

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

NODO INTERMODALE DI BRINDISI
INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE
RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA
NAZIONALE

OOCC MINORI

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I A 7 L 0 0 D 1 0 C L M U 0 3 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	L.Dinelli	Maggio 2021	A.Ciavarella	Maggio 2021	T.Paoletti	Maggio 2021	L.Berardi Maggio 2021



File : IA7L00D10CLMU030001A.doc

n. Elab.:

Indice

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA.....	6
2.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3	UNITA' DI MISURA.....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	9
4.1	CALCESTRUZZO MURI DI SOSTEGNO	9
4.2	ACCIAIO DI ARMATURA – BARRE	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	11
6	CRITERI DI VERIFICA.....	12
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE	12
6.1.1	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	14
6.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	15
6.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE	15
6.1.4	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	15
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	16
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE).....	18
6.3.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)	18
6.3.2	SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE.....	18
6.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	19
6.4.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	19
6.4.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE.....	19
6.4.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	19
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI (SLE).....	22
6.5.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	22
6.5.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	23
7	ANALISI DEI CARICHI	24
7.1	PESI PROPRI.....	24

	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo	IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	3 di 57

7.2	CARICHI PERMANENTI	25
7.2.1	PAVIMENTAZIONE STRADALE	25
7.2.2	SPINTA DEL TERRENO	25
7.3	CARICHI VARIABILI.....	26
7.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	26
7.4.1	VITA NOMINALE.....	26
7.4.2	CLASSE D'USO	26
7.4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO	26
7.4.4	PARAMETRI SISMICI	26
8	COMBINAZIONI DI CARICO	29
9	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO SEZ 1	32
9.1	DATI DI INPUT	32
9.2	CALCOLO DELLE AZIONI	35
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	40
9.3.1	VERIFICA STATICA - CONDIZIONI DRENATE.....	40
9.3.2	VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI DRENATE.....	42
9.3.3	VERIFICA STATICA - CONDIZIONI NON DRENATE	46
9.3.4	VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE.....	48
9.4	VERIFICHE STRUTTURALI	52
9.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	52
9.4.2	VERIFICHE SLU.....	54
9.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	56
9.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE.....	56
10	INCIDENZE	57

1 PREMESSA

La presente relazione riporta le analisi e le verifiche relative ai muri di contenimento del corpo ferroviario di cui si riporta di seguito le sezioni tipologiche.

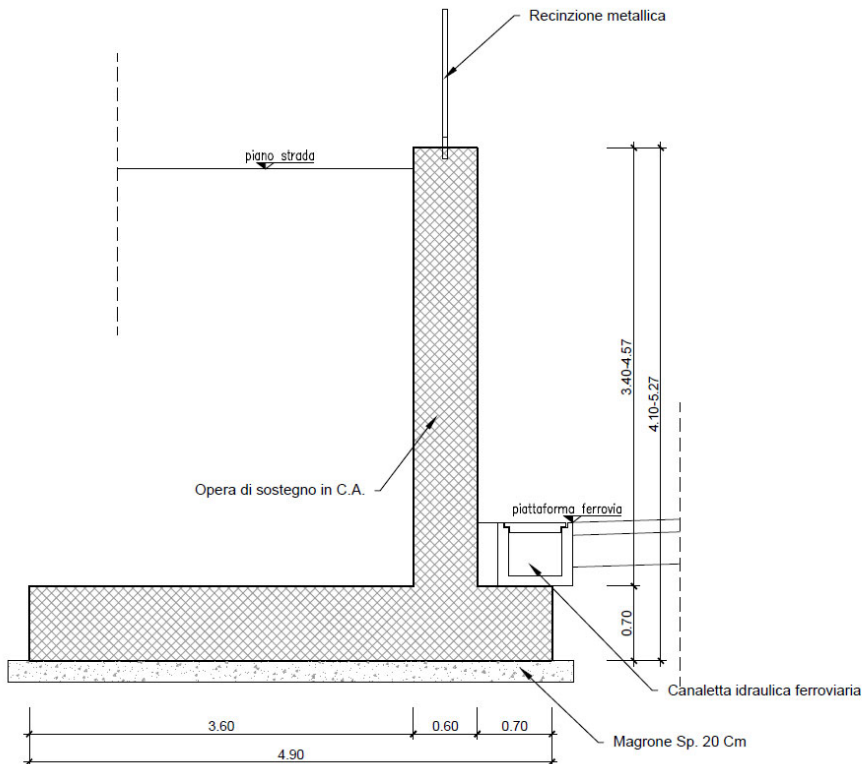
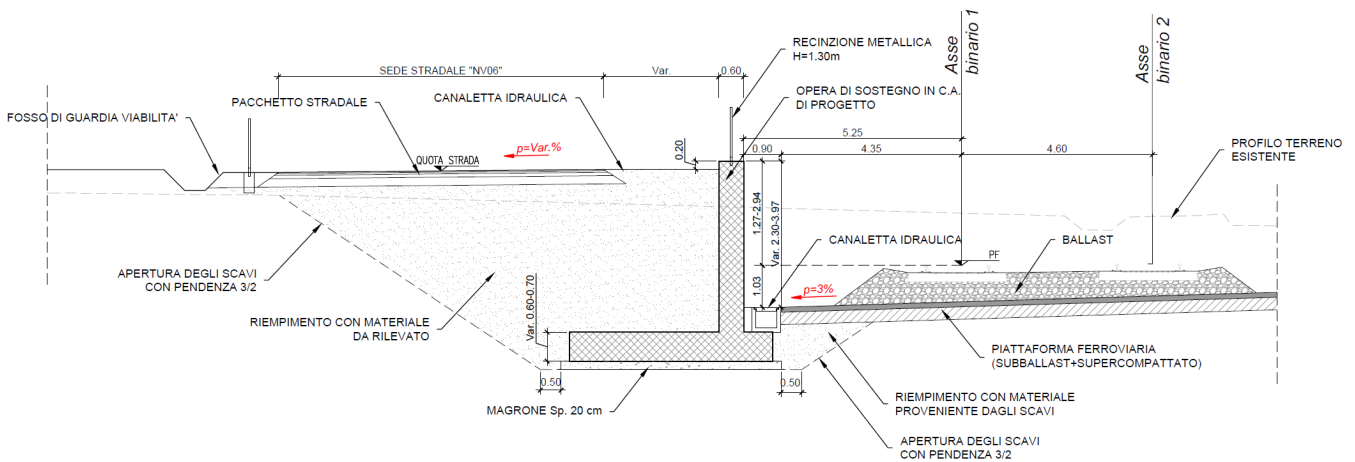


Figura 1 – Sezione tipo

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	5 di 57

Il muro presenta un'altezza massima dallo spiccatto delle fondazioni pari a 4.57 m, spessore del paramento pari a 60 cm e della zattera di fondazione pari a 70 cm. Sono state verificate anche le sezioni di altezza minore in cui gli spessori di paramento e zattera diminuiscono ma si riportano le verifiche del muro più alto avente condizione peggiore.

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa**

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	7 di 57

- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 11104/2016;
- RFI DTC SI MA IFS 001 D – Dicembre 2019: Manuale di progettazione delle opere civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 D – Dicembre 2019: Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – RFI;
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

3 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1 CALCESTRUZZO MURI DI SOSTEGNO

Fondazione:

Classe di resistenza = C30/37

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

R_{ck} = resistenza cubica = 37.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = $0.83 \cdot R_{ck} = 30.71$ N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8 = 38.71$ N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$ N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \cdot f_{ctm} = 3.53$ N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 \cdot f_{cfm} = 2.47$ N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e $0.40 f_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43$ N/mm²

Elevazione:

Classe di resistenza = C32/40

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

R_{ck} = resistenza cubica = 40.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = $0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8 = 41.2$ N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \cdot f_{ctm} = 3.72$ N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 \cdot f_{cfm} = 2.60$ N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e $0.40 f_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.8$ N/mm²

4.2 ACCIAIO DI ARMATURA – BARRE

Tipo = B 450 C

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	10 di 57

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y\ nom}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ nom}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk\ min}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk\ min}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k\ min}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k\ max}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y\ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\varnothing < 12\ mm$ → 4 \varnothing ;

$12 \leq \varnothing \leq 16\ mm$ → 5 \varnothing ;

$16 < \varnothing \leq 25\ mm$ → 8 \varnothing ;

$25 < \varnothing \leq 40\ mm$ → 10 \varnothing .

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	11 di 57

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

Unità	γ	φ'	c'	c_u	OCR	C_s	C_c	G_0	E_{op}	k_v
	kN/m ³	(°)	(kPa)	(kPa)				(MPa)	(MPa)	
Ls(ms)	19	26÷30	0÷5	60÷120	3,0	0,035	0,190	35÷45	9÷11	1E-07
SL	19	32÷35	0	-	1,0	-	-	0 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1E-06
LS(ga)	19,5	28÷30	5÷10	50÷100	2,0÷3,0	0,036	0,228	110÷150	28÷38	1E-07
AL	20	24÷28	10÷20	$0,22\sigma'_v OCR^{0,8}$ (OCR=2)	1,0÷2,0	0,045	0,183	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_v/p_a)^{0,65}$ (falda considerata al p.c.)	$(2,5 \cdot G_0) / 10$	1E-09
Cal	21	32÷35	0	-	-	-	-	-	100	1E-06

I dati della falda libera che sono stati rilevati indicano un livello piezometrico che si attesta a circa 6.0 m dal piano campagna, pertanto la stessa non interferisce con la fondazione dei muri.

Il sottovia si fonda sul primo strato L(s).

6 CRITERI DI VERIFICA

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno su fondazione diretta si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga, così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	13 di 57

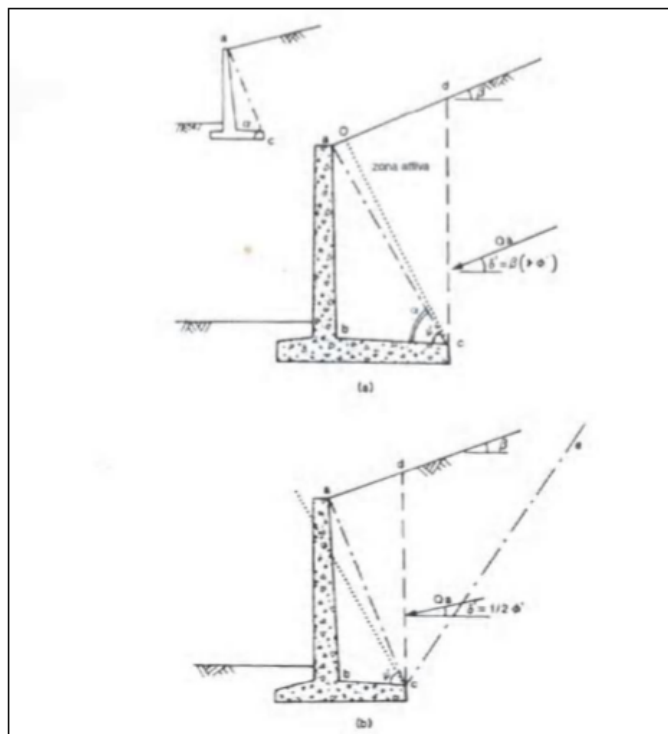


Figura 2 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

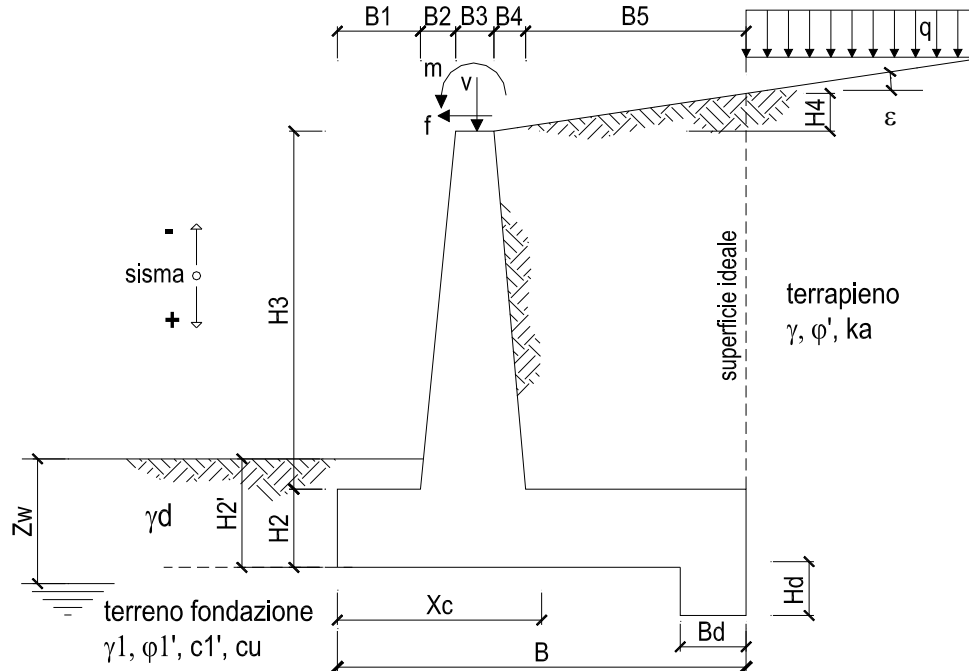
Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a $\varphi'_{cv} = \arctan(\tan \varphi')$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



6.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

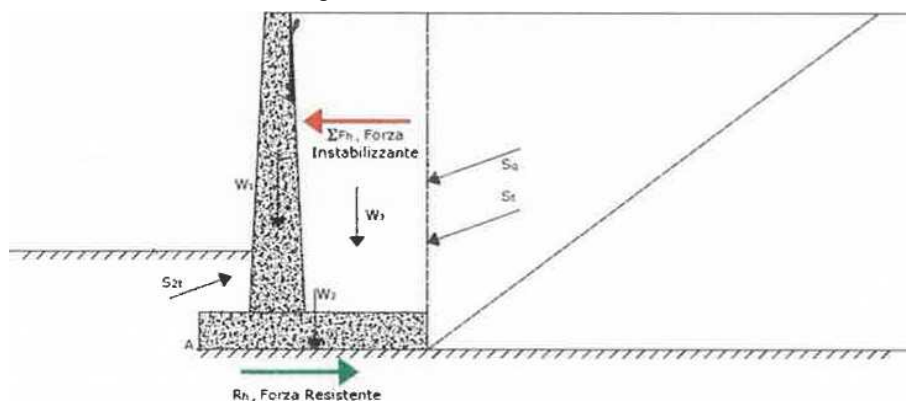


Figura 3 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	15 di 57

6.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

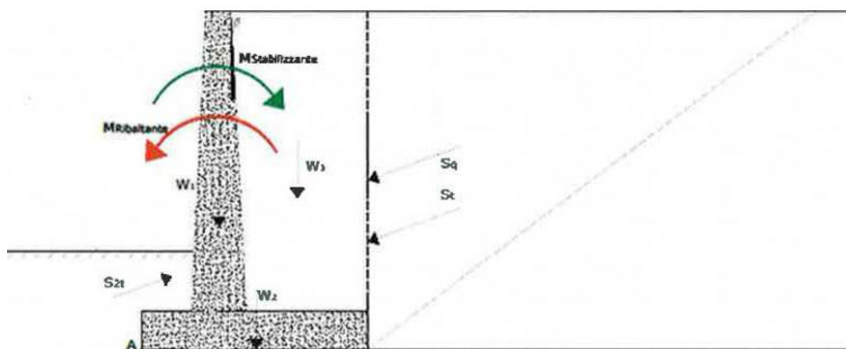


Figura 4 – Verifica a ribaltamento.

6.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_s s_y d_y i_y b_y g_y z_y$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B \cdot L')$ la pressione dovuta al carico verticale.

6.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di γ_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	17 di 57

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$Ed \leq Cd$

essendo Ed e Cd rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell' effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h" e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

6.3.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Per quanto riguarda la valutazione dei cedimenti, è stata impiegata la teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. In tal modo il cedimento immediato è dovuto ad una distorsione del terreno sottostante il carico, che si deforma e cambia forma a volume costante.

La soluzione più largamente usata è quella di Jambu et al. (1956):

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B/E$$

dove:

B = larghezza caratteristica della fondazione

q_m = carico unitario medio;

E = modulo di deformazione impiegato nel calcolo dei cedimenti = $E_0 / 10$

μ_0 e μ_1 = coefficienti correttivi di forma, dipendenti dalla geometria del problema e dallo spessore dello strato compressibile (abachi di Christian e Carrier, 1964).

6.3.2 SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE

Gli spostamenti attesi in campo SLE dell'opera di sostegno, con le impostazioni di calcolo assunte (spinta attiva) sono di esigua entità, dell'ordine dei millimetri. Lo spostamento necessario per sviluppare lo stato limite di spinta attiva è legato anche al tipo di cinematismo della parete. Per terreni non coesivi con grado di addensamento medio - alto l'EC7 da spostamenti del seguente ordine di grandezza:

- Rotazione intorno alla sommità 0.002H
- Rotazione intorno alla base 0.005H
- Moto di traslazione 0.001H

In cui H è l'altezza del paramento del muro. Altri valori di riferimento sono stati ottenuti da Terzaghi.

Infine, un'altra fonte presa a riferimento è quella del NAFVAC 7.02 (DESIGN MANUAL). La figura riportata nel suddetto manuale mostra anche la curva di sviluppo della spinta in funzione dello spostamento. Anche in questo caso, per sabbia media, risulta ragionevole assumere uno spostamento atteso dell'ordine di 0.001H.

Gli spostamenti dei muri in progetto, quindi, in funzione dell'altezza massima del paramento risultano dell'ordine di pochi cm. Non si riscontrano quindi criticità sulle strutture presenti a monte del muro stesso, in quanto, vista la loro distanza dalla testa del paramento, non subiranno influenze significative.

Per quanto riguarda le distorsioni del muro, l'opera di sostegno risulta lineare in pianta e caricata in modo simmetrico a monte. Non verranno quindi a manifestarsi spinte dissimmetriche che possano generare distorsioni.

6.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;

coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

6.4.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

6.4.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

6.4.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	20 di 57

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0,55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0,40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	21 di 57

$\sigma_s < 0.75 f_k$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai

seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$ mm per condizioni ambientali aggressive (comb. Frequente e quasi permanente);

$w_2 = 0.3$ mm per condizioni ambientali ordinarie (comb. Frequente e quasi permanente).

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI (SLE)

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

6.5.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Per il caso in esame risulta in particolare :

- Muro di sostegno:

CALCESTRUZZO ELEVAZIONE

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

CALCESTRUZZO FONDAZIONE

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{12.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{16.89} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{s\ max} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)})$$

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	23 di 57

6.5.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
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	$\leq w_1$

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

Tabella 1 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

w1= 0.2 mm

w2= 0.3 mm

w3= 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

7 ANALISI DEI CARICHI

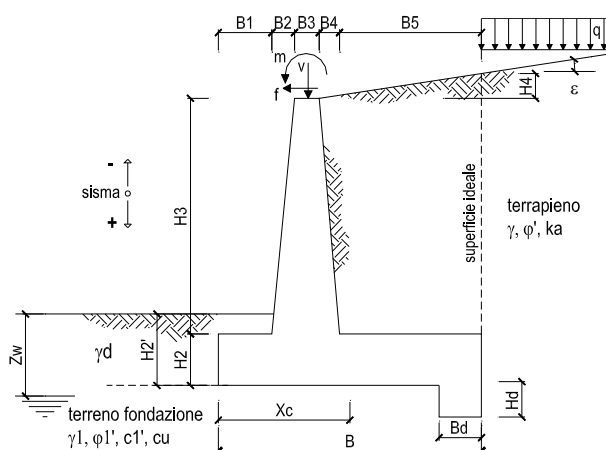
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

7.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.57	(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 =	4.90	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.45	(m)

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

Il peso proprio del parapetto è assunto pari a 50 kg/m e viene applicato come carico verticale in testa al muro.

7.2 CARICHI PERMANENTI

7.2.1 PAVIMENTAZIONE STRADALE

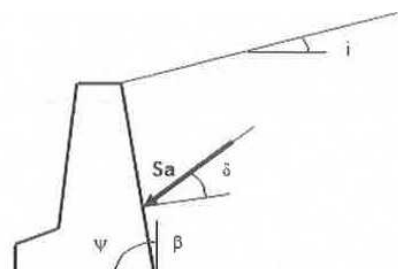
A tergo del muro si assume che agisca un sovraccarico permanente dovuto alla pavimentazione stradale pari a

$$p=21.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.30 \text{ m} =6.3 \text{ kPa}$$

7.2.2 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .



$$\text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2}$$

$$\text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

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

Figura 5 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si assumerà $\delta = \varphi'$.

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00

7.3 CARICHI VARIABILI

Cautelativamente si assume un sovraccarico uniformemente distribuito agente a tergo del muro pari a 20 kN/mq ed una spinta orizzontale associata al carico accidentale sul parapetto pari a 3 kN/m.

7.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

7.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) *Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

7.4.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

7.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto VR = 75 x 1.5 = 112.5 anni.

7.4.4 PARAMETRI SISMICI

Fissata la vita di riferimento VR, i due parametri TR e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = - \frac{C_u V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati Limite	P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2 - Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	27 di 57

Da cui si ottiene:

P_{VR}	0.10	probabilità di superamento
T_R (anni)	1068	tempo di ritorno per SLV
a_g (g)	0.056	accelerazione su sito riferimento rigido
F_0 (-)	2.606	
T_C^* (s)	0.519	

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C. In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3 - Categorie topografiche.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = SSST$ e di CC in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 4 - Espressioni di SS e CC.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

 Tabella 5 - Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T .

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	28 di 57

valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1.5$
valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1.0$

Da cui si ottiene quindi:

$$a_{\max}(g) = 0.084 \cdot a_{\max}(g) = S_S \cdot S_T \cdot a_g(g)$$

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.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Allo SLV i due coefficienti sismici valgono:

SLV

β_m	0.38	
k_h	0.032	coefficiente sismico orizzontale
k_v	0.016	coefficiente sismico verticale

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi ($\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$) [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni sismiche A: $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

Scorrimento sul piano di posa;

Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;

Ribaltamento;

Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	30 di 57

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tabella 6 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

 Tabella 8 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 9 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	31 di 57

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 10 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

9 PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO SEZ 1

9.1 DATI DI INPUT

Condizioni drenate

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00		38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50		2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	26.00		26.00	26.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9.80			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.056	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		RIBALTAMENTO
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.03192	(-)		β_s 0.57
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0160	(-)		k_h 0.04788
	Muro libero di traslare o ruotare					k_v 0.02394

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.238	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.254	0.254	0.262
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.254	0.254	0.263
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.561	2.561	2.561
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.510	2.510	2.485
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.509	2.509	2.481

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	6.30		8.19	8.19
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.50		0.50	0.50
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00		29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	3.00		4.35	4.35
	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	3.00		4.35	4.35
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00				
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	4.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00			

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	33 di 57

Condizioni non drenate

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00		38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate				
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	75.00		75.00	75.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	ϕ_1'	26.00		26.00	26.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9.80			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.056	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.03192	(-)		
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0160	(-)		
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

RIBALTAMENTO	
β_s	0.57
kh	0.04788
kv	0.02394

		STR/GEO		RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.254	0.262
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.254	0.263
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000

Carichi Agenti				valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	6.30		8.19	8.19
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.50		0.50	0.50
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00		29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	3.00		4.35	4.35
	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	3.00		4.35	4.35
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		1.00				
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00			
	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				

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	34 di 57

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI ELEVAZIONE

Calcestruzzo

classe cls

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12.8	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio

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

E_s	=	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 8.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI FONDAZIONE

Calcestruzzo

classe cls

Rck	37	(MPa)
fck	30	(MPa)
fcm	38	(MPa)
Ec	32837	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	12	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	12	Mpa
σ_f	337.5	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio

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

E_s	=	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 8.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

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

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	35 di 57

9.2 CALCOLO DELLE AZIONI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	68.55	68.55	68.55
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	85.75	85.75	85.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	154.30	154.30	154.30

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	329.04	329.04	329.04
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	329.04	329.04	329.04

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	72	104.4	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	14.4		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	68.55	68.55	68.55
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	210.09	210.09	210.09
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	278.64	278.64	278.64

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1020.02	1020.02	1020.02
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1020.02	1020.02	1020.02

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	223.2	323.64	
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	44.64		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		4.93	7.39
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		2.46	3.69

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	36 di 57

Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	10.50	15.75
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	5.25	7.88

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	6.53	9.80
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.96	1.44
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	7.49	11.23

- 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	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.09	1.64
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3.35	5.03
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	4.45	6.67

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	31.35	47.03
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	31.35	47.03

- 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)	16.28	24.42
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	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	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	16.28	24.42

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		(kN/m)	SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$		66.07	85.89	85.89
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$		7.90	10.27	10.27
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$		25.07	36.36	36.36

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	St*cosδ	(kN/m)	66.07	85.89	85.89
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	7.90	10.27	10.27
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	25.07	36.36	36.36

- Componente verticale condizione statica

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	37 di 57

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm=	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p \cdot 0.5 + g \cdot 1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$St_h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	116.06	150.88	150.88
MSt2 =	$St_v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm=	$Sq_h \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	20.81	27.05	27.05
MSq1 acc =	$Sq_h \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	66.07	95.80	95.80
MSq2 perm=	$Sq_v \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq_v \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m)	3.00	4.35	4.35
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	15.81	22.92	22.92
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.50	0.50	0.50

CONDIZIONE SISMICA +
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	66.07	66.07	66.07
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.49	5.49	8.33
Ssq1 perm=	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	8.42	8.42	8.69
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	5.35	5.35	5.51

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	66.07	66.07	66.07
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.49	5.49	8.33
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.42	8.42	8.69
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.35	5.35	5.51

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_p^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^+ + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_p^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	38 di 57

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO	EQU/RIB
-----	---------	---------

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	116.06	116.06	116.06
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	9.65	9.65	14.63
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	36.27	36.27	37.42
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 =	$(fp+fs) * (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 =	$(vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.50	

CONDIZIONE SISMICA -
SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

SLE	STR/GEO	EQU/RIB
-----	---------	---------

Sst1 stat =	$0,5 * \gamma_1 * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	(kN/m)	66.07	66.07	66.07
Sst1 sism =	$0,5 * \gamma_1 * (1-kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.39	3.39	5.18
Ssq1 perm=	$qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^-$	(kN/m)	8.44	8.44	8.73
Ssq1 acc =	$qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^-$	(kN/m)	5.36	5.36	5.54

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$	(kN/m)	66.07	66.07	66.07
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$	(kN/m)	3.39	3.39	5.18
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$	(kN/m)	8.44	8.44	8.73
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$	(kN/m)	5.36	5.36	5.54

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	39 di 57

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

SLE	STR/GEO	EQU/RIB
-----	---------	---------

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	116.06	116.06	116.06
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	5.95	5.95	9.10
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	36.35	36.35	37.59
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.50

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	40 di 57

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.3.1 VERIFICA STATICA - CONDIZIONI DRENATE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 483.84 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 136.86 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.72 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1299.16 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 301.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 4.32 \quad > \quad 1.15$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{ Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 483.84 \quad 588.24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 136.86 \quad 136.86 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 998.16 \quad 1321.80 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 187.25 \quad 119.39 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	41 di 57

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	2.50		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.59		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.39	0.20	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.13	4.49	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	11.85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22.25		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	12.54		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.49	0.49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^{m+1}$		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastroforme $m = 2$)

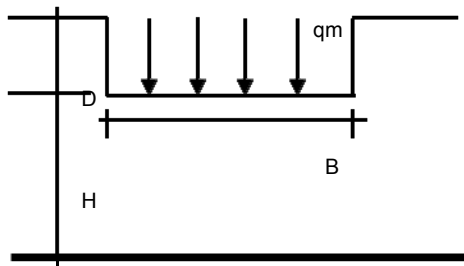
q_{lim}	(carico limite unitario)	369.07	390.61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	3.15	>	1.4
Nmax	2.98	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	483.84	(kN/m)
M	107.99	(kNm/m)
$e = M / N$	0.22	(m)
B^*	4.45	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.30	(m)
D/B*	0.29	(m)
Hs/B*	2.20	(m)

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	42 di 57

Carico unitario medio (qm)	$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* =$	108.64	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.948	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.70	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E =$	32.32	(mm)

9.3.2 VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

Sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} = 491.55 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} = 100.76 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' = 0.49 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T = 2.38 > 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} = 1299.16 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} = 195.28 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r = 6.65 > 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$$

Nmin	Nmax	
491.55	505.95	(kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p = 100.76 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M = 1119.06 \quad 1163.70 \quad (\text{kNm/m})$$

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	43 di 57

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 85.24 \quad 75.88 \quad (\text{kNm/m})$$

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.	2.50		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.59		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.15	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.55	4.60	(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)	11.85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22.25		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	12.54		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.65	0.66	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\phi')))^{m+1}$		0.52	0.52	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 499.75 \quad 505.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.63	>	1.2
		Nmax	4.60	>	

Sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 476.13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 98.68 \quad (\text{kN/m})$$

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	44 di 57

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \operatorname{tg}\varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 2.35 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1299.16 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 252.10 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 5.15 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 476.13 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 490.53 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 98.68 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1081.23 \quad 1125.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 85.27 \quad 75.91 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$$c_1' \quad \text{coesione terreno di fondaz.} \quad 2.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi_1' \quad \text{angolo di attrito terreno di fondaz.} \quad 26.00 \quad (^\circ)$$

$$\gamma_1 \quad \text{peso unità di volume terreno fondaz.} \quad 18.59 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$q_0 = \gamma_d \cdot H_2' \quad \text{sovraccarico stabilizzante} \quad 24.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$e = M / N \quad \text{eccentricità} \quad 0.18 \quad 0.15 \quad (\text{m})$$

$$B^* = B - 2e \quad \text{larghezza equivalente} \quad 4.54 \quad 4.59 \quad (\text{m})$$

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

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	45 di 57

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$ (1 in cond. nd)	11.85	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$ (2+ π in cond. nd)	22.25	(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$ (0 in cond. nd)	12.54	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^m$ (1 in cond. nd)	0.64	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	0.61	0.62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$	0.52	0.52	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario)	496.02	502.26	(kN/m ²)
------------------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

F = $q_{lim} * B' / N$

Nmin	4.73	>	1.2
Nmax	4.70	>	

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	46 di 57

9.3.3 VERIFICA STATICA - CONDIZIONI NON DRENATE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc} \quad 483.84 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 136.86 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.72 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1299.16 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 301.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 4.32 \quad > \quad 1.15$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc}) \quad N_{\min} = 483.84 \quad N_{\max} = 588.24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 136.86 \quad 136.86 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$M_M = \Sigma M \quad 998.16 \quad 1321.80 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - M_M \quad 187.25 \quad 119.39 \quad (\text{kNm/m})$$

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

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	47 di 57

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00			(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.70			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.39	0.20		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.13	4.49		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

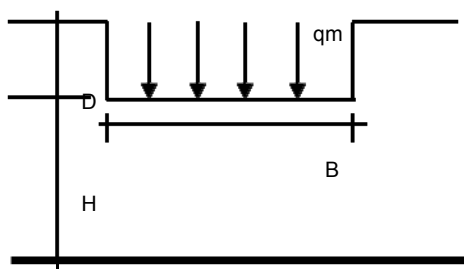
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$		0.83	0.84		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		-	-		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	343.98	349.41		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.93	>	1.4
		Nmax	2.67	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	483.84	(kN/m)
M	107.99	(kNm/m)
$e = M / N$	0.22	(m)
B^*	4.45	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.30	(m)
D/B* =	0.29	(m)

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	48 di 57

	$H_s/B^* =$	2.20	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2^*e) = N / B^* =$	108.64	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.948	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.70	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	32.32	(mm)

9.3.4 VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

Sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 491.55 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 100.76 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.38} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1299.16 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = \frac{M S_{st} + M S_{sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M S_p + M P_s + M_{p_t}}{s} \quad 195.28 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} \quad \mathbf{6.65} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 100.76 \quad (\text{kN/m})$$

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	49 di 57

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1119.06 \quad 1163.70 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = Xc \cdot N - MM \quad 85.24 \quad 75.88 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

cu res. al taglio nd terreno di fondaz. 75.00 (kN/mq)

γ_1 peso unità di volume terreno fondaz. 19.00 (kN/m³)

$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$ sovraccarico stabilizzante 24.70 (kN/m²)

$e = M / N$ eccentricità 0.17 0.15 (m)

$B^* = B - 2e$ larghezza equivalente 4.55 4.60 (m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$ (1 in cond. nd) 1.00 (-)

$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$ (2+ π in cond. nd) 5.14 (-)

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$ (0 in cond. nd) 0.00 (-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$ (1 in cond. nd) 1.00 1.00 (-)

$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot cu \cdot N_c))$ 0.89 0.89 (-)

$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$ - - (-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario) 366.06 366.51 (kN/m²)

FS carico limite

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

N_{min} **3.39** > **1.2**
 N_{max} **3.33** >

Sismica -

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	50 di 57

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	476.13 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	98.68 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$tg\phi_1'$	0.49 (-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	2.35 >

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)			
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1299.16 (kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)			
M _r	=	$\frac{M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{Pt}}{s}$	252.10 (kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	5.15 >

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	476.13	490.53 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	98.68	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	1081.23	1125.87 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	85.27	75.91 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00	(kN/mq)
----	--------------------------------------	-------	---------

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	51 di 57

γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.		19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante		24.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità		0.18	0.15	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente		4.54	4.59	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)		1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)		5.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)		0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)		1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* c_u * N_c))$			0.89	0.89	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$			-	-	(-)

 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)		366.87	367.33	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

N_{min}	3.50	>	
N_{max}	3.44	>	1.2

9.4 VERIFICHE STRUTTURALI

9.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

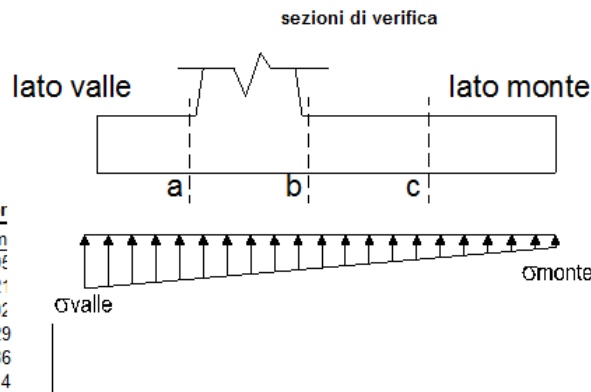
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.90 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.00 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m]
statico	483.84	187.25	145.54	51.95
	588.24	119.39	149.88	90.21
sisma+	491.55	85.24	121.62	79.02
	505.95	75.88	122.22	84.29
sisma-	476.13	85.27	118.48	75.86
	490.53	75.91	119.08	81.14



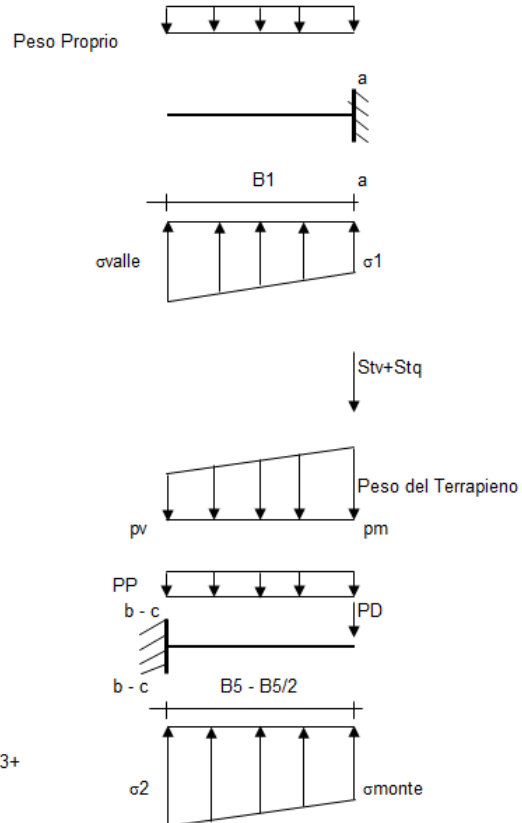
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	145.54	132.17	30.28	84.95
	149.88	141.36	31.74	89.68
sisma+	121.62	115.53	24.94	71.47
	122.22	116.80	25.21	72.02
sisma-	118.48	112.39	24.31	69.27
	119.08	113.66	24.44	69.83



Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	91.40	120.40	95.40	(kN/m ²)
pvb	91.40	120.40	95.40	(kN/m ²)
pvc	91.40	120.40	95.40	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

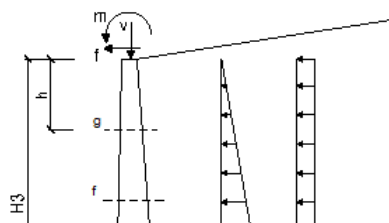
$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	53 di 57

caso	σ_{2a}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]
statico	51.95	120.71	-220.52	-81.26	86.33
	90.21	134.05	-214.31	-92.76	112.13
sisma+	79.02	110.32	-137.31	-57.50	94.67
	84.29	112.16	-136.86	-59.32	98.22
sisma-	75.86	107.17	-135.21	-56.33	91.51
	81.14	109.01	-133.94	-57.69	95.07


CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

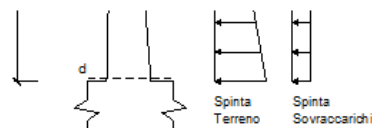
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$


condizione statica

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	4.57	98.39	92.38	24.23	215.00	0.50	68.55	69.05
e-e	3.43	41.51	51.97	19.26	112.73	0.50	51.41	51.91
f-f	2.29	12.30	23.10	14.29	49.68	0.50	34.28	34.78
g-g	1.14	1.54	5.77	9.32	16.63	0.50	17.14	17.64

sezione	h	V_t	V_q	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.57	64.59	40.43	4.35	109.37
e-e	3.43	36.33	30.32	4.35	71.00
f-f	2.29	16.15	20.22	4.35	40.71
g-g	1.14	4.04	10.11	4.35	18.49

condizione sismica +

sezione	h	$M_{t \text{ stat}}$	$M_{t \text{ sism}}$	M_q	M_{ext}	M_{inerzia}	M_{tot}	N_{ext}	$N_{\text{pp+inerzia}}$	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.57	75.68	6.29	27.28	0.00	5.00	114.25	0.50	69.64	70.14
e-e	3.43	31.93	2.65	15.34	0.00	2.81	52.74	0.50	52.23	52.73
f-f	2.29	9.46	0.79	6.82	0.00	1.25	18.32	0.50	34.82	35.32
g-g	1.14	1.18	0.10	1.70	0.00	0.31	3.30	0.50	17.41	17.91

sezione	h	$V_{t \text{ stat}}$	$V_{t \text{ sism}}$	V_q	V_{ext}	V_{inerzia}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.57	49.68	4.13	11.94	0.00	2.19	67.94
e-e	3.43	27.95	2.32	8.95	0.00	1.64	40.86
f-f	2.29	12.42	1.03	5.97	0.00	1.09	20.52
g-g	1.14	3.11	0.26	2.98	0.00	0.55	6.89

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

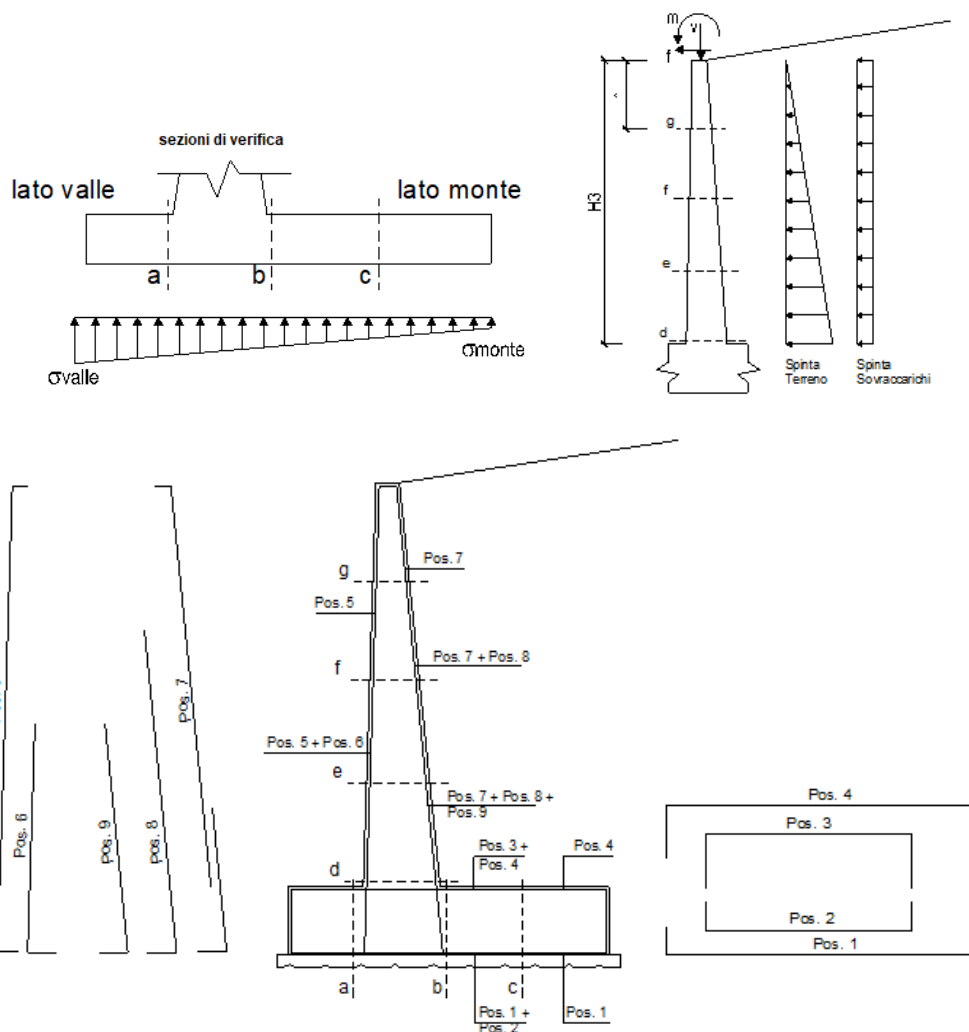
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	54 di 57

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	4.57	75.68	3.88	27.33	0.00	5.00	111.90	0.50	67.46	67.96
e-e	3.43	31.93	1.64	15.38	0.00	2.81	51.75	0.50	50.59	51.09
f-f	2.29	9.46	0.49	6.83	0.00	1.25	18.03	0.50	33.73	34.23
g-g	1.14	1.18	0.06	1.71	0.00	0.31	3.26	0.50	16.86	17.36

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	4.57	49.68	2.55	11.96	0.00	2.19	66.38
e-e	3.43	27.95	1.43	8.97	0.00	1.64	39.99
f-f	2.29	12.42	0.64	5.98	0.00	1.09	20.13
g-g	1.14	3.11	0.16	2.99	0.00	0.55	6.80

9.4.2 VERIFICHE SLU



Armatura minima

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	55 di 57

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	10.0	16	
4	10.0	16		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	31.74	0.00	0.70	10.05	20.11	252.50
b - b	-220.52	0.00	0.70	20.11	10.05	467.27
c - c	-73.69	0.00	0.70	20.11	10.05	467.27
d - d	215.00	69.05	0.60	20.11	10.05	404.43
e - e	112.73	51.91	0.60	20.11	10.05	400.51
f - f	49.68	34.78	0.60	20.11	10.05	396.58
g - g	16.63	17.64	0.60	20.11	10.05	392.65

(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	89.68	0.70	233.36	10	20	20	21.8	1071.81	Armatura ;
b - b	92.76	0.70	249.04	10	20	20	21.8	1071.81	Armatura ;
c - c	71.57	0.70	249.04	10	20	20	21.8	1071.81	Armatura ;
d - d	109.37	0.60	237.83	10	20	20	21.8	898.94	Armatura ;
e - e	71.00	0.60	235.60	10	20	20	21.8	898.94	Armatura ;
f - f	40.71	0.60	233.38	10	20	20	21.8	898.94	Armatura ;
g - g	18.49	0.60	231.15	10	20	20	21.8	898.94	Armatura ;

9.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

Condizione Statica

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	26.89	0.00	0.70	10.05	20.11	0.70	46.44
b - b	-155.04	0.00	0.70	20.11	10.05	3.15	136.58
c - c	-49.47	0.00	0.70	20.11	10.05	1.00	43.58
d - d	157.72	69.05	0.60	20.11	10.05	4.33	150.47
e - e	81.96	51.91	0.60	20.11	10.05	2.26	74.38
f - f	35.65	34.78	0.60	20.11	10.05	0.99	29.51
g - g	11.69	17.64	0.60	20.11	10.05	0.33	8.27

Condizione Sismica

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	25.15	0.00	0.70	10.05	20.11	0.66	43.42
b - b	-137.31	0.00	0.70	20.11	10.05	2.79	120.96
c - c	-42.78	0.00	0.70	20.11	10.05	0.87	37.69
d - d	114.25	67.96	0.60	20.11	10.05	3.15	104.73
e - e	52.74	51.09	0.60	20.11	10.05	1.46	43.74
f - f	18.32	34.23	0.60	20.11	10.05	0.51	11.54
g - g	3.30	17.36	0.60	20.11	10.05	0.09	0.41

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

9.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	26.89	0.00	0.70	10.05	20.11	0.70	46.44	0.103	0.200
b - b	-155.04	0.00	0.70	20.11	10.05	3.15	136.58	0.191	0.200
c - c	-49.47	0.00	0.70	20.11	10.05	1.00	43.58	0.061	0.200
d - d	157.72	69.05	0.60	20.11	10.05	4.33	150.47	0.191	0.200
e - e	81.96	51.91	0.60	20.11	10.05	2.26	74.38	0.094	0.200
f - f	35.65	34.78	0.60	20.11	10.05	0.99	29.51	0.037	0.200
g - g	11.69	17.64	0.60	20.11	10.05	0.33	8.27	0.010	0.200

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

MU03-Muro di separazione tra viabilità NV06 e sede ferroviaria- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL MU0300 001	A	57 di 57

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A _f	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	22.23	0.00	0.70	10.05	20.11	0.58	38.38	0.085	0.200
b - b	-100.46	0.00	0.70	20.11	10.05	2.04	88.50	0.124	0.200
c - c	-29.27	0.00	0.70	20.11	10.05	0.59	25.79	0.036	0.200
d - d	91.33	69.05	0.60	20.11	10.05	2.53	80.25	0.101	0.200
e - e	40.73	51.91	0.60	20.11	10.05	1.13	30.94	0.038	0.200
f - f	13.37	34.78	0.60	20.11	10.05	0.37	6.46	0.008	0.200
g - g	2.16	17.64	0.60	20.11	10.05	0.06	-0.04	0.000	0.200

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

10 INCIDENZE

Fondazione 45 kg/mc
Elevazione 55 kg/mc