

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

SCALA:

-

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

IF1W 00 D 29 CL RI0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>GU</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>dn</i>	09.2018	D. Aprea <i>DA</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018	09.2018

File: IF1W00D29CLRIO200001A

n. Elab.: 182

Ordine n. 16392 del 14/09/2018
F. Arduini
Ingegnere della Provincia di Roma
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
ITALFERR S.p.A.

INDICE

1. PREMESSA	4
2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI	5
2.2 DOCUMENTI	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1 CEMENTO ARMATO	7
3.1.1 Calcestruzzo strutturale C25/30	7
3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata	8
3.1.3 Copriferro	8
3.1.4 Prove sui materiali	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
4.1 TERRENO ESISTENTE	9
5. CRITERI PROGETTUALI	13
5.1 VITA NOMINALE	13
5.2 CLASSE D'USO	13
5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	14
6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G ₁)	14
6.2 AZIONE SISMICA	15
6.3 SPINTA DEL TERRENO	17
6.3.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche	17
6.3.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche	17
7. COMBINAZIONI DI CARICO	19
8. CRITERI DI VERIFICA	22

8.1	GEOTECNICHE.....	22
8.2	STRUTTURALI	22
8.2.1	Verifica agli SLU-SLV.....	22
8.2.2	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	24
9.	ANALISI.....	25
9.1	GEOMETRIA	25
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO	26
9.3	DATI GEOTECNICI.....	27
9.4	CARICHI AGENTI	27
9.5	CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUL MURO.....	28
9.5.1	Forze statiche	28
9.5.2	Forze sismiche.....	29
9.5.3	Spinte del terreno	30
9.6	VERIFICHE DELL'EQUILIBRIO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE.....	31
9.7	VERIFICHE DELL'EQUILIBRIO LIMITE IN CONDIZIONI SISMICHE	33
9.8	VERIFICHE DELL'EQUILIBRIO LIMITE - SINTESI DEI RISULTATI.....	39
9.9	VERIFICHE AGLI SLU	40
9.9.1	Sollecitazioni sul muro	40
9.9.2	Schema delle armature.....	43
9.9.3	Verifica pressoflessione e taglio.....	44
9.10	VERIFICHE AGLI SLE	45
9.10.1	Sollecitazioni sul muro	45
9.10.2	Schema delle armature.....	47
9.10.3	Verifica a fessurazione	48
9.10.4	Verifica delle tensioni.....	49

1. PREMESSA

Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sottoscarpa tra la ferrovia binario dispari e la strada NV05 al progr.+41+000, nei pressi del sottovia scatolare SL02.

Il muro ha un'altezza massima di H=450 cm e una fondazione larga 335cm e spessa 100cm.

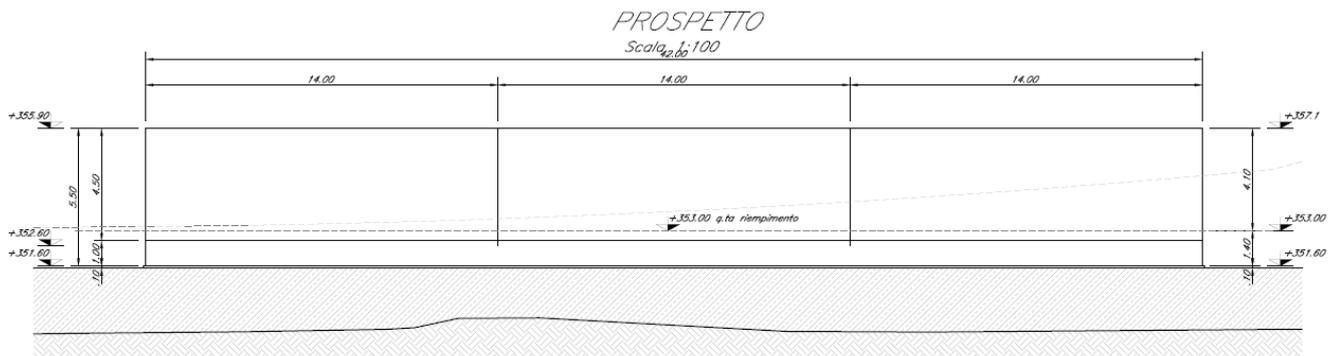


Figura 1-1 Fronte Muro

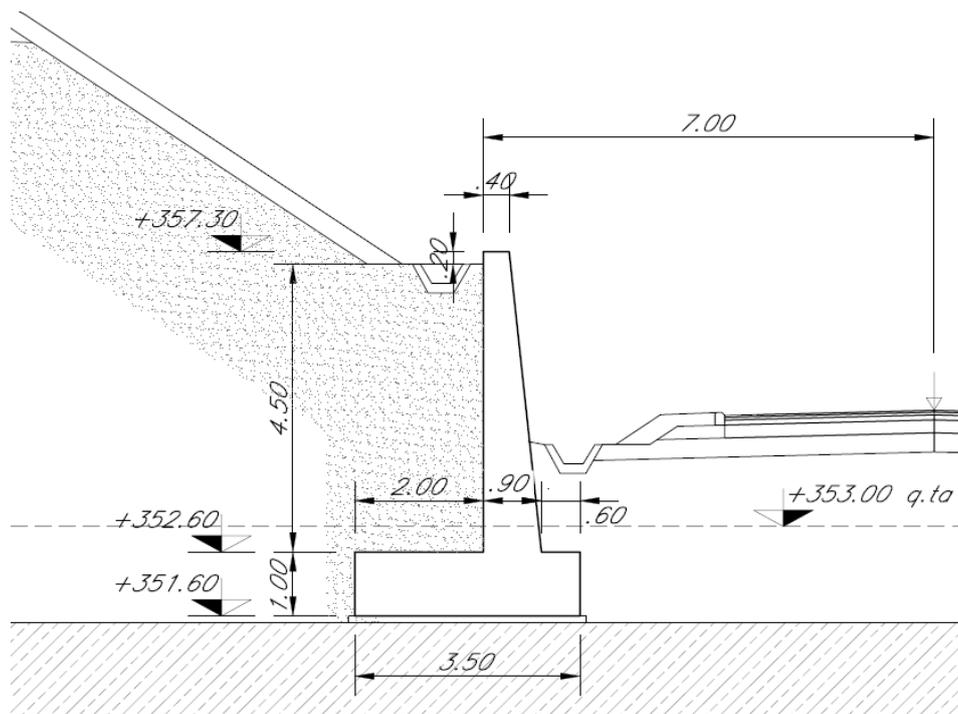


Figura 1-2 Sezione tipo

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti referenziati

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

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

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] 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
- Rif. [8] RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011 – Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- Rif. [9] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- Rif. [10] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2001 Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- Rif. [11] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica parte 1: regole generali;
- Rif. [12] UNI EN 1997-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5; Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;

2.2 Documenti

- Rif. [13] IF1W00D29PZRI0200001A Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Pianta fondazioni e sezioni
- Rif. [14] IF1W00D09F6OC0000003A Geotecnica generale tratti allo scoperto Profilo Geotecnico tratta allo scoperto - raccordo provvisorio alla pk 41+100;
- Rif. [15] IF1W00D09P7GB0000001A Interventi versante- planimetria monitoraggi;
- Rif. [16] IF1W00D09GE0C0000006A Geotecnica generale tratti allo scoperto Relazione sismica tratta allo scoperto - raccordo provvisorio alla pk 41+100;
- Rif. [17] IF1W00D09GE0C0000002A Geotecnica generale tratti allo scoperto Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto - raccordo provvisorio alla pk 41+100;

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	6 di 49

Rif. [18] Manuale di progettazione delle opere civili Parte II SEZIONE 3 Corpo stradale [RFI DTC SI CS MA IFS 001 B]

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo strutturale C25/30

Classe di resistenza

C25/30

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 10.84 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp\left\{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = 28 \text{ giorni}$$

3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Tipo di acciaio

B450C

Peso per unità di volume

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo a snervamento

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15$$

Deformazione uniforme ultima caratteristica

$$\epsilon_{uk} = 7.50 \% \quad \epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$$

Deformazione uniforme ultima di progetto

$$\epsilon_{ud} = 6.75 \% \quad \epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

Modulo elastico

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			C ≥ Co	Cmin ≤ C < Co	C ≥ Co	Cmin ≤ C < Co	C ≥ Co	Cmin ≤ C < Co	C ≥ Co	Cmin ≤ C < Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Strutture scatolari interrato	Aggressivo	25	10	35

In definitiva si prescrive che il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

3.1.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Terreno esistente

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato di cui al Rif. [17].

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel documento di cui al Rif. [16]

Il tracciato ricade prevalentemente in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia in un'area di depositi alluvionali terrazzati del fiume Cervaro costituiti da blocchi, ciottoli, ghiaia in matrice sabbiosa con locali intercalazioni di argille, argille-limose. Tali alluvioni ricoprono la formazione di substrato, costituita dai Calcari e dalle marne argillose del Faeto.

Sui versanti prospicienti il tracciato sono presenti coltri eluvio colluviali e di frana di natura essenzialmente coesiva con inclusi eterometrici, trovanti e blocchi litoidi.

Nei primi metri è presente un terreno di copertura (terreno vegetale e/o riporto) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL1_A: argilla e argilla limosa;
- ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a quota +345.19 m slm.

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici di riferimento per i terreni

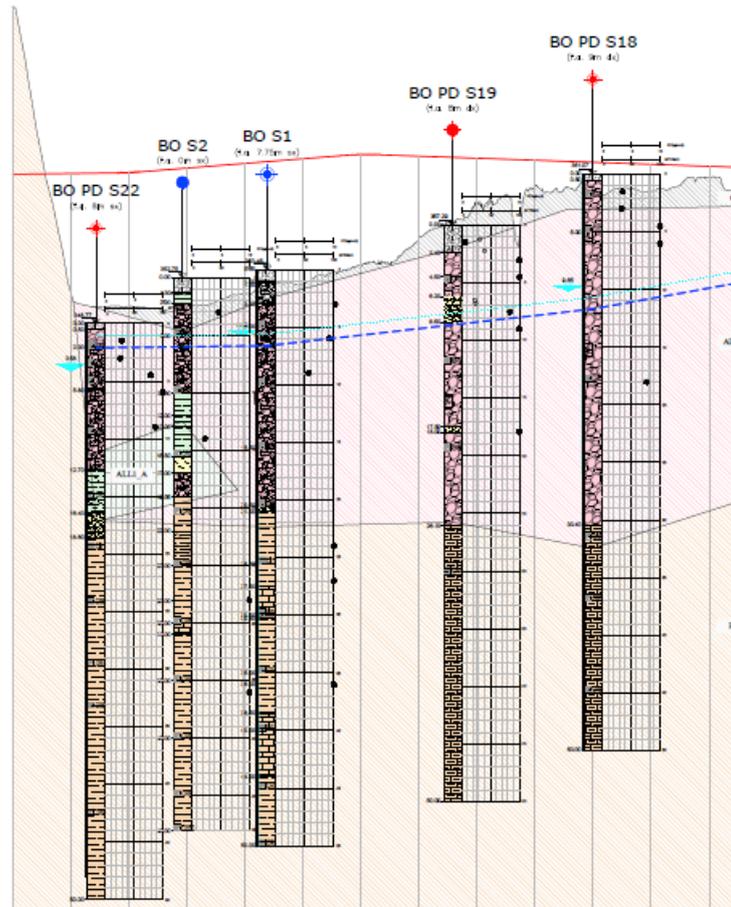
Sulla base delle indagini effettuate sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

Tab. 10: Parametri geotecnici caratteristici dei terreni (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

	Terreno di copertura	ALL1_A*	ALL3_G*
γ [kN/m ³]	18.0÷19.0 [18.5]	18.0÷19.0 [18.5]	17.5÷20.4 [18.5]
IP [%]	dati non disponibili	24÷35 [25]	-
c_u [kPa]	35÷200 [60]	110÷235 [125]	-
ϕ' [°]	22	25	36÷46 [38]
c' [kPa]	2	15	0.0
Dr [%]			
E_u/C_u	485	485-	-
Dr [%]			60 – 95 [80]
E_0 [MPa]	32÷113 [60]	243÷931 [314]	201÷1812 [453]
$E_{op,1}$ [MPa]	6÷22 [12]	48÷186 [62]	40÷362 [90]
$E_{op,2}^{**}$ [MPa]	3÷11 [6]	24÷93 [31]	20÷181 [45]
c_α [-]	dati non disponibili	$7.7 \cdot 10^{-2}$	-
c_r [-]	dati non disponibili	$1.8 \cdot 10^{-2}$	-
$c_{\alpha r}$	dati non disponibili	$2.6 \cdot 10^{-3}$ ÷ $4.0 \cdot 10^{-3}$ [$3.0 \cdot 10^{-3}$]	
c_v [m ² /s]	dati non disponibili	$6.15 \cdot 10^{-9}$ ÷ $1.9 \cdot 10^{-7}$ [$1.0 \cdot 10^{-7}$]	-
e_0 [-]	dati non disponibili	0.66÷0.86 [0.75]	0.40÷0.75 [0.45]
OCR [-]	2÷6 [3]	2÷6 [3]	-
u' [-]	0.3	0.3	0.3
k [m/s]	dati non disponibili	$8.4 \cdot 10^{-11}$ ÷ $3.8 \cdot 10^{-7}$ [$2.0 \cdot 10^{-7}$]	$5.2 \cdot 10^{-6}$ ÷ $1.6 \cdot 10^{-4}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]

Figura 4-1 Caratterizzazione geotecnica del terreno

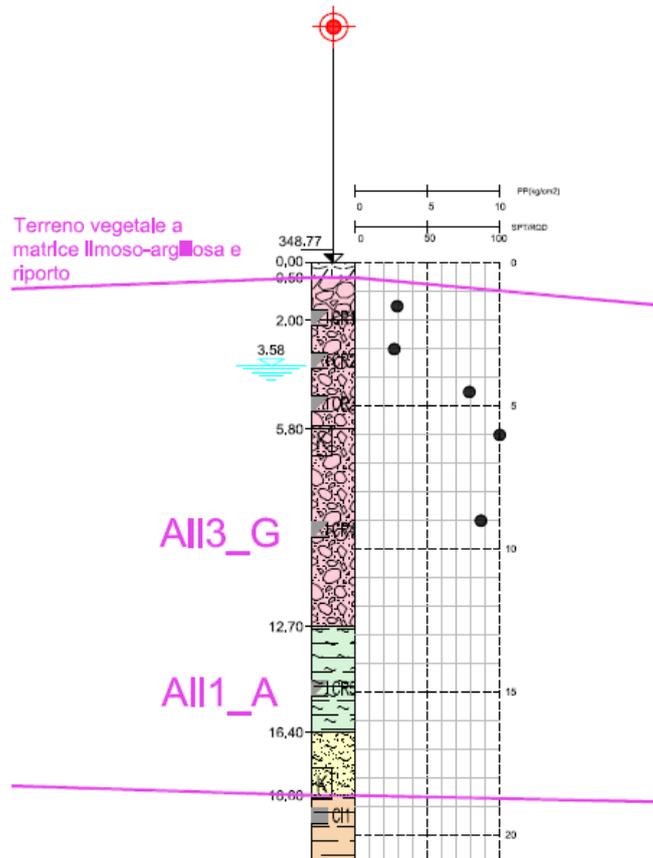
Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato di cui al Rif. [14].



Il sondaggio di riferimento tra la progressiva pik 40+950 e pk 41+000 risulta essere il **BO PD S22** riportato nella figura seguente

BO PD S22

(f.a. 8m sx)



In definitiva i parametri geotecnici del terreno di fondazione dell'opera di sostegno in esame sono:

- Peso Volume: $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\phi = 36^\circ$
- Coesione efficace $C' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo Elastico $E = 45000 \text{ kN/m}^2$.

Il terreno a monte del muro è costituito da rilevato ferroviario dalle seguenti caratteristiche:

- Peso Volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\phi = 38^\circ$
- Coesione efficace $C' = 0 \text{ kPa}$

I parametri sopra indicati saranno utilizzati per le verifiche del muro

5. CRITERI PROGETTUALI

5.1 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.

5.2 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.

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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 $VR = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

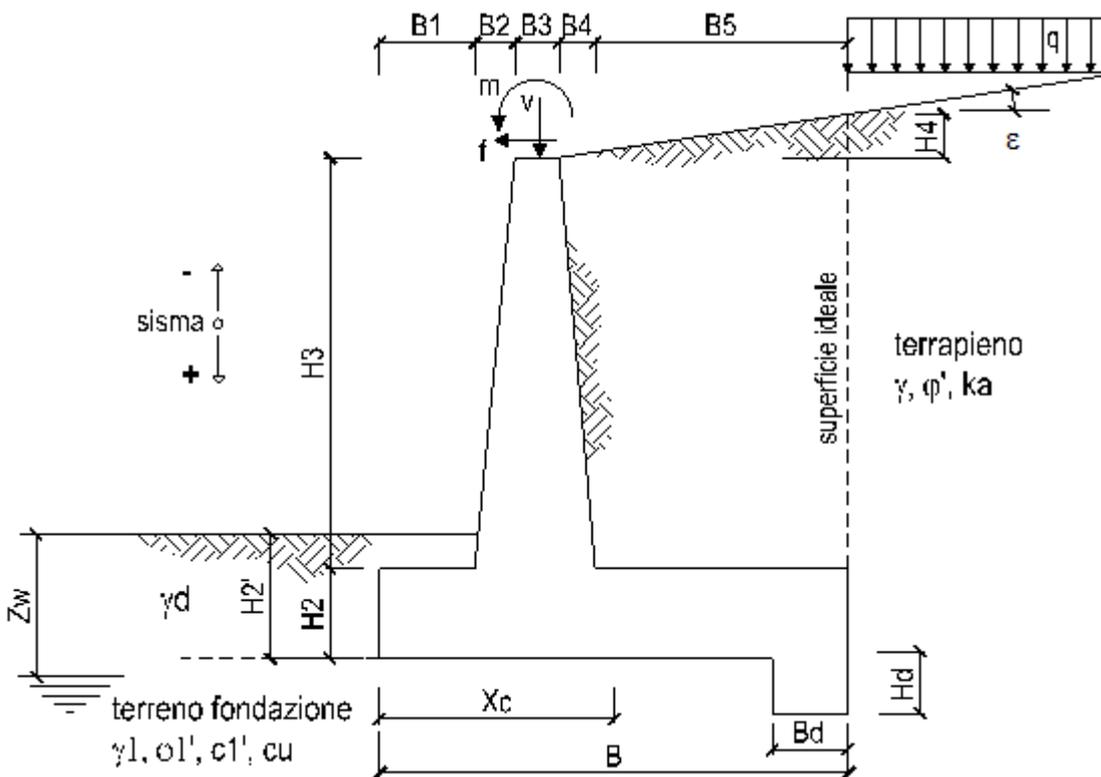
6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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

Le azioni aerodinamiche e i sovraccarichi dovuti al traffico ferroviario non incidono sulla struttura in esame.

6.1 Carichi permanenti strutturali (G_1)

Il peso proprio dello scatolare viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, una volta definite le geometrie e le proprietà dei materiali.



 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo</p>	<p>COMMESSA IF1W</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO RI0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 15 di 49</p>

6.2 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale (V_N);
- Classe d'uso (C_u);
- Periodo di Riferimento (V_R).

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 75$ anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso $C_u=1,5$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- "Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 112,5$ anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2008), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2008).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di *categoria C*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica T_1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Gli spettri di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento ad un punto intermedio della tratta Bovino di coordinate:

- Longitudine: 15.280293°,
- Latitudine: 41.240983°,

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

Accelerazione di riferimento a_g/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito a_{max}/g
0.272	C	T1	75	III	0.354

Figura 6-1 Azione sismica di riferimento

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.272 g
F_o	2.436
T_C	0.431 s
S_S	1.302
C_C	1.387
S_T	1.000
q	1.000

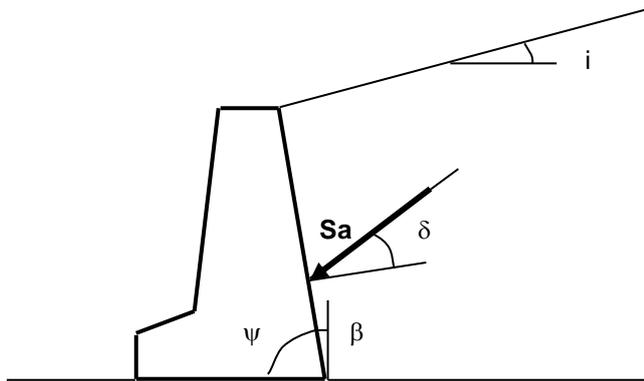
Parametri dipendenti

S	1.302
η	1.000
T_B	0.199 s
T_C	0.597 s
T_D	2.688 s

Figura 6-2 Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto

6.3 Spinta del terreno

6.3.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche



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

6.3.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche

La spinta delle terre in condizioni sismiche verrà valutata tramite il metodo di WOOD. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε (inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale) e l'angolo β (inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede), vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\text{tg } \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

In assenza di studi specifici, i coefficienti k_h e k_v devono essere calcolati come:

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	18 di 49

$$k_h = \beta_m a_{max}/g \quad k_v = 0,5 \cdot k_h$$

in cui a_{max} rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per la categoria stratigrafica:

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

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC2018 ($\beta_m = 0,38$ per gli SLV e ($\beta_m = 0,47$).

Per le verifiche è stato quindi utilizzato $\beta_m = 0,38$.

7. COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche secondo quanto riportato nelle tabelle seguenti:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 7-1 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	$\gamma_{c'}$	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

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 7-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo</p>	<p>COMMESSA IF1W</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO RI0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 22 di 49</p>

8. CRITERI DI VERIFICA

8.1 Geotecniche

Saranno condotte, in accordo con la normativa vigente le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

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

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

trascurando il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore

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

8.2 Strutturali

8.2.1 Verifica agli SLU-SLV

8.2.1.1 Verifica a pressoflessione deviata

Saranno calcolati i domini ultimi delle sezioni resistenti per ogni sezione in cui risulta una variazione di geometria o di armatura. Le verifiche strutturali saranno soddisfatte se i gruppi di sollecitazioni per le combinazioni di carico più gravose ricadono all'interno dei domini calcolati.

Sono utilizzati i seguenti coefficienti di sicurezza sui materiali:

- $\gamma_c = 1.5$ § 4.1.2.1.1.1 NTC 18;
- $\gamma_s = 1.15$ § 4.1.2.1.1.3 NTC 18;

8.2.1.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione

(generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.3.5):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

8.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Nel caso in esame non è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame non ricade in classe d'uso III e IV.

8.2.2.1 Fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

8.2.2.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

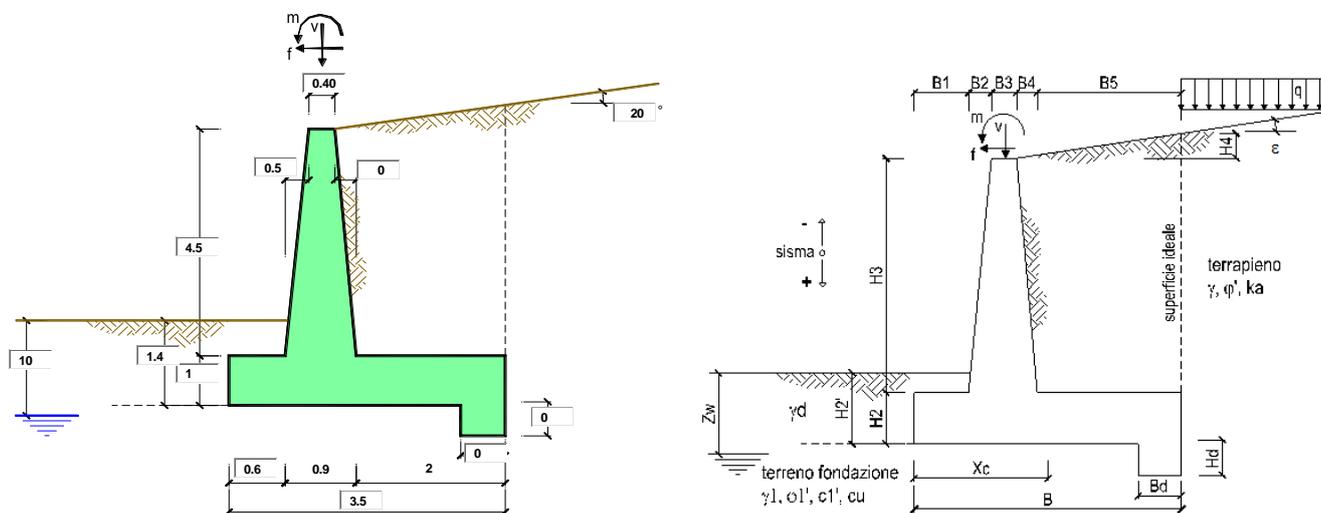
- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

9. ANALISI

9.1 Geometria



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.50	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

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

9.2 Combinazioni di carico

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

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

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.15	1.50	1.00

9.3 Dati geotecnici

Dati Geotecnici			valori caratteristici	valori di progetto		
			SLE	STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23.00	23.00	19.37
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	36.00	36.00	30.17
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.50	18.50	18.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.50	18.50	18.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	45000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.272	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.302	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.13457472	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0673	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.278		0.278		0.374
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.409		0.409		0.567
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.435		0.435		0.612
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.852		3.852		3.020
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.597		3.597		2.792
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.559		3.559		2.758

9.4 Carichi agenti

Carichi Agenti			valori caratteristici	valori di progetto		
			SLE - sisma	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

9.5 Calcolo delle azioni agenti sul muro

9.5.1 Forze statiche

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	28.13	28.13	25.31
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	45.00	45.00	40.50
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)	87.50	87.50	78.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	160.63	160.63	144.56

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	180.00	180.00	162.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	14.56	14.56	13.10
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	194.56	194.56	175.10

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	26.25	26.25	23.63
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	58.50	58.50	52.65
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	153.13	153.13	137.81
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	237.88	237.88	214.09

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	450.00	450.00	405.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	41.25	41.25	37.12
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)	491.25	491.25	442.12

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0		

9.5.2 Forze sismiche

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	21.62
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	10.81

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	26.18
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	13.09

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	9.46
MPs2 h=	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	19.68
MPs3 h=	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	5.89
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	35.03

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	1.77
MPs2 v=	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	3.94
MPs3 v=	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	10.30
MPs5 v=	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	16.01

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

MPts1 h=	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	78.73
MPts2 h=	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	16.15
MPts3 h=	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	94.88

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

MPts1 v=	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	30.28
MPts2 v=	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.78
MPts3 v=	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	33.05

9.5.3 Spinte del terreno

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 107.66	145.34	159.44
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 99.10	133.78	150.42
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 42.07	56.79	52.89
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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 205.73	277.73	312.26
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m) 147.23	198.76	185.11
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	31 di 49

9.6 Verifiche dell'equilibrio limite in condizioni statiche

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 411.97 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 133.78 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.73 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.24} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

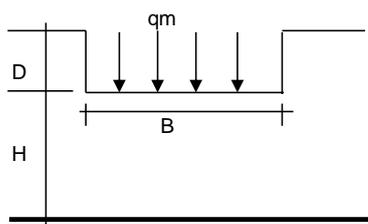
$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 656.21 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 127.15 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{5.16} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	397.25	(kN/m)
M	24.56	(kNm/m)
e=M/N	0.06	(m)
B*	3.38	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.40	(m)
D/B*	0.41	(m)
Hs/B*	4.74	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 122.02 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.942 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 1.05 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 9.10 \quad (\text{mm})$$

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	32 di 49

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	411.97	411.97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	133.78	133.78	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	650.15	650.15	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	70.80	70.80	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	25.90		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.17	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.16	3.16	(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)	37.75		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	50.59		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	952.04	952.04	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	7.29	>	1.4
		Nmax	7.29	>	

9.7 Verifiche dell'equilibrio limite in condizioni sismiche

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	107.66	107.66	144.95
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	61.81	61.81	89.79
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	99.10	99.10	136.74
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	56.90	56.90	84.71
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	42.07	42.07	48.08
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	24.15	24.15	29.78
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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	205.73	205.73	283.87
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	118.12	118.12	175.85
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	147.23	147.23	168.28
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	84.53	84.53	104.24
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	34 di 49

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + \varphi_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 445.30 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 203.80 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.73 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.59} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 729.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 268.04 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.72} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	445.30	445.30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	203.80		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	556.19	556.19	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	223.09	223.09	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	25.90		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.50	0.50	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.50	2.50	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	37.75		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	50.59		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.29	0.29	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.27	0.27	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi))^{m+1}$		0.16	0.16	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	495.16	495.16	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.78	>	1.4
		Nmax	2.78	>	

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	36 di 49

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	107.66	107.66	144.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	49.71	49.71	76.29
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	99.10	99.10	136.74
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	45.76	45.76	71.97
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	42.07	42.07	48.08
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	19.42	19.42	25.31
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	205.73	205.73	283.87
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	95.00	95.00	149.41
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	147.23	147.23	168.28
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	67.99	67.99	88.57
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	37 di 49

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + \varphi_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 392.77 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 192.66 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.73 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.48} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 729.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 355.40 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.05} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		392.77	392.77	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		192.66		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		464.64	464.64	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		222.71	222.71	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	25.90		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.57	0.57	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.37	2.37	(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)	37.75		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2 + π in cond. nd)	50.59		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.26	0.26	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.24	0.24	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.13	0.13	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	416.80	416.80	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.51	>	1.4
		Nmax	2.51	>	

9.8 Verifiche dell'equilibrio limite - Sintesi dei risultati

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	2.24	5.16	7.29
Sismico	1.48	2.05	2.51

9.9 Verifiche agli SLU

9.9.1 Sollecitazioni sul muro

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

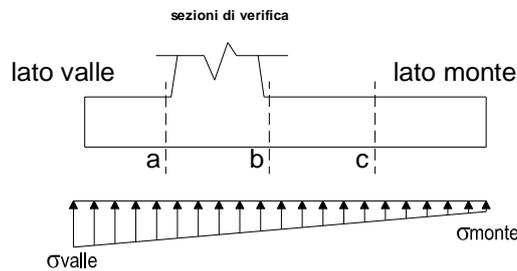
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	411.97	70.80	152.38	83.03
	411.97	70.80	152.38	83.03
sisma+	445.30	223.09	236.50	17.96
	445.30	223.09	236.50	17.96
sisma-	392.77	222.71	221.31	3.14
	392.77	222.71	221.31	3.14



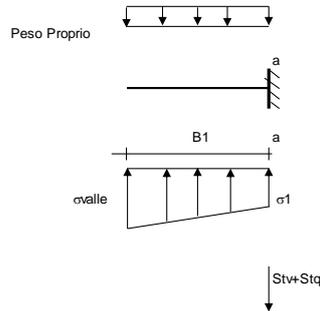
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	152.38	140.50	22.22	72.86
	152.38	140.50	22.22	72.86
sisma+	236.50	199.03	35.52	122.14
	236.50	199.03	35.52	122.14
sisma-	221.31	183.91	33.39	113.03
	221.31	183.91	33.09	113.03



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²)
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

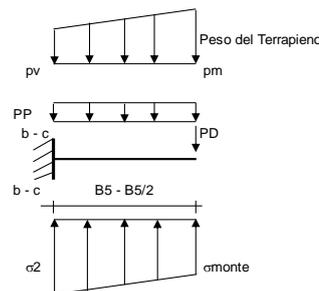
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 104.56	104.56	104.56	(kN/m ²)
pvb	= 90.00	90.00	90.00	(kN/m ²)
pvc	= 97.28	97.28	97.28	(kN/m ²)

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

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

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

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



caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	Vb	σ_2c	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	83.03	122.66	-170.51	-95.66	102.84	-75.54	-91.05
	83.03	122.66	-170.51	-95.66	102.84	-75.54	-91.05
sisma+	17.96	142.84	-279.45	-166.43	80.40	-114.67	-151.43
	17.96	142.84	-279.45	-166.43	80.40	-114.67	-151.43
sisma-	3.14	127.80	-266.22	-158.65	65.47	-108.82	-144.63
	3.14	127.80	-266.22	-158.65	65.47	-108.82	-144.63

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF1W 00 D 29 CL RI0200 001 A 41 di 49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

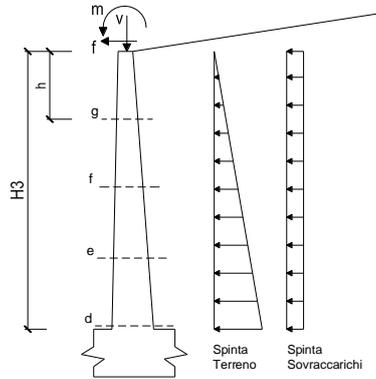
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,50	112,97	0,00	0,00	112,97	0,00	73,13	73,13
e-e	3,38	47,66	0,00	0,00	47,66	0,00	49,57	49,57
f-f	2,25	14,12	0,00	0,00	14,12	0,00	29,53	29,53
g-g	1,13	1,77	0,00	0,00	1,77	0,00	13,01	13,01

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,50	75,31	0,00	0,00	75,31
e-e	3,38	42,36	0,00	0,00	42,36
f-f	2,25	18,83	0,00	0,00	18,83
g-g	1,13	4,71	0,00	0,00	4,71

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	M _{tot}	Next	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	4,50	86,90	41,52	0,00	0,00	14,22	142,64	0,00	76,75	76,75
e-e	3,38	36,66	17,52	0,00	0,00	7,41	61,59	0,00	52,03	52,03
f-f	2,25	10,86	5,19	0,00	0,00	3,03	19,09	0,00	31,00	31,00
g-g	1,13	1,36	0,65	0,00	0,00	0,69	2,70	0,00	13,65	13,65

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,50	57,93	27,68	0,00	0,00	7,25	92,87
e-e	3,38	32,59	15,57	0,00	0,00	4,92	53,07
f-f	2,25	14,48	6,92	0,00	0,00	2,93	24,33
g-g	1,13	3,62	1,73	0,00	0,00	1,29	6,64

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	M _{tot}	Next	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	4,50	86,90	33,44	0,00	0,00	14,22	134,56	0,00	69,50	69,50
e-e	3,38	36,66	14,11	0,00	0,00	7,41	58,18	0,00	47,11	47,11
f-f	2,25	10,86	4,18	0,00	0,00	3,03	18,08	0,00	28,07	28,07
g-g	1,13	1,36	0,52	0,00	0,00	0,69	2,57	0,00	12,36	12,36

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,50	57,93	22,29	0,00	0,00	7,25	87,48
e-e	3,38	32,59	12,54	0,00	0,00	4,92	50,04
f-f	2,25	14,48	5,57	0,00	0,00	2,93	22,98
g-g	1,13	3,62	1,39	0,00	0,00	1,29	6,30

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF1W 00 D 29 CL RI0200 001 A 42 di 49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

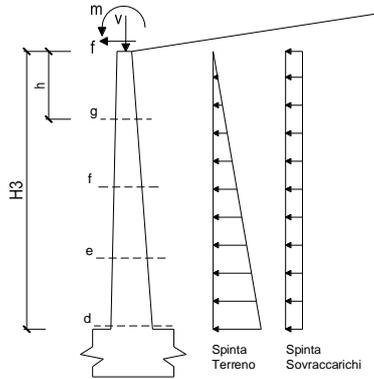
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	104.77	0.00	0.00	104.77	0.00	73.13	73.13
e-e	3.38	44.20	0.00	0.00	44.20	0.00	49.57	49.57
f-f	2.25	13.10	0.00	0.00	13.10	0.00	29.53	29.53
g-g	1.13	1.64	0.00	0.00	1.64	0.00	13.01	13.01

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	69.85	0.00	0.00	69.85
e-e	3.38	39.29	0.00	0.00	39.29
f-f	2.25	17.46	0.00	0.00	17.46
g-g	1.13	4.37	0.00	0.00	4.37

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	4.50	77.61	48.41	0.00	0.00	19.30	145.32	0.00	78.05	78.05
e-e	3.38	32.74	20.42	0.00	0.00	10.06	63.22	0.00	52.91	52.91
f-f	2.25	9.70	6.05	0.00	0.00	4.12	19.87	0.00	31.52	31.52
g-g	1.13	1.21	0.76	0.00	0.00	0.94	2.91	0.00	13.88	13.88

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	51.74	32.27	0.00	0.00	9.84	93.85
e-e	3.38	29.10	18.15	0.00	0.00	6.67	53.93
f-f	2.25	12.93	8.07	0.00	0.00	3.97	24.98
g-g	1.13	3.23	2.02	0.00	0.00	1.75	7.00

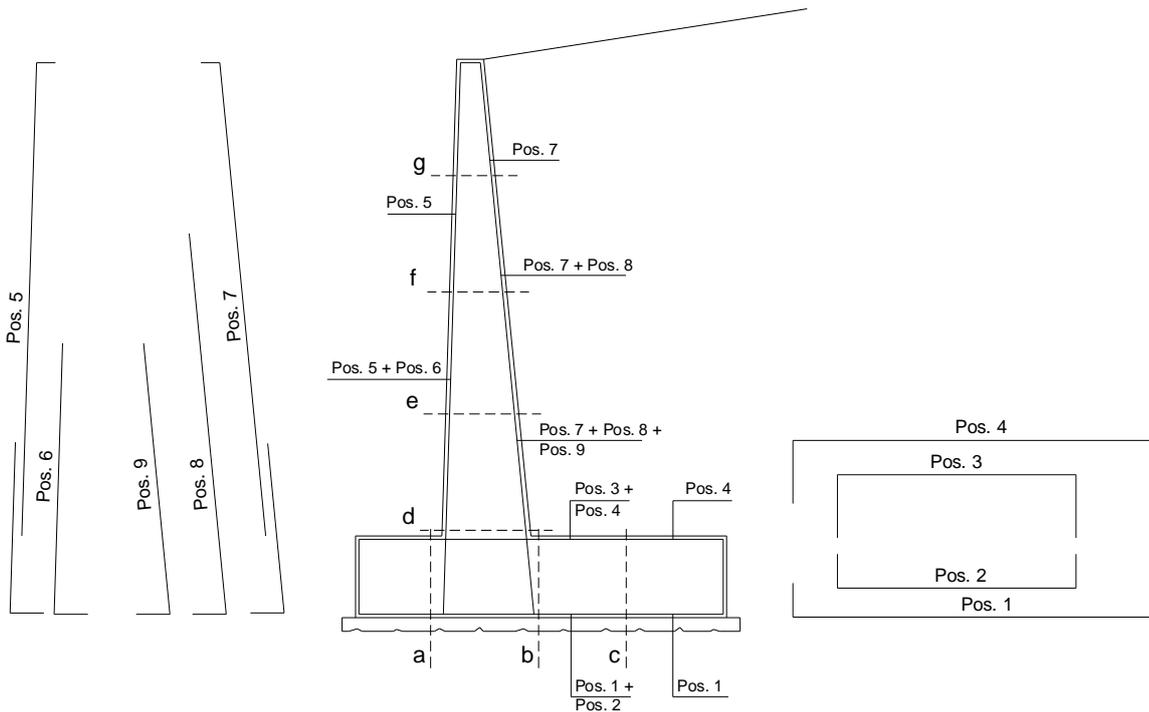
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	4.50	77.61	38.93	0.00	0.00	19.30	135.84	0.00	68.20	68.20
e-e	3.38	32.74	16.42	0.00	0.00	10.06	59.22	0.00	46.23	46.23
f-f	2.25	9.70	4.87	0.00	0.00	4.12	18.68	0.00	27.54	27.54
g-g	1.13	1.21	0.61	0.00	0.00	0.94	2.76	0.00	12.13	12.13

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	51.74	25.95	0.00	0.00	9.84	87.53
e-e	3.38	29.10	14.60	0.00	0.00	6.67	50.37
f-f	2.25	12.93	6.49	0.00	0.00	3.97	23.40
g-g	1.13	3.23	1.62	0.00	0.00	1.75	6.61

9.9.2 Schema delle armature

SCHEMA DELLE ARMATURE

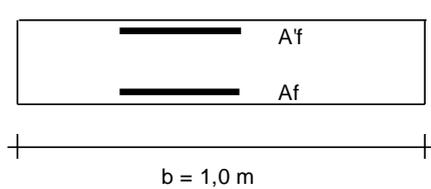


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2	5.0	16	<input type="checkbox"/>	6	5.0	16	<input checked="" type="checkbox"/>
3	5.0	20	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	20		8	10.0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	44 di 49

9.9.3 Verifica pressoflessione e taglio

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	M _u
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	35.82	0.00	1.00	25.76	31.42	921.88
b - b	-279.45	0.00	1.00	31.42	25.76	1120.62
c - c	-114.67	0.00	1.00	15.71	15.71	567.69
d - d	145.32	78.05	0.90	30.16	20.11	986.32
e - e	63.22	52.91	0.78	30.16	20.11	826.24
f - f	19.87	31.52	0.65	30.16	10.05	668.67
g - g	2.91	13.88	0.53	10.05	10.05	184.07

(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	122.14	1.00	314.75	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	166.43	1.00	336.28	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
c - c	151.43	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	93.85	0.90	324.62	10	20	20	21.8	1469.42	Armatura a taglio non necessaria
e - e	53.93	0.78	297.07	10	20	20	21.8	1253.33	Armatura a taglio non necessaria
f - f	24.98	0.65	268.40	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7.00	0.53	177.89	10	20	20	21.8	821.15	Armatura a taglio non necessaria

9.10 Verifiche agli SLE

9.10.1 Sollecitazioni sul muro

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

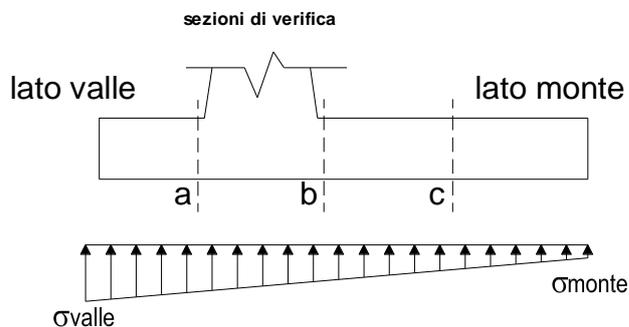
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	397.25	24.56	125.53	101.47
	397.25	24.56	125.53	101.47
Q.P.	397.25	24.56	125.53	101.47
	397.25	24.56	125.53	101.47

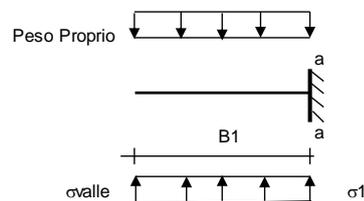


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	125.53	121.41	17.85
	125.53	121.41	17.85
Q.P.	125.53	121.41	17.85
	125.53	121.41	17.85



Mensola Lato Monte

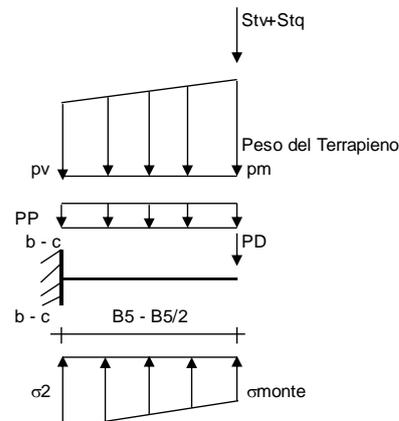
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	104.56	104.56	104.56	(kN/m ²)
pvb	90.00	90.00	90.00	(kN/m ²)
pvc	97.28	97.28	97.28	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	101.47	115.22	-121.44	108.34	-53.75
	101.47	115.22	-121.44	108.34	-53.75
Q.P.	101.47	115.22	-121.44	108.34	-53.75
	101.47	115.22	-121.44	108.34	-53.75



Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	46 di 49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

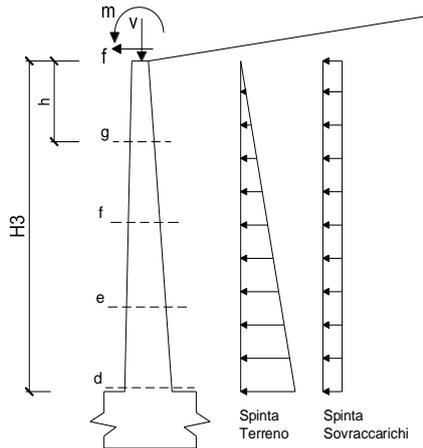
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	77.61	0.00	0.00	77.61	0.00	73.13	73.13
e-e	3.38	32.74	0.00	0.00	32.74	0.00	49.57	49.57
f-f	2.25	9.70	0.00	0.00	9.70	0.00	29.53	29.53
g-g	1.13	1.21	0.00	0.00	1.21	0.00	13.01	13.01

condizione Quasi Permanente

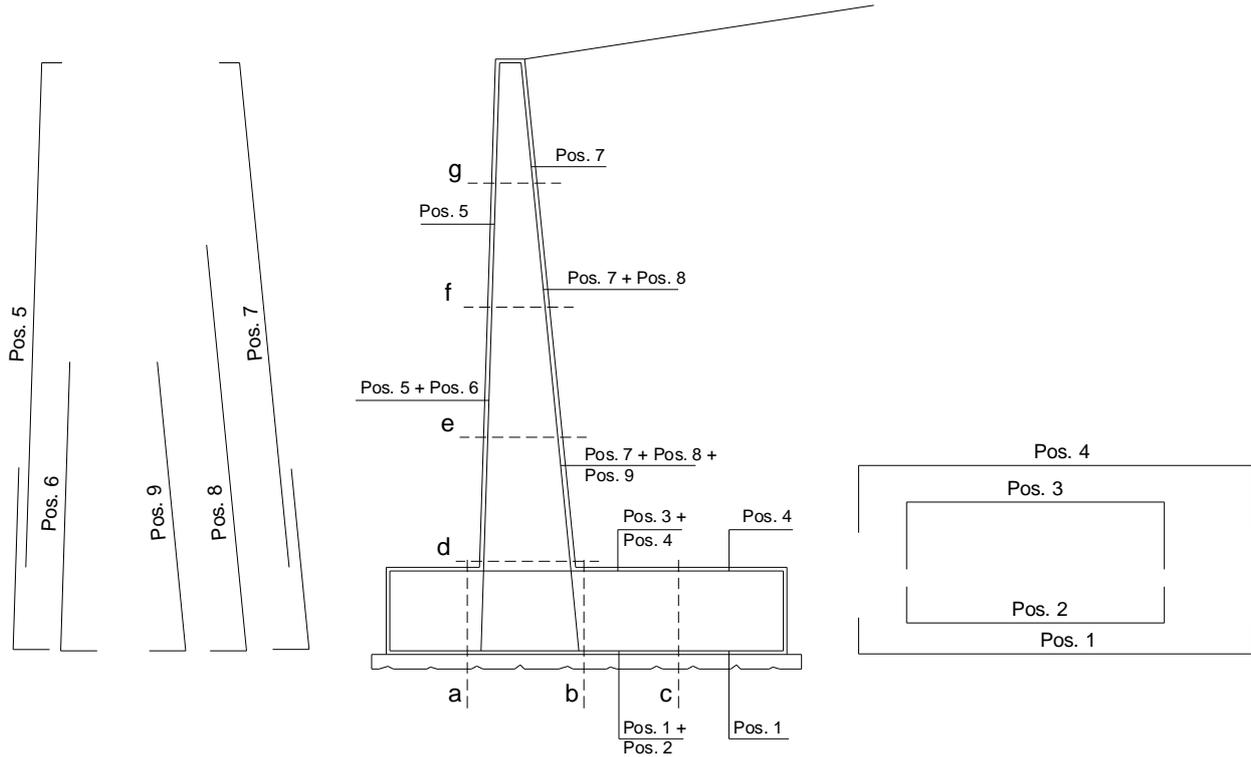
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	77.61	0.00	0.00	77.61	0.00	73.13	73.13
e-e	3.38	32.74	0.00	0.00	32.74	0.00	49.57	49.57
f-f	2.25	9.70	0.00	0.00	9.70	0.00	29.53	29.53
g-g	1.13	1.21	0.00	0.00	1.21	0.00	13.01	13.01

Rilevato RI02 - Muro di sottoscarpa - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	RI0200 001	A	47 di 49

9.10.2 Schema delle armature

SCHEMA DELLE ARMATURE

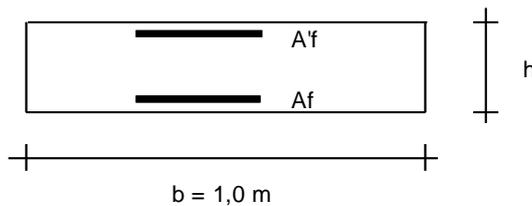


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2	5.0	16	<input type="checkbox"/>	6	5.0	16	<input checked="" type="checkbox"/>
3	5.0	20	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	20		8	10.0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

9.10.3 Verifica a 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	17.85	0.00	1.00	25.76	31.42	0.14	7.82	0.006	0.300
b - b	-121.44	0.00	1.00	31.42	25.76	0.95	44.00	0.034	0.300
c - c	-53.75	0.00	1.00	15.71	15.71	0.58	38.32	0.045	0.300
d - d	77.61	73.13	0.90	30.16	20.11	0.94	25.87	0.019	0.300
e - e	32.74	49.57	0.78	30.16	20.11	0.51	10.72	0.008	0.300
f - f	9.70	29.53	0.65	30.16	10.05	0.20	2.25	0.002	0.300
g - g	1.21	13.01	0.53	10.05	10.05	0.05	-0.06	0.000	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	17.85	0.00	1.00	25.76	31.42	0.14	7.82	0.006	0.400
b - b	-121.44	0.00	1.00	31.42	25.76	0.95	44.00	0.034	0.400
c - c	-53.75	0.00	1.00	15.71	15.71	0.58	38.32	0.045	0.400
d - d	77.61	73.13	0.90	30.16	20.11	0.94	25.87	0.019	0.400
e - e	32.74	49.57	0.78	30.16	20.11	0.51	10.72	0.008	0.400
f - f	9.70	29.53	0.65	30.16	10.05	0.20	2.25	0.002	0.400
g - g	1.21	13.01	0.53	10.05	10.05	0.05	-0.06	0.000	0.400

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

9.10.4 Verifica delle tensioni

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	17.85	0.00	1.00	25.76	31.42	0.14	7.82
b - b	-121.44	0.00	1.00	31.42	25.76	0.95	44.00
c - c	-53.75	0.00	1.00	15.71	15.71	0.58	38.32
d - d	77.61	73.13	0.90	30.16	20.11	0.94	25.87
e - e	32.74	49.57	0.78	30.16	20.11	0.51	10.72
f - f	9.70	29.53	0.65	30.16	10.05	0.20	2.25
g - g	1.21	13.01	0.53	10.05	10.05	0.05	-0.06

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	35.52	0.00	1.00	25.76	31.42	0.29	15.56
b - b	-279.45	0.00	1.00	31.42	25.76	2.18	101.26
c - c	-114.67	0.00	1.00	15.71	15.71	1.23	81.75
d - d	145.32	68.20	0.90	30.16	20.11	1.92	66.45
e - e	63.22	46.23	0.78	30.16	20.11	1.04	30.55
f - f	19.87	27.54	0.65	30.16	10.05	0.39	8.35
g - g	2.91	12.13	0.53	10.05	10.05	0.11	1.61

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