	15.71	3.68	182.73	0.212	0.400
c - c	-56.56	0.00	0.60	15.71	15.71	1.43	71.14	0.083	0.400
d - d	105.37	50.25	0.60	15.71	15.71	2.72	117.51	0.136	0.400
e - e	54.65	37.69	0.60	15.71	15.71	1.42	57.54	0.067	0.400
f - f	22.24	25.13	0.60	15.71	15.71	0.58	20.60	0.024	0.400
g - g	5.05	12.56	0.60	15.71	15.71	0.13	2.88	0.003	0.400

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

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	3.96	0.00	0.60	15.71	15.71	0.10	4.99	0.006	0.300
b - b	-66.61	0.00	0.60	15.71	15.71	1.69	83.79	0.097	0.300
c - c	-29.73	0.00	0.60	15.71	15.71	0.75	37.40	0.043	0.300
d - d	56.36	50.25	0.60	15.71	15.71	1.47	56.04	0.065	0.300
e - e	27.09	37.69	0.60	15.71	15.71	0.71	23.12	0.027	0.300
f - f	9.99	25.13	0.60	15.71	15.71	0.26	5.64	0.007	0.300
g - g	1.98	12.56	0.60	15.71	15.71	0.05	0.12	0.000	0.300

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

9.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Rara	324.69	120.84	151.96	33.58
	428.69	74.04	158.75	86.22

Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 15.00 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
Rara	151.96	141.81	6.01
	158.75	152.53	6.38

Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 15.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

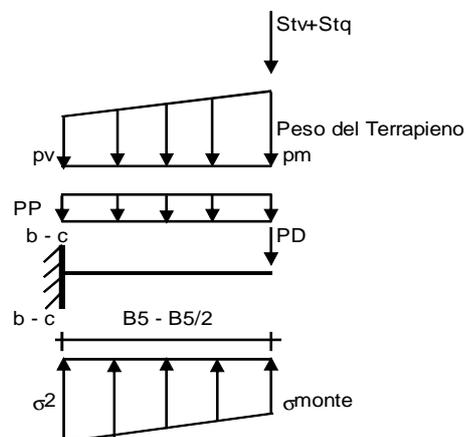
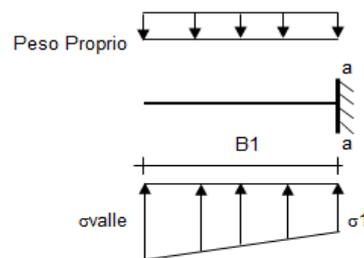
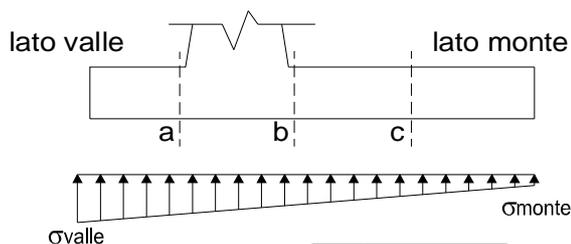
$$N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}}$$

pm	74.70	114.70	94.70	(kN/m ²)
pvb	74.70	114.70	94.70	(kN/m ²)
pvc	74.70	114.70	94.70	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
Rara	33.58	121.52	-162.68	77.55	-71.07
	86.22	140.10	-158.33	113.16	-65.19



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

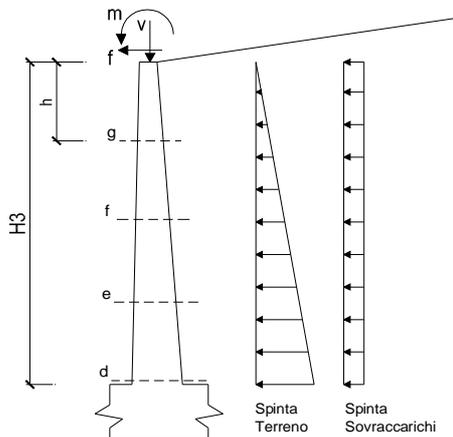
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

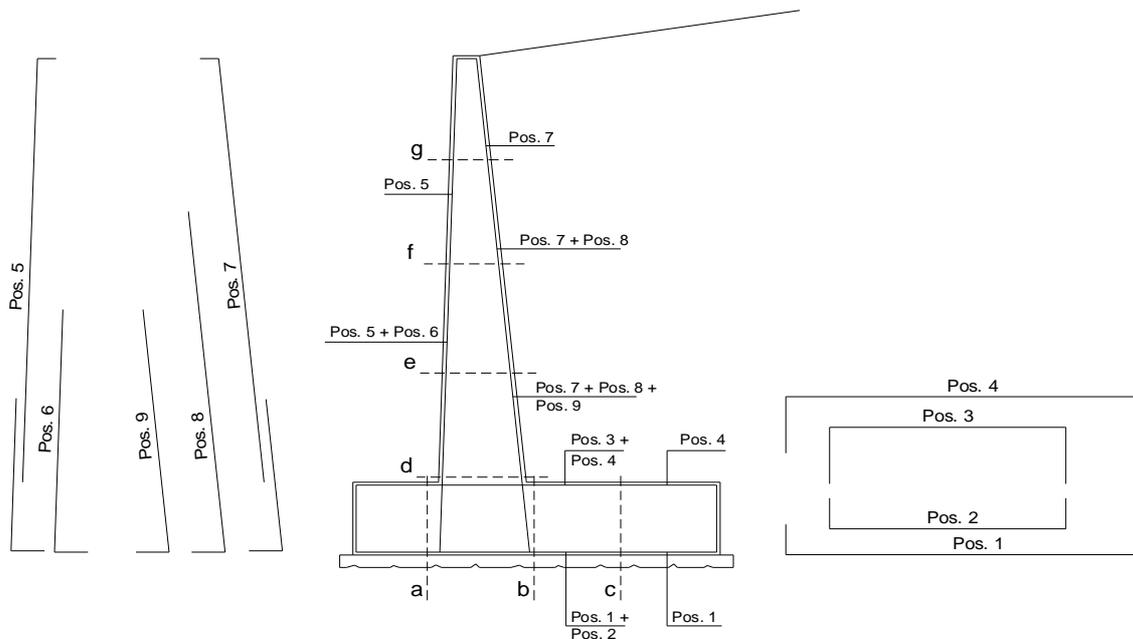
$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	3.35	32.84	88.87	0.00	121.71	0.00	50.25	50.25
e-e	2.51	13.85	49.99	0.00	63.84	0.00	37.69	37.69
f-f	1.68	4.10	22.22	0.00	26.32	0.00	25.13	25.13
g-g	0.84	0.51	5.55	0.00	6.07	0.00	12.56	12.56

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	95 di 177

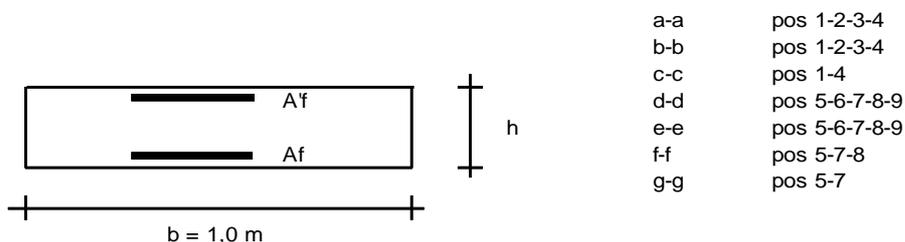
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

(NOTA BENE):

La spunta "Il strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	6.38	0.00	0.60	15.71	15.71	0.16	8.02
b - b	-162.68	0.00	0.60	15.71	15.71	4.12	204.62
c - c	-71.07	0.00	0.60	15.71	15.71	1.80	89.39
d - d	121.71	50.25	0.60	15.71	15.71	3.14	138.03
e - e	63.84	37.69	0.60	15.71	15.71	1.66	69.07
f - f	26.32	25.13	0.60	15.71	15.71	0.69	25.70
g - g	6.07	12.56	0.60	15.71	15.71	0.16	4.09

Combinazione Quasi Permanente.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3.96	0.00	0.60	15.71	15.71	0.10	4.99
b - b	-66.61	0.00	0.60	15.71	15.71	1.69	83.79
c - c	-29.73	0.00	0.60	15.71	15.71	0.75	37.40
d - d	56.36	50.25	0.60	15.71	15.71	1.47	56.04
e - e	27.09	37.69	0.60	15.71	15.71	0.71	23.12
f - f	9.99	25.13	0.60	15.71	15.71	0.26	5.64
g - g	1.98	12.56	0.60	15.71	15.71	0.05	0.12

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

10 MURO TIPO M4

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.

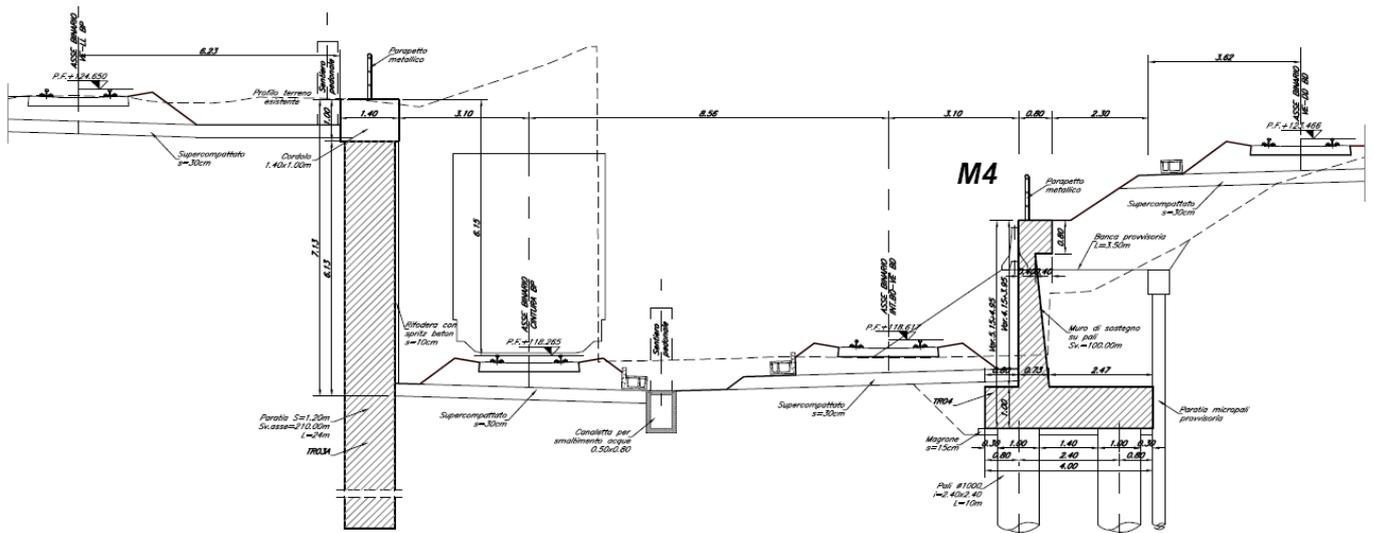
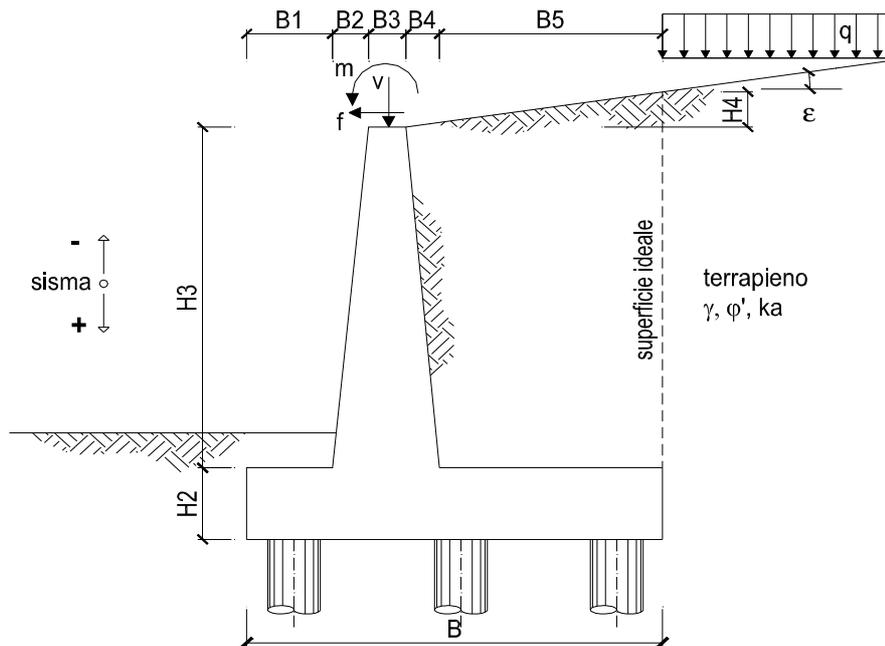


Fig. 12 – Sezione di riferimento del muro M4



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	97 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muri tipo M4 - fondazione indiretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.15	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.35	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.79	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.46	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO
Dati Geotecnici					
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	12.40

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.50	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1.00	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.089	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.044	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301	0.370	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.357	0.433	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.362	0.439	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

10.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto
				SLE - sisma	STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	14.40
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			14.40
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	40.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1		0.50	condizione quasi permanente Ψ_2
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	20.00
	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

10.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

10.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale pari a 40 kN/m² in statica e 20 kN/m² in sismica.

10.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
	Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A

10.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

10.3 Verifiche

10.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33		
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)

Es	=	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

$i_{I,II} = 5.00$ (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	102 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

10.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.04	3.17	1.40
Sismico	1.37	5.44	2.48

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	41.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	18.16
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	100.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	159.66
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	183.76
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	13.07
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	40.46
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	237.30
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	112.4
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	56.2

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	41.09
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m)	23.72
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	200.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	264.81
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	509.02
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	18.61
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	105.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	632.63
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	291.68
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	145.84

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	14.13
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	7.06
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	21.00
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	10.50
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	11.29
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	3.83
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)	4.43
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4	(kN/m)	19.55

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	103 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$k\sqrt{P}m1*(B1+2/3*B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k\sqrt{P}m2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	1.82
MPs3 v=	$k\sqrt{P}m3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	1.05
MPs4 v=	$k\sqrt{P}m4*(B/2)$	(kN/m)	8.85
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	11.72

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	50.01
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	4.36
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	54.37

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k\sqrt{P}t1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	22.52
MPts2 v=	$k\sqrt{P}t2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k\sqrt{P}t3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.99
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	23.52

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4)^2*ka$	(kN/m)	71.95	88.41
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	22.35	27.47
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	62.09	99.19

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	69.50	86.35
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	21.59	26.83
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	59.98	96.88

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	18.62	18.98
Sqv perm=	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	5.79	5.90
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	16.07	21.29

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	
MSt1 =	$St*((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	119.30	148.24
MSt2 =	$St*B$	(kN/m)	74.49	75.91
MSq1 perm=	$Sqh perm*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	55.60	69.08
MSq2 perm=	$Sqv perm*B$	(kN/m)	23.14	23.59
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	154.44	249.46
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kN/m)	64.28	85.17

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm=	$mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	104 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	421.36	421.83
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	16.07	21.29
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	128.47	167.41

Risultante forze orizzontali (T)

T perm = Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	91.09	113.18
T acc = Sqh acc + f	(kN/m)	59.98	96.88

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm = ΣM	(kNm/m)	820.17	779.62
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-90.16	-164.29
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	201.52	214.89

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	71.95	88.41
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	16.98	19.48
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	26.46	32.10
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	36.75	44.58

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	69.50	86.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	16.40	19.02
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	25.56	31.35
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	35.50	43.54

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	18.62	18.98
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	4.40	4.18
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	6.85	6.89
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	9.51	9.57

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

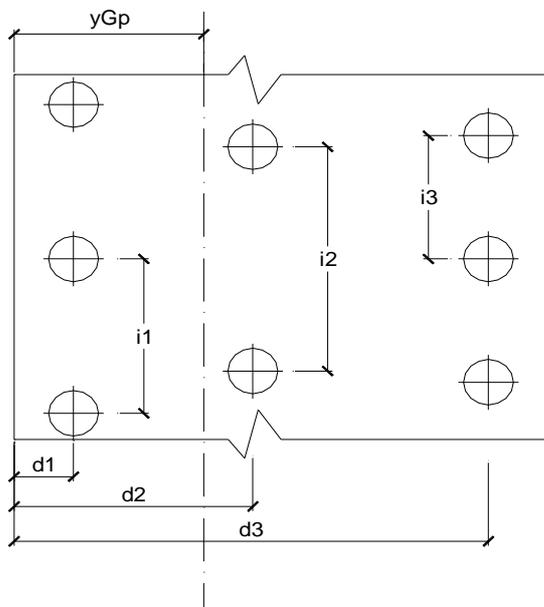
		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	119.30	148.24
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	42.24	48.98
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	74.49	75.91
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	17.58	16.72
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	157.21	192.85
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	65.44	65.84

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	105 di 177



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.00	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00	(m)	interasse pali (i2) =	0.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	3.20	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - M$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	Permanenti	64.04	206.87	113.18	96.88
		Accidentali	64.04	119.93		
sisma+	Nmin	454.14	281.11		215.40	
	Nmax	510.34	247.67			
sisma-	Nmin	417.61	197.24		209.02	
	Nmax	473.81	163.80			

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

NM02 00 R26CL RI000001 A 106 di 177

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	802.66				260.84		252.07	
	Nmax	891.06				523.12			
sisma+	Nmin	826.08				263.86		258.48	
	Nmax	860.08				364.74			
sisma-	Nmin	698.37				303.89		250.83	
	Nmax	732.37				404.77			

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]			[kNm/m]			[kN/m]	[kN/m]
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara		16.07	128.47		122.30	201.52		59.98
	freq.	421.36	8.04	64.23527392	22.56	61.15	100.76	91.09	29.99
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin		453.90			210.28			182.09
	Nmax		453.90			64.44			
sisma-	Nmin		417.41			128.26			176.46
	Nmax		473.61			94.82			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara		141.58				-103.01		71.97
	freq.	528.19	70.79			483.08	-51.51	109.31	35.99
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
statico	rara		355.69				-47.36		71.97
	freq.	528.19	177.84			483.08	-23.68	109.31	35.99
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
sisma+	Nmin		754.96				334.39		218.50
	Nmax		609.12				480.23		
sisma-	Nmin		629.15				372.64		211.76
	Nmax		663.15				473.52		

10.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

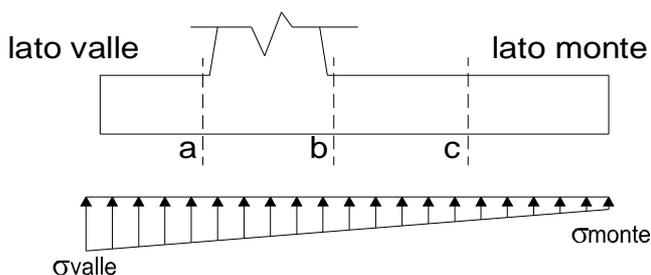
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	346.70	146.74	170.93	27.19
	502.70	76.54	181.12	106.14
sisma+	321.75	76.24	129.27	54.59
	373.75	52.84	132.67	80.91
sisma-	316.68	74.56	127.00	53.96
	368.68	51.16	130.39	80.28



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	170.93	158.61	6.83	44.93
	181.12	174.69	7.38	48.87
sisma+	129.27	122.87	5.04	35.53
	132.67	128.23	5.23	36.15
sisma-	127.00	120.74	4.95	34.82
	130.39	126.10	5.13	35.44

Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvb	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvc	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)

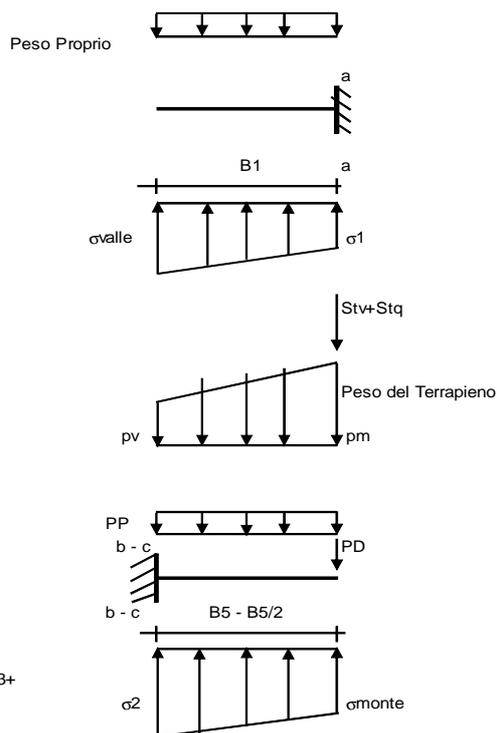
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	27.19	133.97	-205.69	-73.45	80.58	-91.48	-90.68
	106.14	161.84	-199.18	-90.58	133.99	-82.66	-82.64
sisma+	54.59	110.07	-131.36	-54.68	82.33	-55.17	-56.53
	80.91	119.36	-129.73	-60.80	100.13	-52.36	-54.06
sisma-	53.96	108.22	-129.36	-53.84	81.09	-54.39	-55.63
	80.28	117.51	-126.65	-59.13	98.89	-51.31	-52.75



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM02 00 R26CL RI000001 A 108 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	4.15	81.16	197.36	0.00	278.52	0.00	59.66	59.66
e-e	3.11	34.24	111.02	0.00	145.25	0.00	41.34	41.34
f-f	2.08	10.14	49.34	0.00	59.48	0.00	25.29	25.29
g-g	1.04	1.27	12.34	0.00	13.60	0.00	11.51	11.51

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.15	58.67	95.11	0.00	153.78
e-e	3.11	33.00	71.34	0.00	104.34
f-f	2.08	14.67	47.56	0.00	62.22
g-g	1.04	3.67	23.78	0.00	27.45

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	4.15	62.43	22.88	102.09	0.00	9.84	197.24	0.00	62.30	62.30
e-e	3.11	26.34	9.65	57.42	0.00	5.22	98.64	0.00	43.17	43.17
f-f	2.08	7.80	2.86	25.52	0.00	2.18	38.37	0.00	26.41	26.41
g-g	1.04	0.98	0.36	6.38	0.00	0.51	8.22	0.00	12.02	12.02

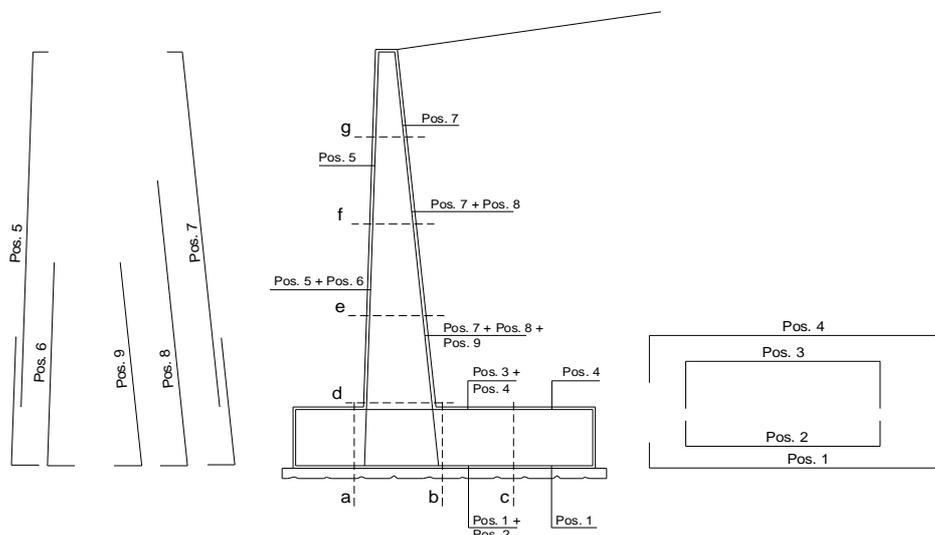
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.15	45.13	11.03	49.20	0.00	5.28	110.63
e-e	3.11	25.38	6.20	36.90	0.00	3.66	72.14
f-f	2.08	11.28	2.76	24.60	0.00	2.24	40.88
g-g	1.04	2.82	0.69	12.30	0.00	1.02	16.83

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	4.15	62.43	14.47	103.71	0.00	9.84	190.45	0.00	57.02	57.02
e-e	3.11	26.34	6.11	58.34	0.00	5.22	96.00	0.00	39.51	39.51
f-f	2.08	7.80	1.81	25.93	0.00	2.18	37.72	0.00	24.17	24.17
g-g	1.04	0.98	0.23	6.48	0.00	0.51	8.19	0.00	11.00	11.00

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	4.15	45.13	6.97	49.98	0.00	5.28	107.36
e-e	3.11	25.38	3.92	37.49	0.00	3.66	70.45
f-f	2.08	11.28	1.74	24.99	0.00	2.24	40.25
g-g	1.04	2.82	0.44	12.50	0.00	1.02	16.77

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

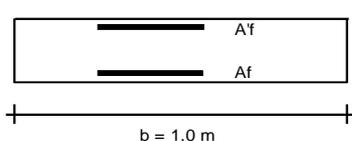
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	109 di 177

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0			6	0.0		
3	0.0		☐	7	5.0	20	☐
4	5.0	20		8	0.0		☐
				9	0.0		☐

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	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	-8.15	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	69.69
b - b	-273.43	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	2.08
c - c	-100.69	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	5.64
d - d	278.52	59.66	0.75	15.71	15.71	433.50	1.56
e - e	145.25	41.34	0.66	15.71	15.71	371.93	2.56
f - f	59.48	25.29	0.58	15.71	15.71	312.51	5.25
g - g	13.60	11.51	0.49	15.71	15.71	254.93	18.74

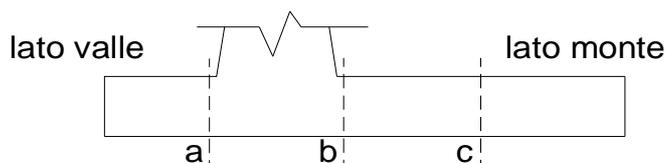
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	20.62	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	213.27	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
c - c	67.61	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	153.78	0.75	241.21	10	20	20	21.8	1210.11	Armatura a taglio non necessaria
e - e	104.34	0.66	220.30	10	20	20	21.8	1058.85	Armatura a taglio non necessaria
f - f	62.22	0.58	202.72	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria
g - g	27.45	0.49	184.43	10	20	20	21.8	756.32	Armatura a taglio non necessaria

10.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

10.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECIT.



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

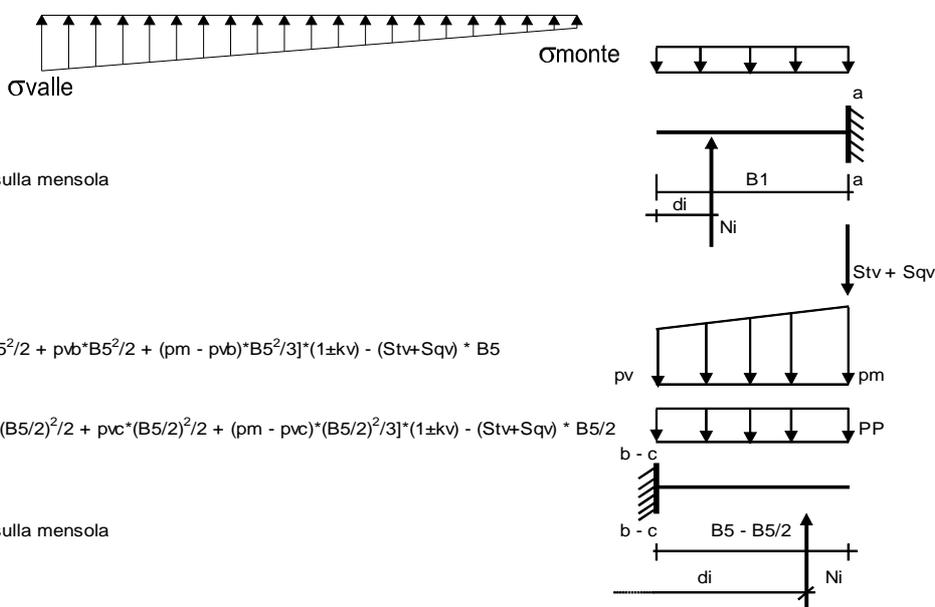
$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	89.10	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	89.10	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	89.10	(kN/m ²)

caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-7.80	-146.32	-58.78
Q.P.	-7.80	-110.69	-49.55



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

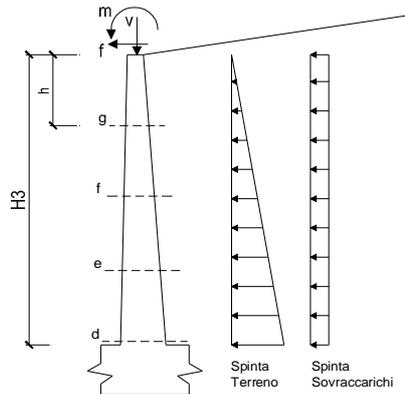
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



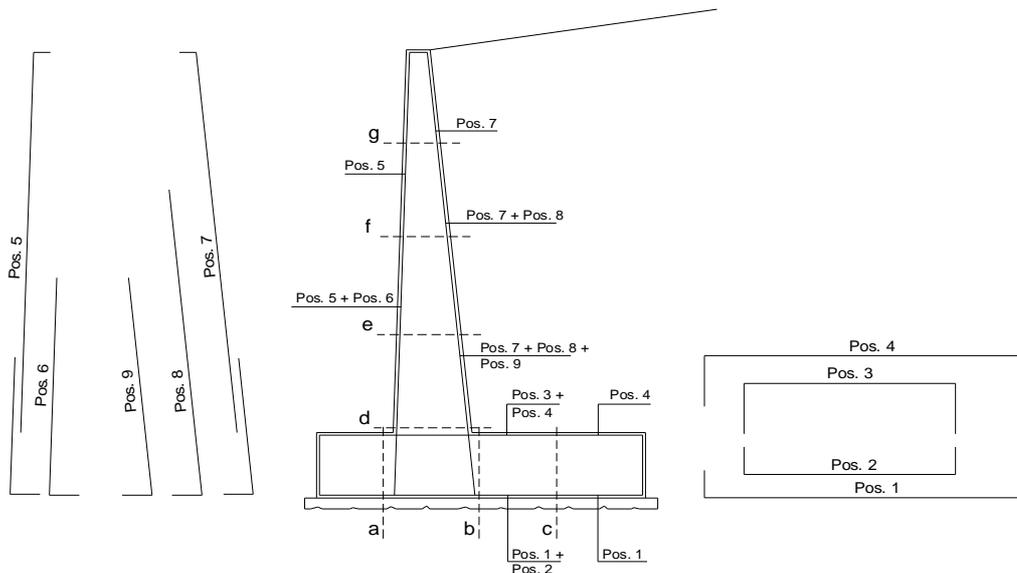
condizione Frequente

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	4.15	62.43	86.25	0.00	148.67	0.00	59.66	59.66
e-e	3.11	26.34	48.51	0.00	74.85	0.00	41.34	41.34
f-f	2.08	7.80	21.56	0.00	29.36	0.00	25.29	25.29
g-g	1.04	0.98	5.39	0.00	6.37	0.00	11.51	11.51

condizione Quasi Permanente

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	4.15	62.43	36.10	0.00	98.53	0.00	59.66	59.66
e-e	3.11	26.34	20.31	0.00	46.64	0.00	41.34	41.34
f-f	2.08	7.80	9.03	0.00	16.83	0.00	25.29	25.29
g-g	1.04	0.98	2.26	0.00	3.23	0.00	11.51	11.51

SCHEMA DELLE ARMATURE

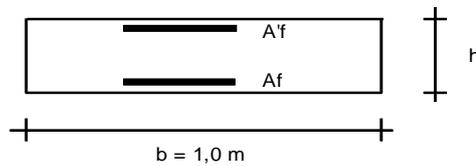


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.400
b - b	-146.32	0.00	1.00	15.71	15.71	1.57	104.31	0.121	0.400
c - c	-58.78	0.00	1.00	15.71	15.71	0.63	41.90	0.049	0.400
d - d	148.67	59.66	0.75	15.71	15.71	2.63	127.70	0.148	0.400
e - e	74.85	41.34	0.66	15.71	15.71	1.64	71.85	0.083	0.400
f - f	29.36	25.29	0.58	15.71	15.71	0.83	31.28	0.036	0.400
g - g	6.37	11.51	0.49	15.71	15.71	0.24	6.82	0.007	0.400

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

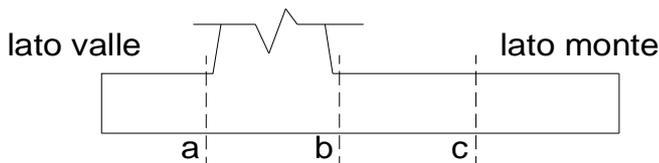
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.300
b - b	-110.69	0.00	1.00	15.71	15.71	1.19	78.91	0.092	0.300
c - c	-49.55	0.00	1.00	15.71	15.71	0.53	35.32	0.041	0.300
d - d	98.53	59.66	0.75	15.71	15.71	1.76	78.78	0.092	0.300
e - e	46.64	41.34	0.66	15.71	15.71	1.03	40.29	0.047	0.300
f - f	16.83	25.29	0.58	15.71	15.71	0.48	14.88	0.017	0.300
g - g	3.23	11.51	0.49	15.71	15.71	0.12	2.03	0.002	0.300

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

10.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZI



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP$$

Σ estesa a tutti i pali prese

Mensola Lato Monte

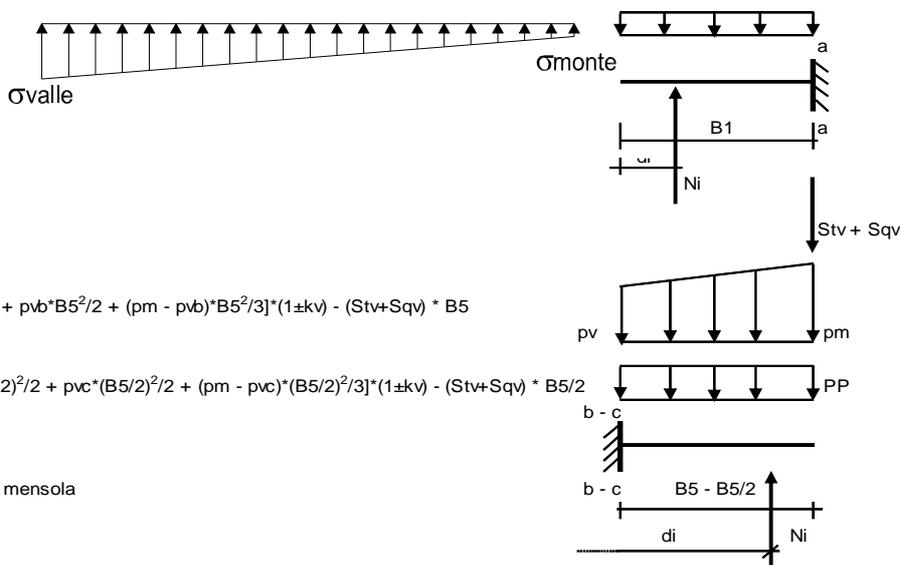
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	89.10	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	89.10	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	89.10	(kN/m ²)

caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico rara	-7.80	-181.94	-68.00
sisma+	-8.15	-226.40	-78.73
sisma-	-7.46	-165.46	-62.42



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

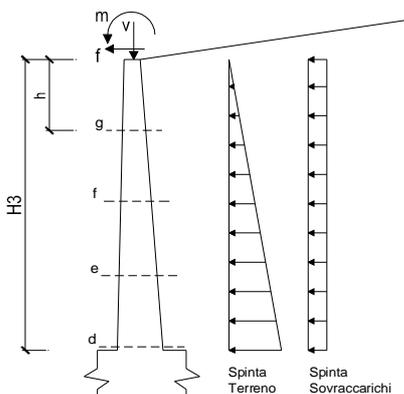
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con :})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	4.15	62.43	136.39	0.00	198.82	0.00	59.66	59.66
e-e	3.11	26.34	76.72	0.00	103.05	0.00	41.34	41.34
f-f	2.08	7.80	34.10	0.00	41.90	0.00	25.29	25.29
g-g	1.04	0.98	8.52	0.00	9.50	0.00	11.51	11.51

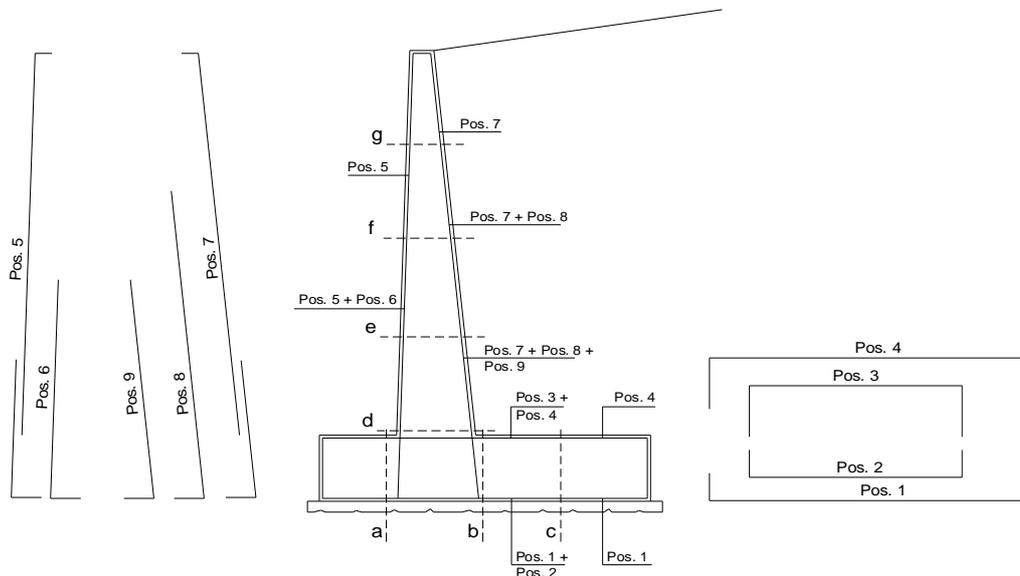
condizione sismica +

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	4.15	62.43	22.88	102.09	0.00	9.84	197.24	0.00	62.30	62.30
e-e	3.11	26.34	9.65	57.42	0.00	5.22	98.64	0.00	43.17	43.17
f-f	2.08	7.80	2.86	25.52	0.00	2.18	38.37	0.00	26.41	26.41
g-g	1.04	0.98	0.36	6.38	0.00	0.51	8.22	0.00	12.02	12.02

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	4.15	62.43	14.47	103.71	0.00	9.84	190.45	0.00	57.02	57.02
e-e	3.11	26.34	6.11	58.34	0.00	5.22	96.00	0.00	39.51	39.51
f-f	2.08	7.80	1.81	25.93	0.00	2.18	37.72	0.00	24.17	24.17
g-g	1.04	0.98	0.23	6.48	0.00	0.51	8.19	0.00	11.00	11.00

SCHEMA DELLE ARMATURE

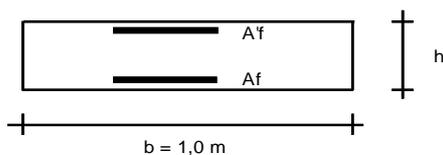


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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 Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56
b - b	-181.94	0.00	1.00	15.71	15.71	1.95	129.70
c - c	-68.00	0.00	1.00	15.71	15.71	0.73	48.48
d - d	198.82	59.66	0.75	15.71	15.71	3.50	176.68
e - e	103.05	41.34	0.66	15.71	15.71	2.24	103.50
f - f	41.90	25.29	0.58	15.71	15.71	1.17	47.78
g - g	9.50	11.51	0.49	15.71	15.71	0.36	11.77

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.46	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.32
b - b	-226.40	0.00	1.00	15.71	15.71	2.43	161.40
c - c	-78.73	0.00	1.00	15.71	15.71	0.84	56.12
d - d	197.24	57.02	0.75	15.71	15.71	3.47	175.92
e - e	98.64	39.51	0.66	15.71	15.71	2.15	99.08
f - f	38.37	24.17	0.58	15.71	15.71	1.07	43.45
g - g	8.22	11.00	0.49	15.71	15.71	0.31	9.89

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	117 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muri tipo M5 - fondazione indiretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.79	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.21	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	12.40

Dati Sismici

Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.50	(-)
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1.00	(-)
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.089	(-)
Coefficiente sismico verticale	kv	0.044	(-)
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO	
Coefficien ti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301	0.370	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.357	0.433	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.362	0.439	

11.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00	
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	40.00	52.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1		0.50	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	20.00		
	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		

11.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

11.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale pari a 40 kN/m² in statica e 20 kN/m² in sismica.

11.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	FOGLIO 119 di 177

11.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

11.3 Verifiche

11.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33		
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)

Es	=	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

$i_{I,II} = 5.00$ (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	122 di 177

11.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.04	3.17	1.40
Sismico	1.37	5.44	2.48

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	71.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	35.63
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	100.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	206.88
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	226.75
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	25.65
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	39.02
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	291.42
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	108.4
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	54.2

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	74.10
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m)	51.89
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	200.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	325.99
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	656.43
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	41.64
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	103.22
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	801.29
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	286.72
Sovr acc. Sism	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	143.36

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	18.31
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	9.15
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	25.79
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	12.90
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	24.28
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	9.14
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)	4.43
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4	(kN/m)	37.84

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	123 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$k\sqrt{P}m1*(B1+2/3*B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k\sqrt{P}m2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	3.28
MPs3 v=	$k\sqrt{P}m3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	2.30
MPs4 v=	$k\sqrt{P}m4*(B/2)$	(kN/m)	8.85
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	14.43

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	77.26
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	10.90
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	88.15

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k\sqrt{P}t1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	29.05
MPts2 v=	$k\sqrt{P}t2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k\sqrt{P}t3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	2.32
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	31.36

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4)^2*ka$	(kN/m)	121.78	149.64
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	29.08	35.73
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	80.78	129.04

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	117.63	146.15
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	28.09	34.90
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	78.03	126.03

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	31.52	32.12
Sqv perm=	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	7.53	7.67
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	20.91	27.70

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	
MSt1 =	$St*((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	262.70	326.40
MSt2 =	$St*B$	(kN/m)	126.07	128.49
MSq1 perm=	$Sqh perm*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	94.10	116.92
MSq2 perm=	$Sqv perm*B$	(kN/m)	30.11	30.68
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	261.39	422.21
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kN/m)	83.63	110.80

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm=	$mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	124 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	537.34	538.09
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	20.91	27.70
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	129.31	168.62

Risultante forze orizzontali (T)

T perm = Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	145.72	181.05
T acc = Sqh acc + f	(kN/m)	78.03	126.03

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm = ΣM	(kNm/m)	926.66	843.13
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-177.76	-311.41
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	108.96	61.32

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	121.78	149.64
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	28.74	32.96
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	34.42	41.76
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	47.81	58.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	117.63	146.15
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	27.77	32.20
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	33.25	40.79
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	46.18	56.65

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	31.52	32.12
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	7.44	7.08
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	8.91	8.96
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	12.37	12.45

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

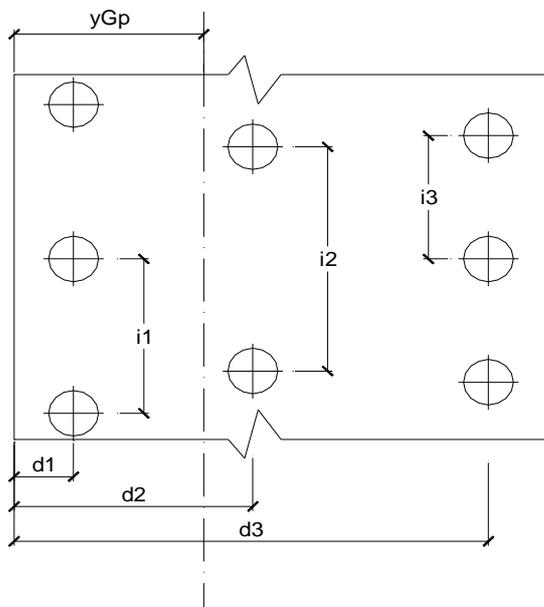
		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	262.70	326.40
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	93.01	107.86
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	126.07	128.49
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	29.76	28.31
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	266.08	326.40
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	85.13	85.66

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	125 di 177



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.00	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00	(m)	interasse pali (i2) =	0.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	3.20	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - M$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	Permanenti	233.05	366.81	181.05	126.03
		Accidentali	27.70	366.81		
statico	Nmax	Permanenti	233.05	275.92	181.05	126.03
		Accidentali	27.70	366.81		
sisma+	Nmin	Permanenti	580.96	633.06	319.88	
		Accidentali	635.16	598.10		
sisma-	Nmin	Permanenti	534.39	512.19	308.66	
		Accidentali	588.59	477.23		

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

NM02 00 R26CL RI000001 A 126 di 177

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	1278.81				79.08		368.50	
	Nmax	1357.02				339.08			
sisma+	Nmin	1330.21				64.09		383.86	
	Nmax	1360.29				164.09			
sisma-	Nmin	1153.46				129.08		370.39	
	Nmax	1183.54				229.08			

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]			[kNm/m]			[kN/m]	[kN/m]
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	20.91 129.31			219.58 108.96			78.03	
	freq.	537.34 10.45 64.65365734			148.02 109.79 54.48			145.72 39.01	
	quasi perm	0.00 0.00			0.00 0.00			0.00	
sisma+	Nmin	580.58			494.93			268.92	
	Nmax	580.58			351.58				
sisma-	Nmin	534.09			379.11			259.24	
	Nmax	588.29			344.16				

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara	244.67				-194.49		93.63	
	Nmin	792.83 122.33				496.79 -97.24		174.86 46.82	
	quasi perm	0.00				0.00		0.00	
statico	rara	264.13				46.21		93.63	
	Nmax	792.83 132.06				496.79 23.11		174.86 46.82	
	quasi perm	0.00				0.00		0.00	
sisma+	Nmin	1191.64				201.77		322.70	
	Nmax	1048.28				345.13			
sisma-	Nmin	1020.02				261.79		311.09	
	Nmax	1050.10				361.79			

11.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

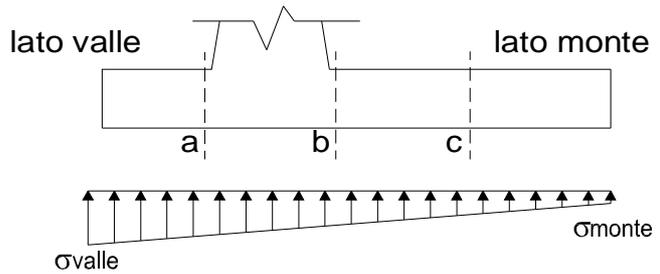
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	346.70	146.74	170.93	27.19
	502.70	76.54	181.12	106.14
sisma+	321.75	76.24	129.27	54.59
	373.75	52.84	132.67	80.91
sisma-	316.68	74.56	127.00	53.96
	368.68	51.16	130.39	80.28



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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	170.93	158.61	6.83	44.93
	181.12	174.69	7.38	48.87
sisma+	129.27	122.87	5.04	35.53
	132.67	128.23	5.23	36.15
sisma-	127.00	120.74	4.95	34.82
	130.39	126.10	5.13	35.44

Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvb	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvc	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)

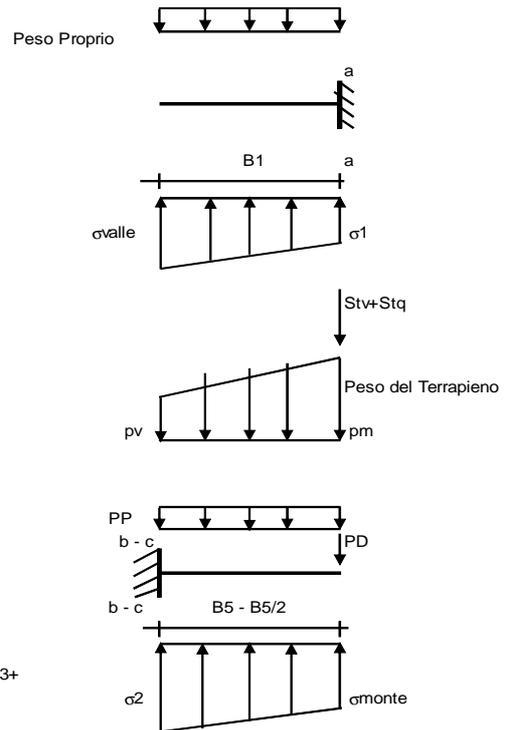
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	27.19	133.97	-205.69	-73.45	80.58	-91.48	-90.68
	106.14	161.84	-199.18	-90.58	133.99	-82.66	-82.64
sisma+	54.59	110.07	-131.36	-54.68	82.33	-55.17	-56.53
	80.91	119.36	-129.73	-60.80	100.13	-52.36	-54.06
sisma-	53.96	108.22	-129.36	-53.84	81.09	-54.39	-55.63
	80.28	117.51	-126.65	-59.13	98.89	-51.31	-52.75



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM02 00 R26CL RI000001 A 128 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	5.70	210.28	372.32	0.00	582.60	0.00	106.88	106.88
e-e	4.28	88.71	209.43	0.00	298.14	0.00	73.48	73.48
f-f	2.85	26.29	93.08	0.00	119.37	0.00	44.53	44.53
g-g	1.43	3.29	23.27	0.00	26.56	0.00	20.04	20.04

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.70	110.67	130.64	0.00	241.31
e-e	4.28	62.25	97.98	0.00	160.23
f-f	2.85	27.67	65.32	0.00	92.99
g-g	1.43	6.92	32.66	0.00	39.58

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	5.70	161.75	59.29	192.58	0.00	23.96	437.59	0.00	111.60	111.60
e-e	4.28	68.24	25.01	108.33	0.00	12.64	214.22	0.00	76.73	76.73
f-f	2.85	20.22	7.41	48.15	0.00	5.24	81.02	0.00	46.50	46.50
g-g	1.43	2.53	0.93	12.04	0.00	1.22	16.71	0.00	20.93	20.93

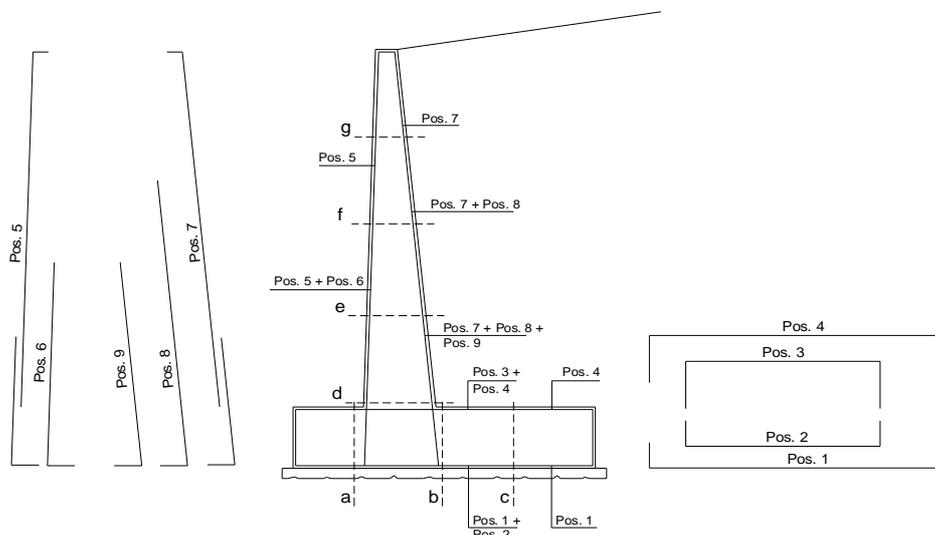
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.70	85.13	20.80	67.57	0.00	9.46	182.97
e-e	4.28	47.89	11.70	50.68	0.00	6.50	116.77
f-f	2.85	21.28	5.20	33.79	0.00	3.94	64.21
g-g	1.43	5.32	1.30	16.89	0.00	1.77	25.29

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	5.70	161.75	37.50	195.65	0.00	23.96	418.86	0.00	102.15	102.15
e-e	4.28	68.24	15.82	110.05	0.00	12.64	206.75	0.00	70.23	70.23
f-f	2.85	20.22	4.69	48.91	0.00	5.24	79.06	0.00	42.56	42.56
g-g	1.43	2.53	0.59	12.23	0.00	1.22	16.56	0.00	19.15	19.15

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	5.70	85.13	13.16	68.65	0.00	9.46	176.40
e-e	4.28	47.89	7.40	51.49	0.00	6.50	113.28
f-f	2.85	21.28	3.29	34.32	0.00	3.94	62.84
g-g	1.43	5.32	0.82	17.16	0.00	1.77	25.08

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

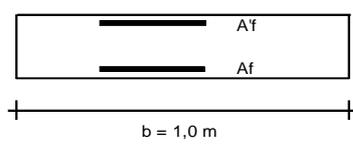
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	129 di 177

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0			6	0.0		
3	0.0		☐	7	5.0	20	☐
4	5.0	20		8	0.0		☐
				9	0.0		☐

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	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	-8.15	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	69.69
b - b	-446.51	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	1.27
c - c	-160.11	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	3.55
d - d	582.60	106.88	1.00	15.71	15.71	615.91	1.06
e - e	298.14	73.48	0.88	15.71	15.71	519.43	1.74
f - f	119.37	44.53	0.75	15.71	15.71	428.57	3.59
g - g	26.56	20.04	0.63	15.71	15.71	342.49	12.90

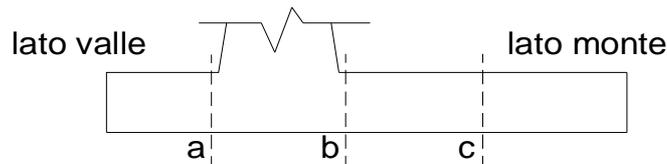
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	20.62	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	340.03	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Sezione verificata
c - c	178.34	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	241.31	1.00	308.16	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
e - e	160.23	0.88	273.60	10	20	20	21.8	1426.20	Armatura a taglio non necessaria
f - f	92.99	0.75	239.09	10	20	20	21.8	1210.11	Armatura a taglio non necessaria
g - g	39.58	0.63	210.89	10	20	20	21.8	994.02	Armatura a taglio non necessaria

11.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

11.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECIT.



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

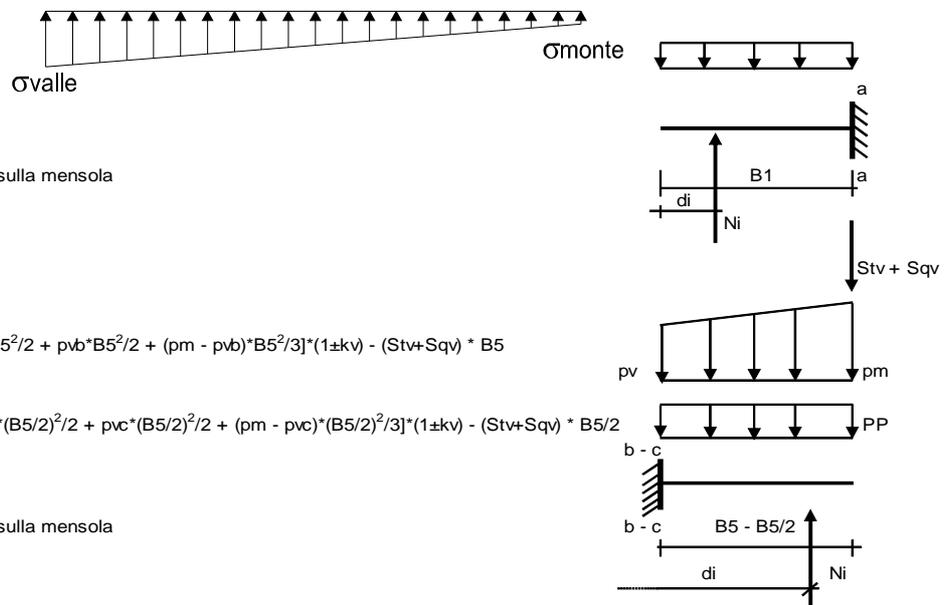
$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B5/2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5/2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5/2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5/2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	117.00	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	117.00	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	117.00	(kN/m ²)

caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-7.80	-244.53	-102.16
Q.P.	-7.80	-187.40	-89.81



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

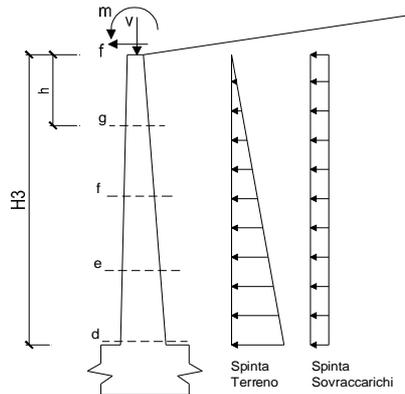
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



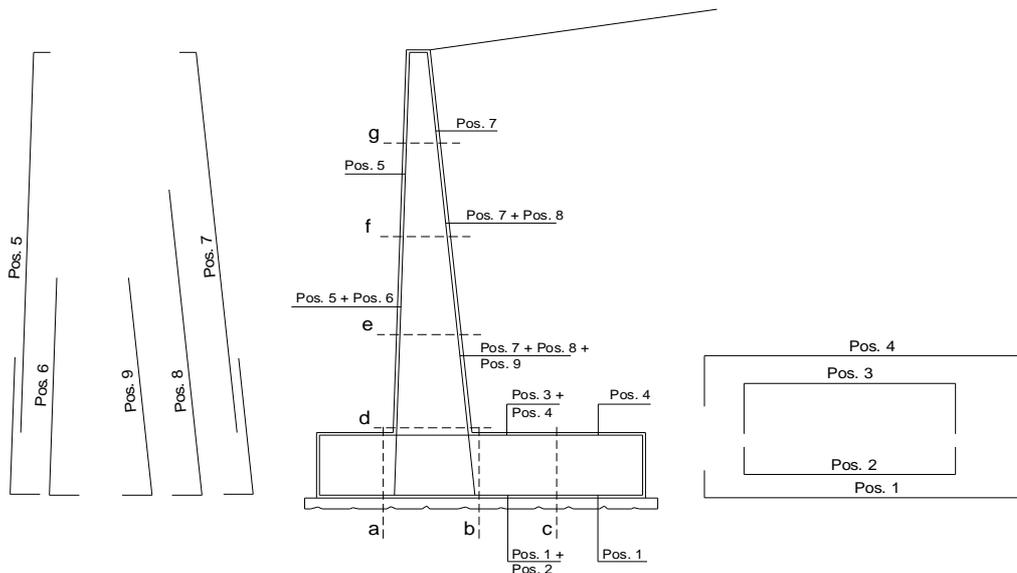
condizione Frequente

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	5.70	161.75	162.70	0.00	324.46	0.00	106.88	106.88
e-e	4.28	68.24	91.52	0.00	159.76	0.00	73.48	73.48
f-f	2.85	20.22	40.68	0.00	60.89	0.00	44.53	44.53
g-g	1.43	2.53	10.17	0.00	12.70	0.00	20.04	20.04

condizione Quasi Permanente

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	5.70	161.75	68.11	0.00	229.86	0.00	106.88	106.88
e-e	4.28	68.24	38.31	0.00	106.55	0.00	73.48	73.48
f-f	2.85	20.22	17.03	0.00	37.25	0.00	44.53	44.53
g-g	1.43	2.53	4.26	0.00	6.78	0.00	20.04	20.04

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

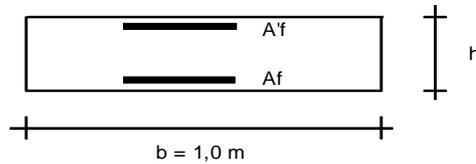
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	132 di 177

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.400
b - b	-244.53	0.00	1.00	15.71	15.71	2.62	174.33	0.202	0.400
c - c	-102.16	0.00	1.00	15.71	15.71	1.10	72.83	0.085	0.400
d - d	324.46	106.88	1.00	15.71	15.71	3.56	199.74	0.232	0.400
e - e	159.76	73.48	0.88	15.71	15.71	2.19	110.12	0.128	0.400
f - f	60.89	44.53	0.75	15.71	15.71	1.09	46.50	0.054	0.400
g - g	12.70	20.04	0.63	15.71	15.71	0.31	9.49	0.011	0.400

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

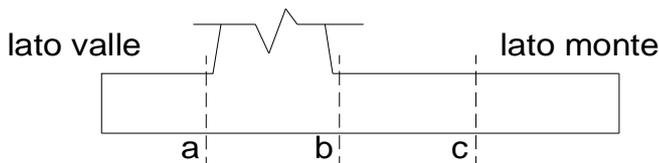
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.300
b - b	-187.40	0.00	1.00	15.71	15.71	2.01	133.60	0.155	0.300
c - c	-89.81	0.00	1.00	15.71	15.71	0.96	64.02	0.074	0.300
d - d	229.86	106.88	1.00	15.71	15.71	2.54	132.52	0.154	0.300
e - e	106.55	73.48	0.88	15.71	15.71	1.47	66.45	0.077	0.300
f - f	37.25	44.53	0.75	15.71	15.71	0.67	23.64	0.027	0.300
g - g	6.78	20.04	0.63	15.71	15.71	0.16	2.84	0.003	0.300

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

11.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZI



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP$$

Σ estesa a tutti i pali prese

Mensola Lato Monte

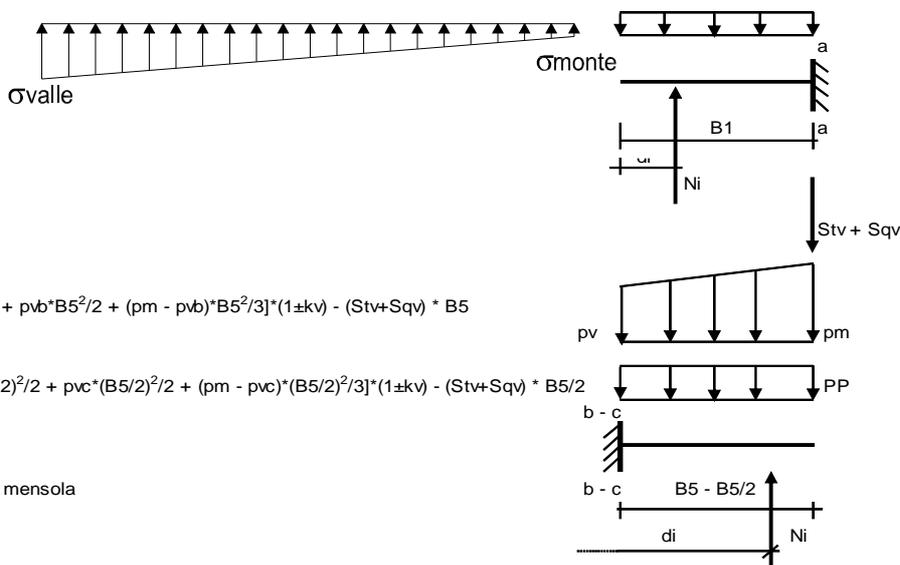
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	117.00	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	117.00	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	117.00	(kN/m ²)

caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico rara	-7.80	-301.66	-114.52
sisma+	-8.15	-376.95	-131.51
sisma-	-7.46	-305.22	-113.45



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	134 di 177

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

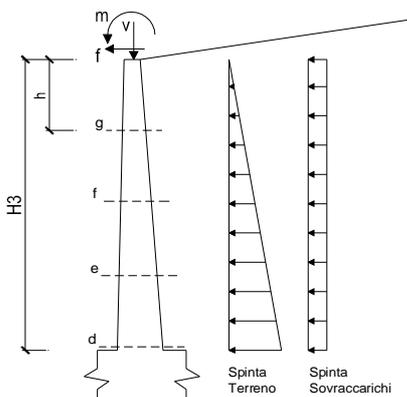
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con :})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	5.70	161.75	257.29	0.00	419.05	0.00	106.88	106.88
e-e	4.28	68.24	144.73	0.00	212.97	0.00	73.48	73.48
f-f	2.85	20.22	64.32	0.00	84.54	0.00	44.53	44.53
g-g	1.43	2.53	16.08	0.00	18.61	0.00	20.04	20.04

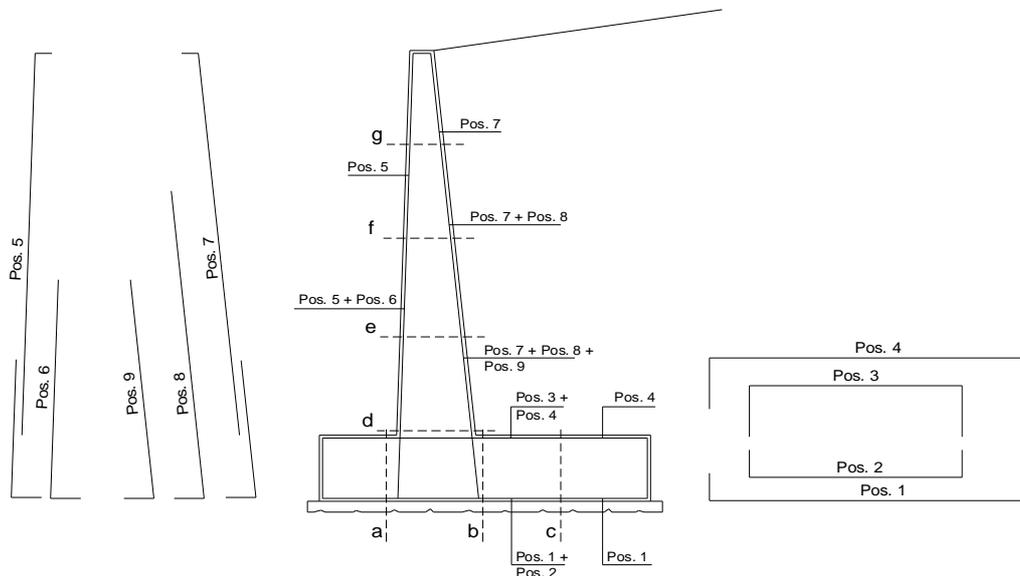
condizione sismica +

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	5.70	161.75	59.29	192.58	0.00	23.96	437.59	0.00	111.60	111.60
e-e	4.28	68.24	25.01	108.33	0.00	12.64	214.22	0.00	76.73	76.73
f-f	2.85	20.22	7.41	48.15	0.00	5.24	81.02	0.00	46.50	46.50
g-g	1.43	2.53	0.93	12.04	0.00	1.22	16.71	0.00	20.93	20.93

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	5.70	161.75	37.50	195.65	0.00	23.96	418.86	0.00	102.15	102.15
e-e	4.28	68.24	15.82	110.05	0.00	12.64	206.75	0.00	70.23	70.23
f-f	2.85	20.22	4.69	48.91	0.00	5.24	79.06	0.00	42.56	42.56
g-g	1.43	2.53	0.59	12.23	0.00	1.22	16.56	0.00	19.15	19.15

SCHEMA DELLE ARMATURE

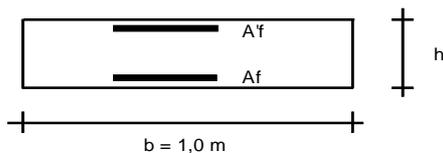


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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 Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56
b - b	-301.66	0.00	1.00	15.71	15.71	3.24	215.05
c - c	-114.52	0.00	1.00	15.71	15.71	1.23	81.64
d - d	419.05	106.88	1.00	15.71	15.71	4.59	267.07
e - e	212.97	73.48	0.88	15.71	15.71	2.91	153.90
f - f	84.54	44.53	0.75	15.71	15.71	1.50	69.52
g - g	18.61	20.04	0.63	15.71	15.71	0.46	16.47

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.46	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.32
b - b	-376.95	0.00	1.00	15.71	15.71	4.05	268.73
c - c	-131.51	0.00	1.00	15.71	15.71	1.41	93.75
d - d	437.59	102.15	1.00	15.71	15.71	4.78	281.67
e - e	214.22	70.23	0.88	15.71	15.71	2.93	155.88
f - f	81.02	42.56	0.75	15.71	15.71	1.44	66.66
g - g	16.71	19.15	0.63	15.71	15.71	0.41	14.46

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	137 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muro tipo M6 - fondazione diretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.20	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici		valori di progetto	
						STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00		12.40	12.40
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10.00		8.00	8.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00		18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00		18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	25000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.50	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.016	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.008	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301		0.370		0.370
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.311		0.381		0.381
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		2.444		2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.972		2.419		2.419
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.972		2.419		2.419

12.1 Analisi dei carichi

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> 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
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20.00	26.00	30.00
	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
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1		0.50	condizione quasi permanente ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	10.00		
	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		

12.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

12.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione non consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale ridotto pari a 20 kN/m² in statica e 10 kN/m² in sismica.

12.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	FOGLIO 139 di 177

12.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

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

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

12.3 Verifiche

12.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0.19%	

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c	15	Mpa
σ_i	360	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

combinazione quasi permanente

σ_c	11.25	Mpa
σ_i	360	Mpa

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Interfero tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$ (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	142 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

12.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.17	2.56	1.46
Sismico	1.31	3.63	1.91

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	56.25	50.63
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	11.25	10.13
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	61.25	55.13
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	128.75	115.88
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	202.50	182.25
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	8.10	7.29
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	38.88	42.77
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	249.48	232.31
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	54	70.2
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	27	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	30.94	27.84
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	9.75	8.78
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	107.19	96.47
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	147.88	133.09
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	455.63	410.06
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	7.56	6.80
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	83.59	91.95
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	546.78	508.82
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	116.1	150.93
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	58.05	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm * kh	(kN/m)		2.05
Ps v =	Pm * kv	(kN/m)		1.03
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	Pt * kh	(kN/m)		3.97
Ptsv =	Pt * kv	(kN/m)		1.99
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	kh * Pm1 * (H2+H3/3)	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	kh * Pm2 * (H2 + H3/2)	(kNm/m)		2.64
MPs3 h =	kh * Pm3 * (H2+H3/3)	(kNm/m)		0.39
MPs4 h =	kh * Pm4 * (H2/2)	(kNm/m)		0.34
MPs5 h =	-kh * Pm5 * (Hd/2)	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		3.38

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	143 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.25
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.08
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.85
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	1.18

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	9.52
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.48
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	9.99

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	3.63
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.07
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	3.70

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	73.35	90.14	99.15
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	22.57	27.73	30.51
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	31.35	50.08	57.78

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70.85	88.04	96.84
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	21.80	27.09	29.80
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.28	48.91	56.43

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.99	19.35	21.28
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.84	5.95	6.55
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.11	10.75	12.40

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	122.81	152.60	167.86
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	66.45	67.72	74.49
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	56.68	70.43	77.47
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	78.73	127.16	146.73
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	20.45	20.84	22.92
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	28.40	37.62	43.41
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	414.28	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	164.03	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.46	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T **1.17** > **1**

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	144 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	641.91	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	251.23	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2.56	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr acc)$	414.28	414.28	484.48	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	164.03	164.03		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	470.65	621.58		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	254.35	226.27		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kPa)
$\phi_1' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	36.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.61	0.47	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.27	2.57	(m)

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

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

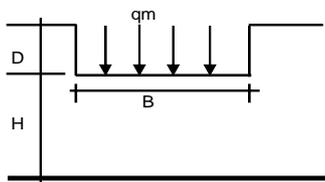
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.41	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.34	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.26	0.27	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	265.54	292.27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.46	>	1
		Nmax	1.55	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	407.11	(kN/m)
M	135.56	(kNm/m)
e=M/N	0.33	(m)
B*	2.83	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	2.00	(m)
D/B* =	0.71	(m)
Hs/B* =	2.47	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 146.18 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.930 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.76 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 11.67 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 * \gamma * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka \quad (\text{kN/m})$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 * \gamma * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat} \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ \quad (\text{kN/m})$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat	73.35	90.14	90.14
Sst1 sism	2.93	3.35	3.35
Ssq1 perm	23.29	28.54	28.54
Ssq1 acc	16.17	19.82	19.82
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	70.85	88.04	88.04
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	2.83	3.27	3.27
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	22.49	27.87	27.87
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	15.62	19.36	19.36
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	18.99	19.35	19.35
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	0.76	0.72	0.72
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	6.03	6.13	6.13
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	4.19	4.25	4.25
- Spinta passiva sul dente			
Sp = 1/2 * γ1 * (1+kv) Hd ² * kps ⁺ + (2 * c1 * kps ^{+0.5} + γ1 * (1+kv) kps ⁺ * H2) * Hd	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSsq2 = Ssq1v * B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSp = \gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^+ + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2 \quad (\text{kNm/m})$$

SLE	STR/GEO	EQU
122.81	152.60	152.60
4.91	5.67	5.67
66.45	67.72	67.72
2.65	2.52	2.52
99.09	122.79	122.79
35.74	36.33	36.33
0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + ms \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = (ip + fs) * (H3 + H2) \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = (vp + vs) * (B1 + B2 + B3/2) \quad (\text{kNm/m})$$

0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	146 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	411.69	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	144.56	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.46	(-)		
F_s = (N*f + Sp) / T	1.32	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	694.65	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	182.99	(kNm/m)		
Fr = Ms / Mr	3.80	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max} *	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	411.69	411.69	438.69	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	144.56			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	511.67		569.72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	208.79		197.99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	8.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	36.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.51	0.45	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.49	2.60	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	316.42	334.88	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	N _{min}	1.91	>	1
		N _{max}	1.98	>	

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	147 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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)	73.35	90.14	90.14
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.76	1.91	1.91
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	23.30	28.55	28.55
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	16.18	19.83	19.83

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70.85	88.04	88.04
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.70	1.87	1.87
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22.50	27.89	27.89
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.63	19.36	19.36

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.99	19.35	19.35
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.46	0.41	0.41
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.03	6.13	6.13
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.19	4.26	4.26

- 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 = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	122.81	152.60	152.60
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	2.95	3.24	3.24
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	66.45	67.72	67.72
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1.60	1.44	1.44
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	99.14	122.85	122.85
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	35.76	36.35	36.35
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 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		405.36	(kN/m)	

Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		143.18	(kN/m)	

Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$		0.46	(-)	

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.31} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		694.65	(kNm/m)	

Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mpts$		191.43	(kNm/m)	

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{3.63} \quad > \quad \mathbf{1}$$

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	148 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		405.36	432.36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		143.18		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		503.22	561.27	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		206.16	195.36	(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.	8.00		(kN/mq)
$\phi I'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2^2$	sovraccarico stabilizzante	36.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.51	0.45	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.48	2.60	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	314.76	333.52	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.93	>	1
		Nmax	2.00	>	

12.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

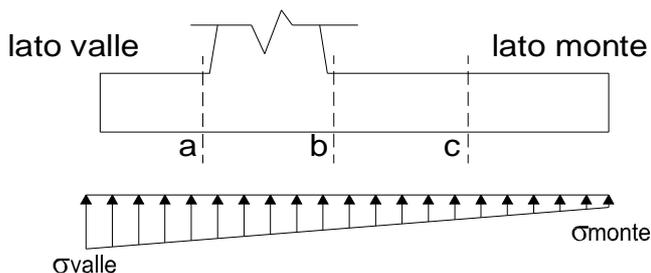
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	434.34	236.24	239.81	8.39
	515.34	203.84	247.08	47.40
sisma+	411.29	155.57	193.71	41.31
	438.29	144.77	196.13	54.32
sisma-	404.78	153.07	190.63	40.68
	431.78	142.27	193.05	53.68



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (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	239.81	219.97	9.71	63.72
	247.08	229.96	10.07	66.31
sisma+	193.71	180.65	7.73	55.43
	196.13	183.98	7.86	55.98
sisma-	190.63	177.77	7.60	54.47
	193.05	181.10	7.72	55.01

Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	99.72	129.72	109.72	(kN/m ²)
pvb	99.72	129.72	109.72	(kN/m ²)
pvc	99.72	129.72	109.72	(kN/m ²)

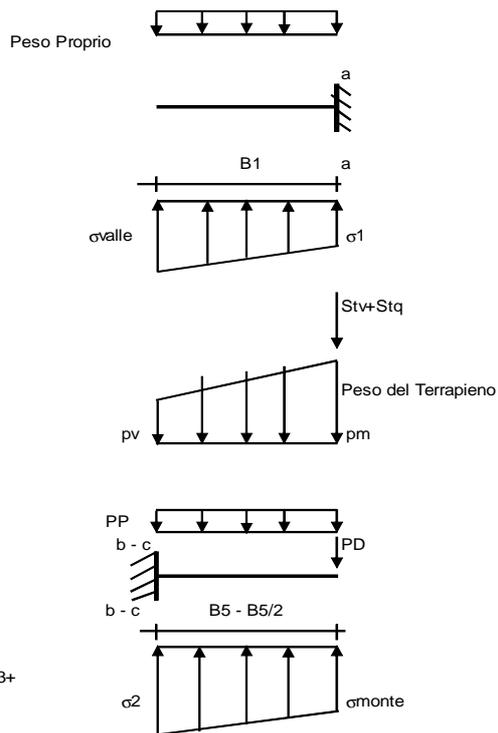
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	8.39	173.69	-279.03	-109.90	91.04	-119.06	-128.83
	47.40	190.03	-274.48	-115.71	118.71	-114.97	-124.65
sisma+	41.31	150.17	-201.62	-85.99	95.74	-83.30	-91.99
	54.32	155.62	-200.36	-88.12	104.97	-82.00	-90.69
sisma-	40.68	147.78	-198.85	-84.80	94.23	-82.20	-90.70
	53.68	153.23	-197.09	-86.53	103.46	-80.77	-89.20



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

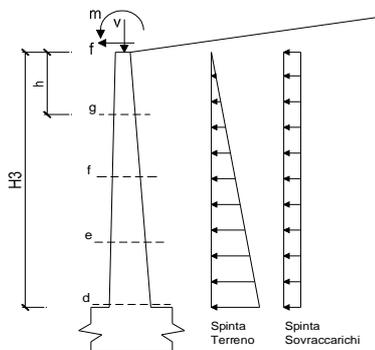
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

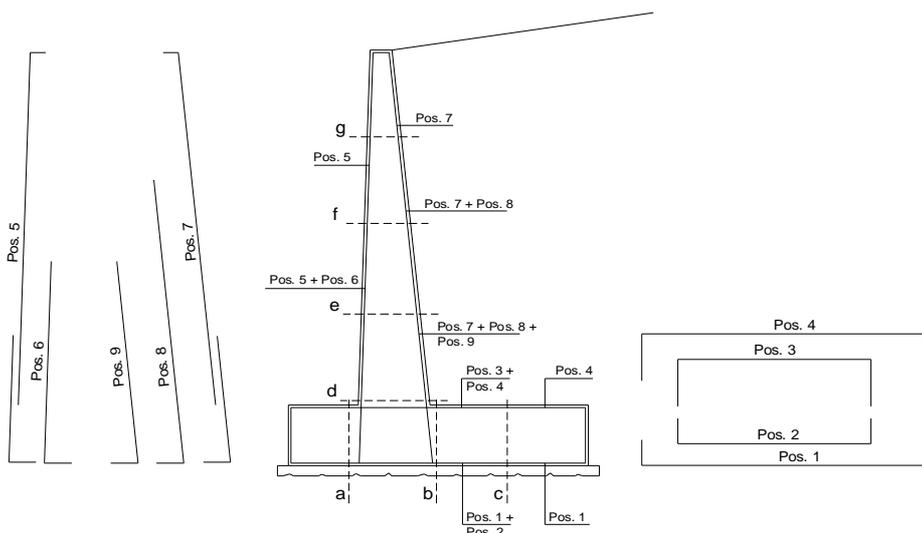


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	4.50	103.47	143.62	0.00	247.09	0.00	67.50	67.50
e-e	3.38	43.65	80.79	0.00	124.44	0.00	48.52	48.52
f-f	2.25	12.93	35.90	0.00	48.84	0.00	30.94	30.94
g-g	1.13	1.62	8.98	0.00	10.59	0.00	14.77	14.77

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	68.98	63.83	0.00	132.81
e-e	3.38	38.80	47.87	0.00	86.67
f-f	2.25	17.24	31.92	0.00	49.16
g-g	1.13	4.31	15.96	0.00	20.27

SCHEMA DELLE ARMATURE



12.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

12.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

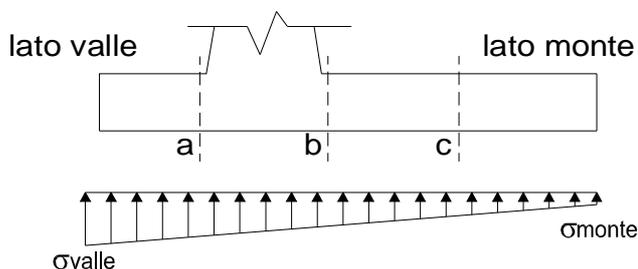
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	407.11	135.56	182.72	49.92
	434.11	124.76	185.14	62.92
Q.P.	403.06	103.30	165.75	64.56
	403.06	103.30	165.75	64.56

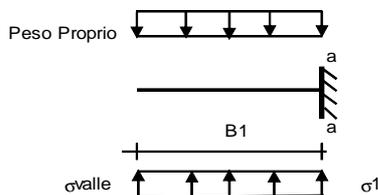


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 17.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	182.72	171.33	7.26
	185.14	174.66	7.39
Q.P.	165.75	157.08	6.54
	165.75	157.08	6.54



Mensola Lato Monte

$$PP = 17.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

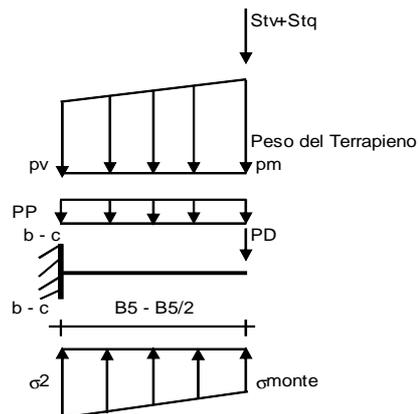
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	95.40	110.40	95.40	95.40	(kN/m ²)
pvb	95.40	110.40	95.40	95.40	(kN/m ²)
pvc	95.40	110.40	95.40	95.40	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	49.92	144.77	-175.28	97.35	-75.49
	62.92	150.22	-189.39	106.57	-78.04
Q.P.	64.56	136.84	-137.83	100.70	-59.38
	64.56	136.84	-137.83	100.70	-59.38



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

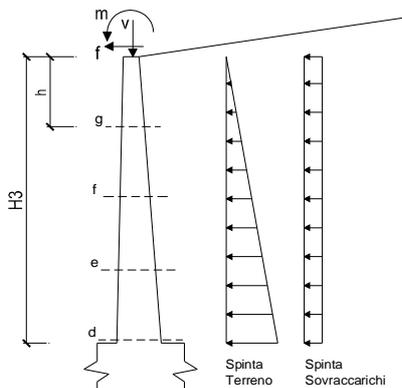
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



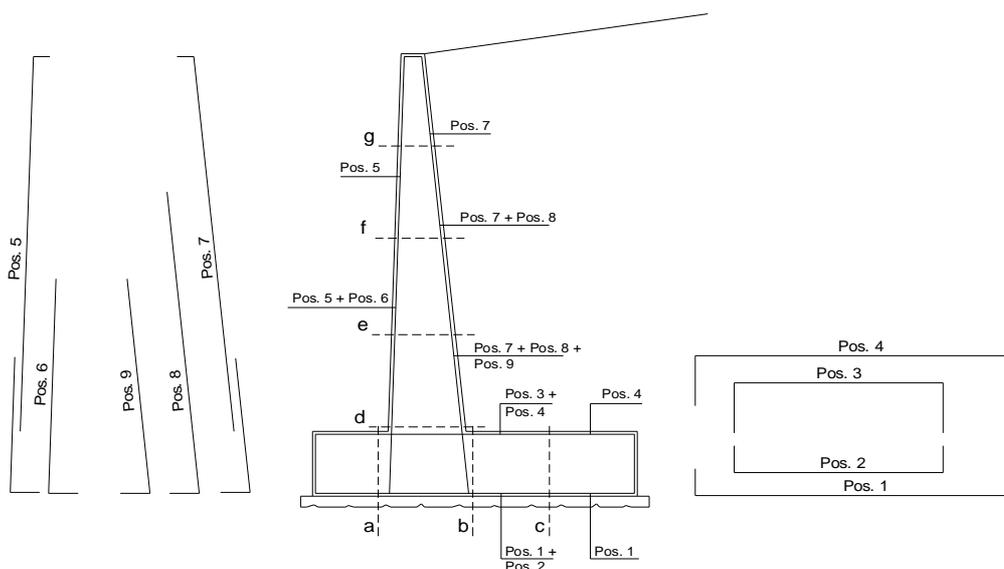
condizione Frequente

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	4.50	79.59	86.67	0.00	166.26	0.00	67.50	67.50
e-e	3.38	33.58	48.75	0.00	82.33	0.00	48.52	48.52
f-f	2.25	9.95	21.67	0.00	31.62	0.00	30.94	30.94
g-g	1.13	1.24	5.42	0.00	6.66	0.00	14.77	14.77

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	4.50	79.59	42.45	0.00	122.04	0.00	67.50	67.50
e-e	3.38	33.58	23.88	0.00	57.46	0.00	48.52	48.52
f-f	2.25	9.95	10.61	0.00	20.56	0.00	30.94	30.94
g-g	1.13	1.24	2.65	0.00	3.90	0.00	14.77	14.77

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	154 di 177

ARMATURE

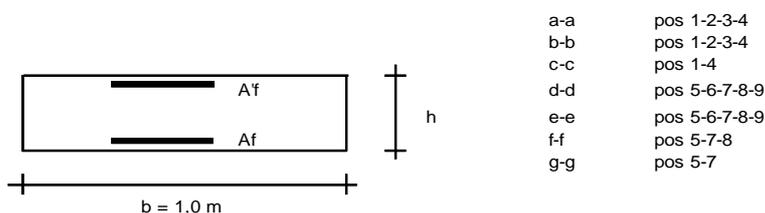
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "II strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

b = 1,0 m

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	7.39	0.00	0.70	15.71	15.71	0.14	7.80	0.009	0.400
b - b	-189.39	0.00	0.70	15.71	15.71	3.68	200.09	0.232	0.400
c - c	-78.04	0.00	0.70	15.71	15.71	1.52	82.44	0.096	0.400
d - d	166.26	67.50	0.70	15.71	15.71	3.30	155.55	0.181	0.400
e - e	82.33	48.52	0.65	15.71	15.71	1.86	80.14	0.093	0.400
f - f	31.62	30.94	0.60	15.71	15.71	0.83	30.65	0.036	0.400
g - g	6.66	14.77	0.55	15.71	15.71	0.20	5.07	0.006	0.400

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

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	6.54	0.00	0.70	15.71	15.71	0.13	6.91	0.008	0.300
b - b	-137.83	0.00	0.70	15.71	15.71	2.68	145.61	0.169	0.300
c - c	-59.38	0.00	0.70	15.71	15.71	1.15	62.74	0.073	0.300
d - d	122.04	67.50	0.70	15.71	15.71	2.44	108.94	0.127	0.300
e - e	57.46	48.52	0.65	15.71	15.71	1.31	51.70	0.060	0.300
f - f	20.56	30.94	0.60	15.71	15.71	0.54	16.92	0.020	0.300
g - g	3.90	14.77	0.55	15.71	15.71	0.12	1.60	0.002	0.300

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

12.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Rara	411.17	182.02	206.63	28.32
	465.17	160.42	211.48	54.33

Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 17.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Rara	206.63	191.35	8.28
	211.48	198.01	8.53

Mensola Lato Monte

$$PP = 17.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

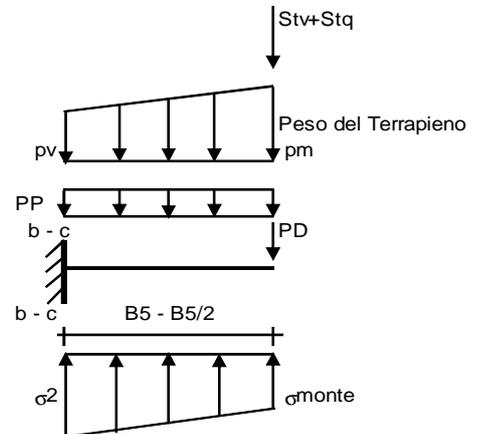
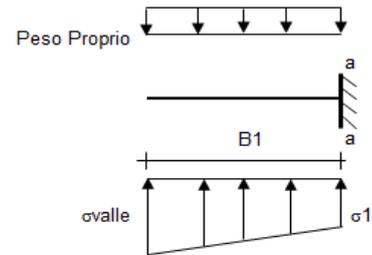
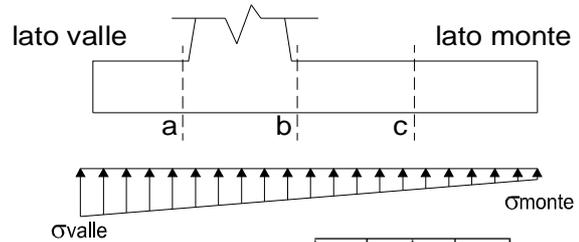
$$N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}}$$

pm	95.40	115.40	105.40	(kN/m ²)
pvb	95.40	115.40	105.40	(kN/m ²)
pvc	95.40	115.40	105.40	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
Rara	28.32	155.69	-213.98	92.00	-90.67
	54.33	166.58	-210.95	110.46	-87.94



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

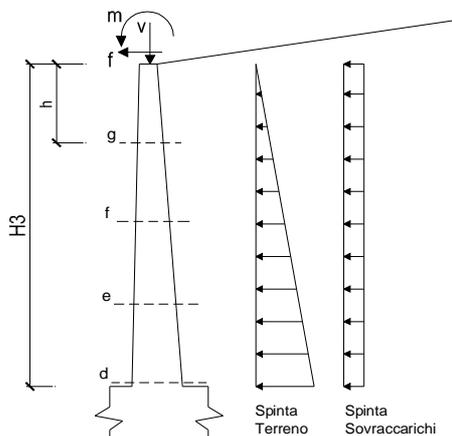
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

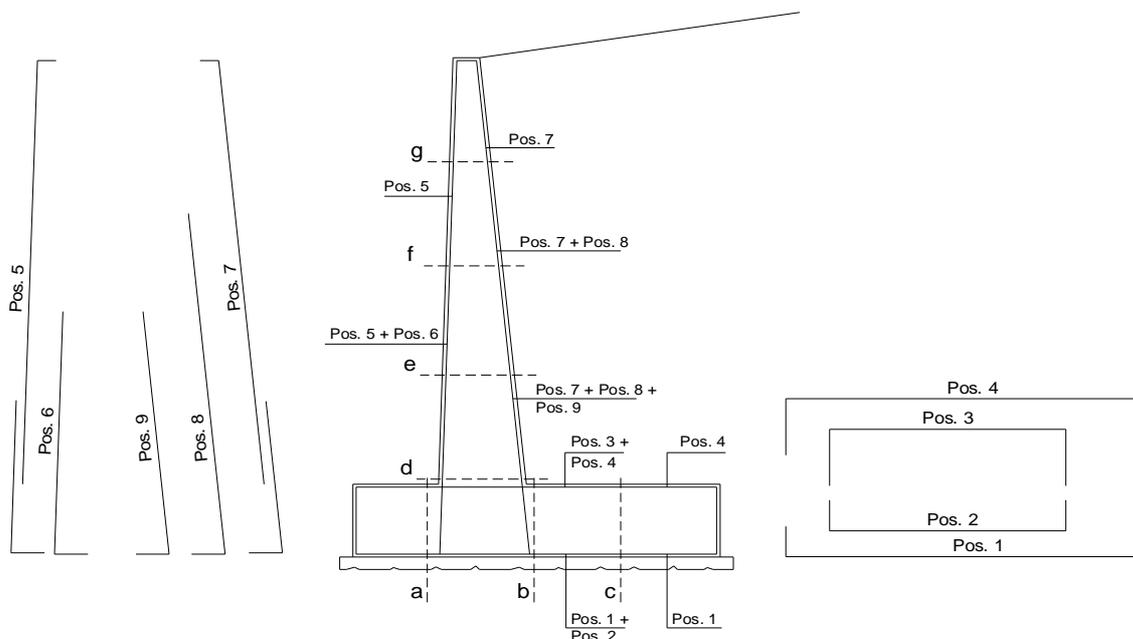
$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	4.50	79.59	101.41	0.00	181.00	0.00	67.50	67.50
e-e	3.38	33.58	57.04	0.00	90.62	0.00	48.52	48.52
f-f	2.25	9.95	25.35	0.00	35.30	0.00	30.94	30.94
g-g	1.13	1.24	6.34	0.00	7.58	0.00	14.77	14.77

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	157 di 177

ARMATURE

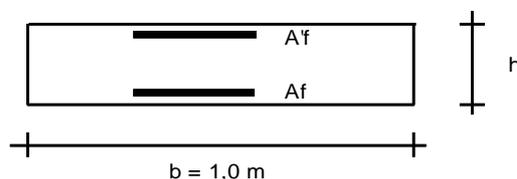
pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	20	┌┐	6	0.0	20	┌┐
3	0.0	20	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	20	┌┐

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "Il strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato affiancato a quello principale.

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

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	8.53	0.00	0.70	15.71	15.71	0.17	9.01
b - b	-213.98	0.00	0.70	15.71	15.71	4.16	226.06
c - c	-90.67	0.00	0.70	15.71	15.71	1.76	95.79
d - d	181.00	67.50	0.70	15.71	15.71	3.59	171.10
e - e	90.62	48.52	0.65	15.71	15.71	2.05	89.65
f - f	35.30	30.94	0.60	15.71	15.71	0.92	35.26
g - g	7.58	14.77	0.55	15.71	15.71	0.23	6.30

Combinazione Quasi Oermanente.

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	6.54	0.00	0.70	15.71	15.71	0.13	6.91
b - b	-137.83	0.00	0.70	15.71	15.71	2.68	145.61
c - c	-59.38	0.00	0.70	15.71	15.71	1.15	62.74
d - d	122.04	67.50	0.70	15.71	15.71	2.44	108.94
e - e	57.46	48.52	0.65	15.71	15.71	1.31	51.70
f - f	20.56	30.94	0.60	15.71	15.71	0.54	16.92
g - g	3.90	14.77	0.55	15.71	15.71	0.12	1.60

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	159 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

OPERA Muri tipo M7 - fondazione indiretta

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5.40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.79	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.21	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	15.00	12.40

Dati Sismici

Accelerazione sismica	a_g/g	0.059	(-)
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.50	(-)
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.00	(-)
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1.00	(-)
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.089	(-)
Coefficiente sismico verticale	kv	0.044	(-)
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no		

		SLE		STR/GEO	
Coefficien ti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.301	0.370	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.357	0.433	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.362	0.439	

13.1 Analisi dei carichi

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	14.40	14.40	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00	
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	40.00	52.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1		0.50	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	20.00		
	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		

13.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono gli parametri geotecnici del terreno di fondazione, in quanto trattasi di rilevato realizzato con terreno rimaneggiato e non di nuovo rilevato ferroviario:

Nel caso in esame inoltre si considerano i carichi permanenti a monte dell'opera di sostegno dovuti al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione, computando un peso di volume di 18 kN/m³ per un'altezza media da P.F. di 0.80 m.

13.1.2 Sovraccarico accidentale

Poiché l'asse del binario ha una distanza dal muro in esame tale che la diffusione del carico ferroviario interessa una porzione consistente del paramento verticale del muro, cautelativamente si adotta un sovraccarico accidentale pari a 40 kN/m² in statica e 20 kN/m² in sismica.

13.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al §5.

	INTERVENTI UPGRADING DELLA RETE VIAGGIATORI - MI NUOVO PRG DELLA STAZIONE DI MILANO LAMBRATE					
Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati Relazione tecnica e di calcolo preliminare	COMMESSA NM02	LOTTO 00	CODIFICA R26CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	FOGLIO 161 di 177

13.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

13.3 Verifiche

13.3.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33		
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	15	Mpa
σ_t	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0.4	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)

Es	=	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

$i_{I,II} = 5.00$ (cm)

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Si fa presente che, nonostante la fondazione sia realizzata con calcestruzzo C25/30 ed il paramento verticale con calcestruzzo C28/35, l'intera struttura è stata verificata a favore di sicurezza con un calcestruzzo C25/30.

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	164 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

13.3.2 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.04	3.17	1.40
Sismico	1.37	5.44	2.48

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	67.50	67.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	33.75	33.75
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	100.00	100.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	201.25	201.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	214.81	214.81
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	24.30	24.30
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	39.02	39.02
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	278.14	278.14
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	108.4	140.92
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	54.2	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	70.20	70.20
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m)	49.16	49.16
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	200.00	200.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	319.36	319.36
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	621.88	621.88
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	39.45	39.45
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	103.22	103.22
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	764.55	764.55
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	286.72	372.73
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	143.36	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		17.81
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8.91
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		24.62
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		12.31
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)		22.10
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)		8.36
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)		4.43
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4	(kN/m)		34.89

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	165 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

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

MPs1 v=	$k\sqrt{P}m1*(B1+2/3*B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k\sqrt{P}m2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	3.11
MPs3 v=	$k\sqrt{P}m3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	2.18
MPs4 v=	$k\sqrt{P}m4*(B/2)$	(kN/m)	8.85
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	14.13

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	70.34
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	9.89
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	80.23

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k\sqrt{P}t1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	27.52
MPts2 v=	$k\sqrt{P}t2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k\sqrt{P}t3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	2.19
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	29.71

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4)^2*ka$	(kN/m)	111.11	136.54
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	27.78	34.13
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4)*ka$	(kN/m)	77.16	123.26

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	107.33	133.36
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	26.83	33.34
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	74.53	120.39

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	28.76	29.31
Sqv perm=	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	7.19	7.33
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	19.97	26.46

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	
MS1 =	$St*((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	228.97	284.49
MS2 =	$St*B$	(kN/m)	115.03	117.24
MSq1 perm=	$Sqh perm*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	85.86	106.68
MSq2 perm=	$Sqv perm*B$	(kN/m)	28.76	29.31
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	238.51	385.25
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kN/m)	79.88	105.84

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm=	$mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	166 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	515.33	516.02
N acc min = v + Sqv acc	(kN/m)	19.97	26.46
N acc max = v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	128.37	167.38

Risultante forze orizzontali (T)

T perm = Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	134.16	166.70
T acc = Sqh acc + f	(kN/m)	74.53	120.39

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm = ΣM	(kNm/m)	912.87	839.28
MM acc (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-158.62	-279.41
MM acc (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	128.10	93.32

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	111.11	136.54
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+$ - Sst1 stat	(kN/m)	26.23	30.08
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	32.88	39.89
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	45.67	55.40

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	107.33	133.36
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	25.33	29.38
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	31.76	38.96
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	44.11	54.11

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	28.76	29.31
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	6.79	6.46
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	8.51	8.56
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	11.82	11.89

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

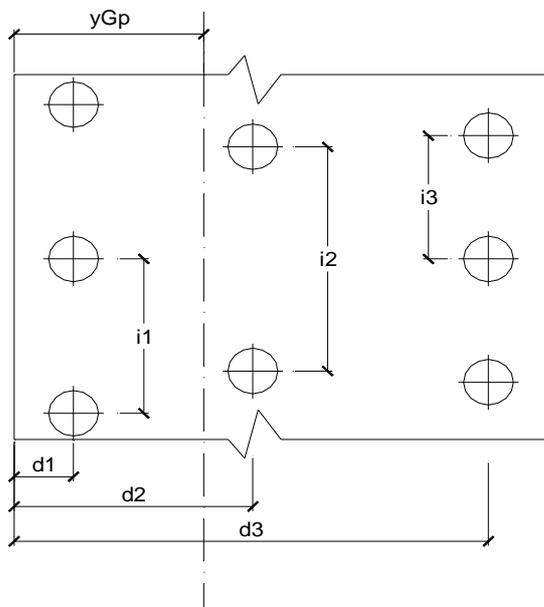
		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	228.97	284.49
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	81.07	94.01
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	115.03	117.24
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	27.15	25.83
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	242.79	297.82
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	81.32	81.82

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

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	167 di 177



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.00	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00	(m)	interasse pali (i2) =	0.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	3.20	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - M$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	Permanenti	192.77	332.33	166.70	120.39
		Accidentali	26.46	241.44		
sisma+	Nmin	556.82	552.45	298.23		
	Nmax	611.02	517.49			
sisma-	Nmin	512.16	439.50	288.05		
	Nmax	566.36	404.54			

Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

NM02 00 R26CL RI000001 A 168 di 177

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	1176.08				125.88		344.50	
	Nmax	1254.29				385.88			
sisma+	Nmin	1220.64				115.73		357.88	
	Nmax	1250.72				215.73			
sisma-	Nmin	1054.09				175.09		345.66	
	Nmax	1084.17				275.09			

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]			[kNm/m]			[kN/m]	[kN/m]
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara		19.97	128.37		198.56	128.10		74.53
	freq.	515.33	9.99	64.18558313	117.80	99.28	64.05	134.16	37.27
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	556.48			429.64			250.96	
	Nmax	556.48			286.28				
sisma-	Nmin	511.88			320.95			242.15	
	Nmax	566.08			286.00				

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara		222.53				-174.60		89.44
	freq.	736.20	111.26			500.60	-87.30	160.99	44.72
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
statico	rara		282.14				25.95		89.44
	freq.	736.20	141.07			500.60	12.97	160.99	44.72
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
sisma+	Nmin	1097.41				238.13		301.15	
	Nmax	954.05				381.49			
sisma-	Nmin	935.21				293.30		290.58	
	Nmax	965.29				393.30			

13.3.3 Verifiche strutturali S.L.U.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

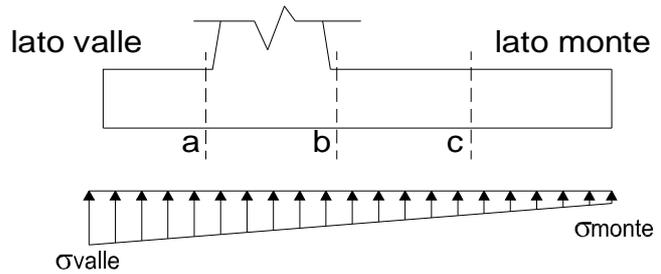
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	346.70	146.74	170.93	27.19
	502.70	76.54	181.12	106.14
sisma+	321.75	76.24	129.27	54.59
	373.75	52.84	132.67	80.91
sisma-	316.68	74.56	127.00	53.96
	368.68	51.16	130.39	80.28



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	170.93	158.61	6.83	44.93
	181.12	174.69	7.38	48.87
sisma+	129.27	122.87	5.04	35.53
	132.67	128.23	5.23	36.15
sisma-	127.00	120.74	4.95	34.82
	130.39	126.10	5.13	35.44

Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvb	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)
pvc	79.02	139.02	99.02	(kN/m ²)

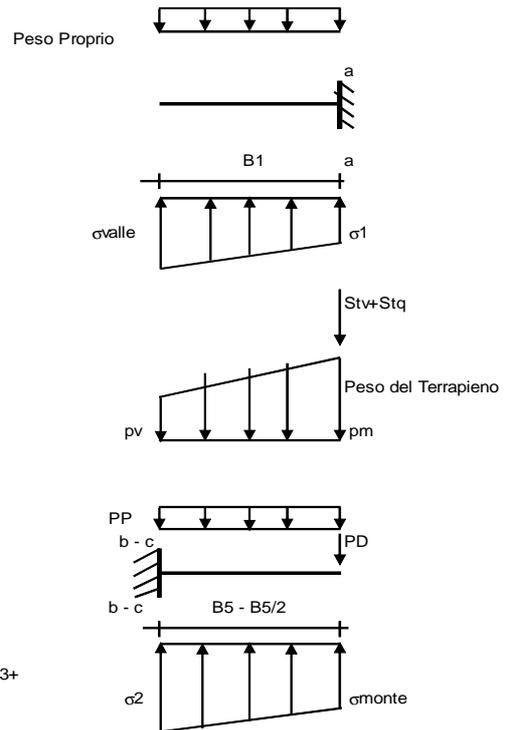
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd^2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	27.19	133.97	-205.69	-73.45	80.58	-91.48	-90.68
	106.14	161.84	-199.18	-90.58	133.99	-82.66	-82.64
sisma+	54.59	110.07	-131.36	-54.68	82.33	-55.17	-56.53
	80.91	119.36	-129.73	-60.80	100.13	-52.36	-54.06
sisma-	53.96	108.22	-129.36	-53.84	81.09	-54.39	-55.63
	80.28	117.51	-126.65	-59.13	98.89	-51.31	-52.75



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM02 00 R26CL RI000001 A 170 di 177

Relazione tecnica e di calcolo preliminare

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	5.40	178.80	334.16	0.00	512.95	0.00	101.25	101.25
e-e	4.05	75.43	187.96	0.00	263.39	0.00	69.61	69.61
f-f	2.70	22.35	83.54	0.00	105.89	0.00	42.19	42.19
g-g	1.35	2.79	20.88	0.00	23.68	0.00	18.98	18.98

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	99.33	123.76	0.00	223.09
e-e	4.05	55.87	92.82	0.00	148.70
f-f	2.70	24.83	61.88	0.00	86.71
g-g	1.35	6.21	30.94	0.00	37.15

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	5.40	137.54	50.41	172.85	0.00	21.51	382.30	0.00	105.73	105.73
e-e	4.05	58.02	21.27	97.23	0.00	11.34	187.86	0.00	72.69	72.69
f-f	2.70	17.19	6.30	43.21	0.00	4.70	71.41	0.00	44.05	44.05
g-g	1.35	2.15	0.79	10.80	0.00	1.09	14.83	0.00	19.82	19.82

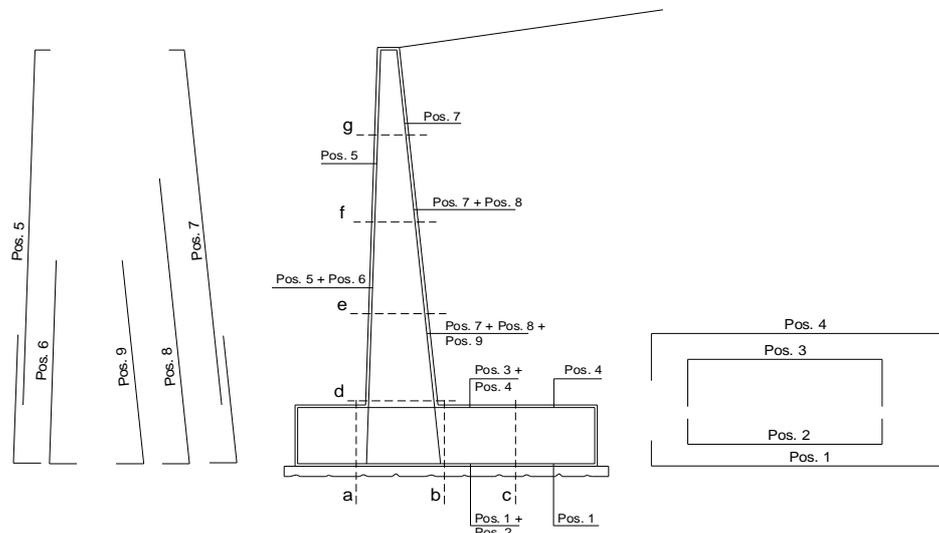
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	76.41	18.67	64.02	0.00	8.96	168.06
e-e	4.05	42.98	10.50	48.01	0.00	6.16	107.66
f-f	2.70	19.10	4.67	32.01	0.00	3.73	59.51
g-g	1.35	4.78	1.17	16.00	0.00	1.68	23.63

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	5.40	137.54	31.89	175.59	0.00	21.51	366.52	0.00	96.77	96.77
e-e	4.05	58.02	13.45	98.77	0.00	11.34	181.59	0.00	66.53	66.53
f-f	2.70	17.19	3.99	43.90	0.00	4.70	69.78	0.00	40.32	40.32
g-g	1.35	2.15	0.50	10.97	0.00	1.09	14.71	0.00	18.14	18.14

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	5.40	76.41	11.81	65.04	0.00	8.96	162.21
e-e	4.05	42.98	6.64	48.78	0.00	6.16	104.56
f-f	2.70	19.10	2.95	32.52	0.00	3.73	58.31
g-g	1.35	4.78	0.74	16.26	0.00	1.68	23.45

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

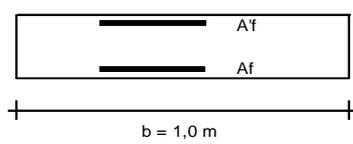
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	171 di 177

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0			6	0.0		
3	0.0			7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		
				9	0.0		

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	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	-8.15	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	69.69
b - b	-395.90	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	1.43
c - c	-145.31	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69	3.91
d - d	512.95	101.25	1.00	15.71	15.71	613.38	1.20
e - e	263.39	69.61	0.88	15.71	15.71	517.93	1.97
f - f	105.89	42.19	0.75	15.71	15.71	427.80	4.04
g - g	23.68	18.98	0.63	15.71	15.71	342.21	14.45

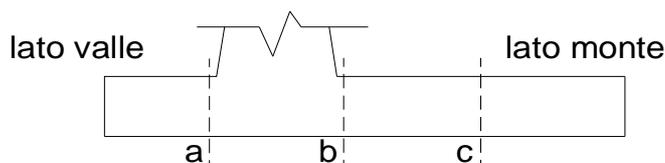
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	20.62	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	304.64	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Sezione verificata
c - c	148.92	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	223.09	1.00	307.36	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
e - e	148.70	0.88	273.06	10	20	20	21.8	1426.20	Armatura a taglio non necessaria
f - f	86.71	0.75	238.77	10	20	20	21.8	1210.11	Armatura a taglio non necessaria
g - g	37.15	0.63	210.74	10	20	20	21.8	994.02	Armatura a taglio non necessaria

13.3.4 Verifiche strutturali S.L.E.

13.3.4.1 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECIT.



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

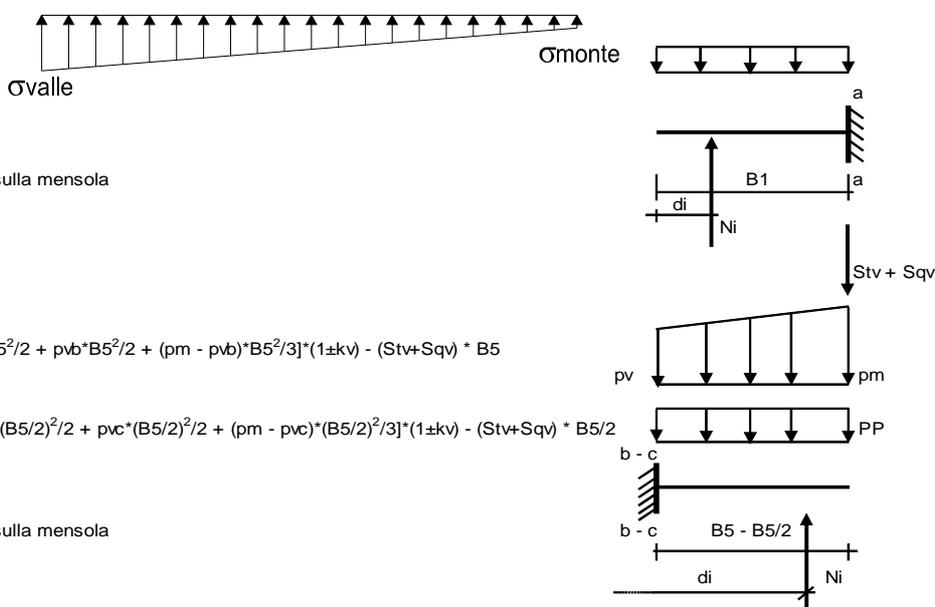
$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm k_v) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	111.60	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	111.60	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	111.60	(kN/m ²)

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-7.80	-214.35	-92.66
Q.P.	-7.80	-163.06	-81.57



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

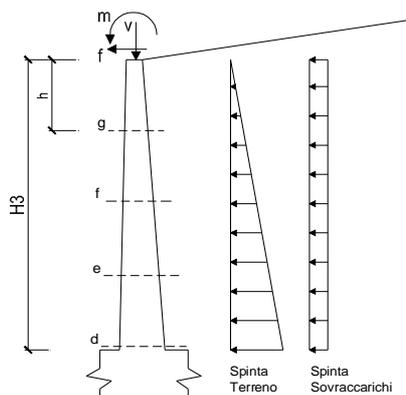
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



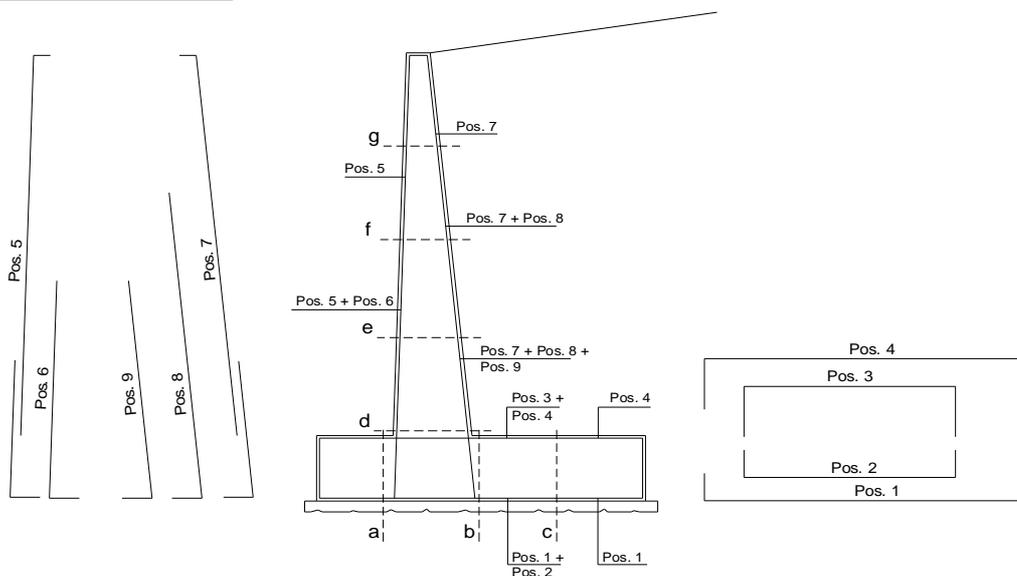
condizione Frequente

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	5.40	137.54	146.02	0.00	283.56	0.00	101.25	101.25
e-e	4.05	58.02	82.14	0.00	140.16	0.00	69.61	69.61
f-f	2.70	17.19	36.51	0.00	53.70	0.00	42.19	42.19
g-g	1.35	2.15	9.13	0.00	11.28	0.00	18.98	18.98

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	5.40	137.54	61.13	0.00	198.66	0.00	101.25	101.25
e-e	4.05	58.02	34.38	0.00	92.41	0.00	69.61	69.61
f-f	2.70	17.19	15.28	0.00	32.47	0.00	42.19	42.19
g-g	1.35	2.15	3.82	0.00	5.97	0.00	18.98	18.98

SCHEMA DELLE ARMATURE



Rilevati ferroviari – Opere di sostegno rilevati
Relazione tecnica e di calcolo preliminare

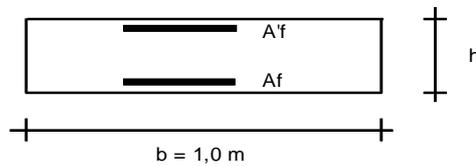
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM02	00	R26CL	RI0000001	A	174 di 177

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.400
b - b	-214.35	0.00	1.00	15.71	15.71	2.30	152.81	0.178	0.400
c - c	-92.66	0.00	1.00	15.71	15.71	0.99	66.06	0.077	0.400
d - d	283.56	101.25	1.00	15.71	15.71	3.12	172.29	0.200	0.400
e - e	140.16	69.61	0.88	15.71	15.71	1.93	95.13	0.110	0.400
f - f	53.70	42.19	0.75	15.71	15.71	0.96	40.17	0.047	0.400
g - g	11.28	18.98	0.63	15.71	15.71	0.28	8.11	0.009	0.400

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

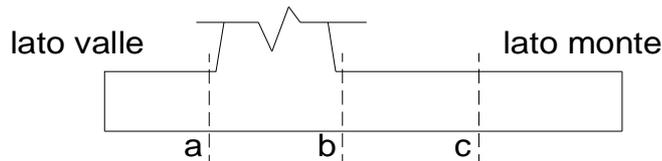
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56	0.006	0.300
b - b	-163.06	0.00	1.00	15.71	15.71	1.75	116.24	0.135	0.300
c - c	-81.57	0.00	1.00	15.71	15.71	0.88	58.15	0.068	0.300
d - d	198.66	101.25	1.00	15.71	15.71	2.20	111.99	0.130	0.300
e - e	92.41	69.61	0.88	15.71	15.71	1.28	55.98	0.065	0.300
f - f	32.47	42.19	0.75	15.71	15.71	0.58	19.71	0.023	0.300
g - g	5.97	18.98	0.63	15.71	15.71	0.14	2.23	0.002	0.300

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

13.3.4.2 Verifiche tensionali

CALCOLO SOLLECITAZI



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP$$

Σ estesa a tutti i pali prese

Mensola Lato Monte

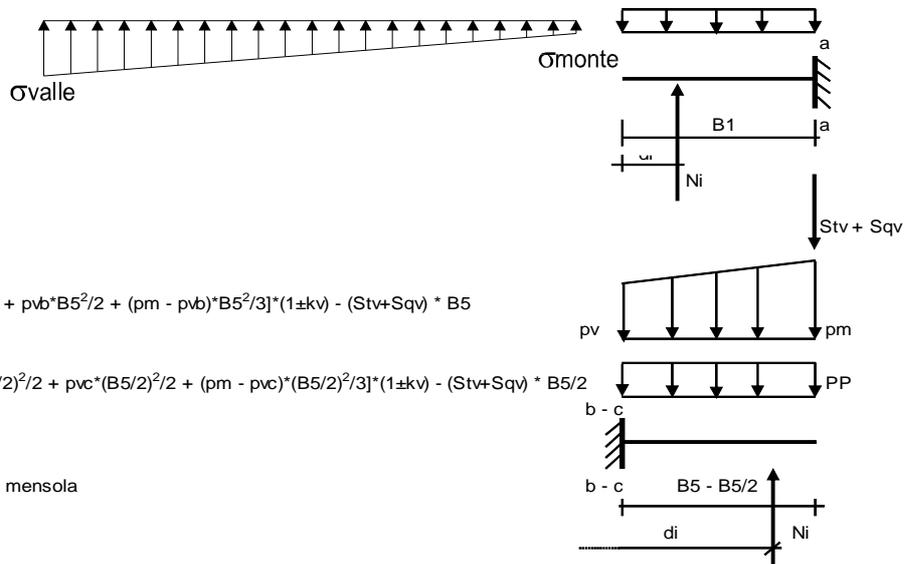
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	p _m	=	111.60	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	111.60	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	111.60	(kN/m ²)

caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico rara	-7.80	-265.64	-103.76
sisma+	-8.15	-332.18	-118.62
sisma-	-7.46	-264.95	-101.72



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

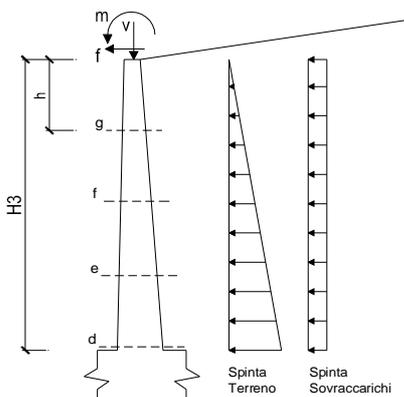
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con :})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	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	5.40	137.54	230.92	0.00	368.46	0.00	101.25	101.25
e-e	4.05	58.02	129.89	0.00	187.92	0.00	69.61	69.61
f-f	2.70	17.19	57.73	0.00	74.92	0.00	42.19	42.19
g-g	1.35	2.15	14.43	0.00	16.58	0.00	18.98	18.98

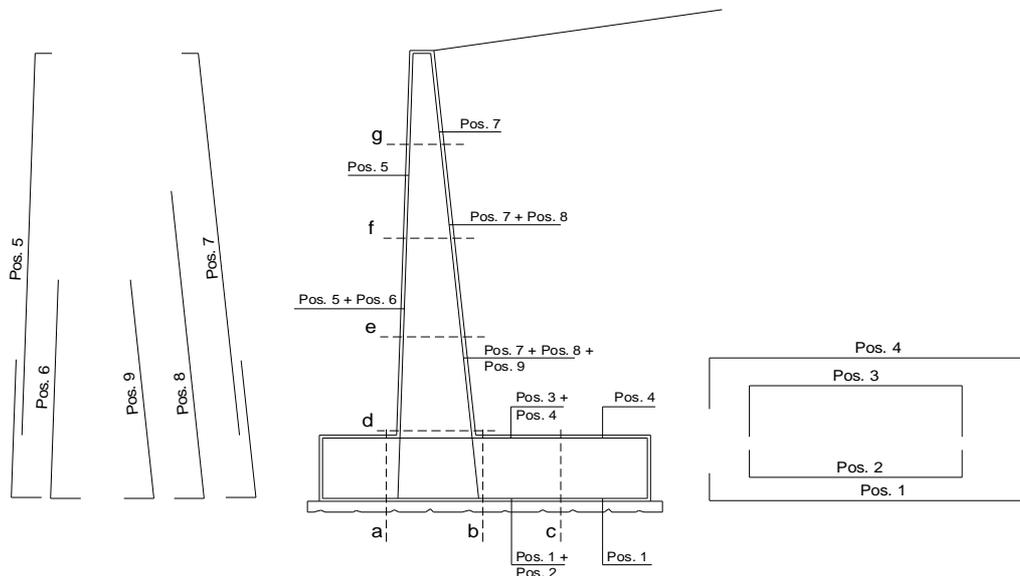
condizione sismica +

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	5.40	137.54	50.41	172.85	0.00	21.51	382.30	0.00	105.73	105.73
e-e	4.05	58.02	21.27	97.23	0.00	11.34	187.86	0.00	72.69	72.69
f-f	2.70	17.19	6.30	43.21	0.00	4.70	71.41	0.00	44.05	44.05
g-g	1.35	2.15	0.79	10.80	0.00	1.09	14.83	0.00	19.82	19.82

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	5.40	137.54	31.89	175.59	0.00	21.51	366.52	0.00	96.77	96.77
e-e	4.05	58.02	13.45	98.77	0.00	11.34	181.59	0.00	66.53	66.53
f-f	2.70	17.19	3.99	43.90	0.00	4.70	69.78	0.00	40.32	40.32
g-g	1.35	2.15	0.50	10.97	0.00	1.09	14.71	0.00	18.14	18.14

SCHEMA DELLE ARMATURE

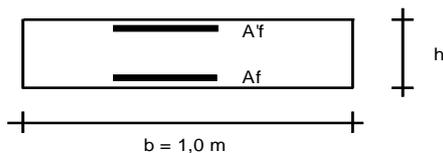


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0		┌┐	6	0.0		┌┐
3	0.0		┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0		┌┐
				9	0.0		┌┐

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 Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.80	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.56
b - b	-265.64	0.00	1.00	15.71	15.71	2.85	189.37
c - c	-103.76	0.00	1.00	15.71	15.71	1.11	73.97
d - d	368.46	101.25	1.00	15.71	15.71	4.04	232.70
e - e	187.92	69.61	0.88	15.71	15.71	2.57	134.41
f - f	74.92	42.19	0.75	15.71	15.71	1.33	60.82
g - g	16.58	18.98	0.63	15.71	15.71	0.41	14.36

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	-7.46	0.00	1.00	15.71	15.71	0.08	5.32
b - b	-332.18	0.00	1.00	15.71	15.71	3.57	236.81
c - c	-118.62	0.00	1.00	15.71	15.71	1.27	84.56
d - d	382.30	96.77	1.00	15.71	15.71	4.18	243.87
e - e	187.86	66.53	0.88	15.71	15.71	2.57	135.26
f - f	71.41	40.32	0.75	15.71	15.71	1.27	57.94
g - g	14.83	18.14	0.63	15.71	15.71	0.36	12.52

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