



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”



COMUNE DI RONCO SCRIVIA (GE)




SCUOLA ELEMENTARE “E. DE AMICIS” VIA CESARE BATTISTI 63

REV. A	RELAZIONE DI CALCOLO GENERALE MURO DI SOSTEGNO					RIFERIMENTO COMMESSA: 2101_RNC CODICE ELABORATO: 2101_RNC_PD_REL_011
Rev.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	SCALA:
A	PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO	21/01/22	MP	MP	MP	FORMATO: A4
						SUPPORTO:.....MS WORLD
TECNICO INCARICATO				COMMITTENTE		
ING. MIRKO PASTROVICCHIO Viale Vittorio Veneto 5 – 16019 Ronco Scrivia (GE) E-Mail: studio.pastrovicchio@gmail.com PEC: mirko.pastrovicchio@ingpec.eu Tel. 010.935473 – Cell. 340.9172747 P.I. 01773950991 – C.F. PSTMRK75E27D969K N° Iscrizione Ordine degli Ingegneri (GE) 8186A				COMUNE DI RONCO SCRIVIA Corso Italia, 7 - 16019 Ronco Scrivia (GE) P.I. 00705520104 Tel. 010.965.90.10 - Fax. 010.935.63.43 Mail. info@comune.roncoscrivita.ge.it PEC. comune.roncoscrivita@pec.it RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO GEOM. SABRINA BARTOLINI		

IL PRESENTE DOCUMENTO COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO IN TUTTO O IN PARTE SENZA IL CONSENSO DELL'ING. MIRKO PASTROVICCHIO – OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA PUNITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED EITHER IN PART OR IN ITS INTERITY WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF ENG. MIRKO PASTROVICCHIO, UNAUTHORIZED WIL BE PROSECUTED BY LAW




“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 2 di 17

1	PREMESSA	3
2	INDIVIDUAZIONE DELL'INTERVENTO	3
3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
4	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
5	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
6	MATERIALI	8
6.1	Calcestruzzo C25/30 - Strutture in Fondazione	8
6.1.1	Acciaio per Calcestruzzo Armato B450C	8
7	ANALISI DEI CARICHI	9
7.1	Generale	9
7.1.1	Permanenti Strutturali	9
7.1.2	Permanenti non Strutturali	9
7.1.3	Accidentali	9
7.1.4	Neve	10
7.1.5	Azione Sismica	11
8	PARAMETRI GEOTECNICI	12
9	MODALITA' DI CALCOLO	14



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 3 di 17

1 PREMESSA

Il Sottoscritto **Ing. Mirko Pastrovicchio**, iscritto all’Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova al N° 8186A, avente Studio in Ronco Scrivia - Viale Vittorio Veneto,5 - Cellulare 340 91 72 747 - C.F. PSTMRK75E27D969K - P.I. 01773950991, avendo ricevuto incarico dalla Geom. **Sabrina Bartolini** in qualità di responsabile dell’ufficio “Lavori Pubblici” del Comune di Ronco Scrivia (GE) - Corso Italia, 7 – (16019) Ronco Scrivia (GE) – P.I. 00705520104 - Tel. 010.965.90.10 - Fax. 010.935.63.43 – Mail: info@comune.roncoscrivita.ge.it – PEC: comune.roncoscrivita@pec.it - di redigere il progetto strutturale inerente la realizzazione di muro di sostegno in C.A., fornisce la seguente relazione di calcolo.

I calcoli statici e sismici vengono eseguiti in conformità con il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

La presente relazione contiene:

- Relazione tecnica illustrativa del progetto
- Relazione di calcolo
- Relazione sui materiali
- Relazione geotecnica
- Relazione sulle fondazioni

2 INDIVIDUAZIONE DELL’INTERVENTO

L’intervento è ubicato nel Comune di Ronco Scrivia (GE), nel terreno adiacente la Scuola Elementare De Amicis, in corrispondenza dell’accesso disabili.


Le coordinate del sito sono:

Latitudine N 44.612889°

Longitudine E 8.949250°



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 4 di 17

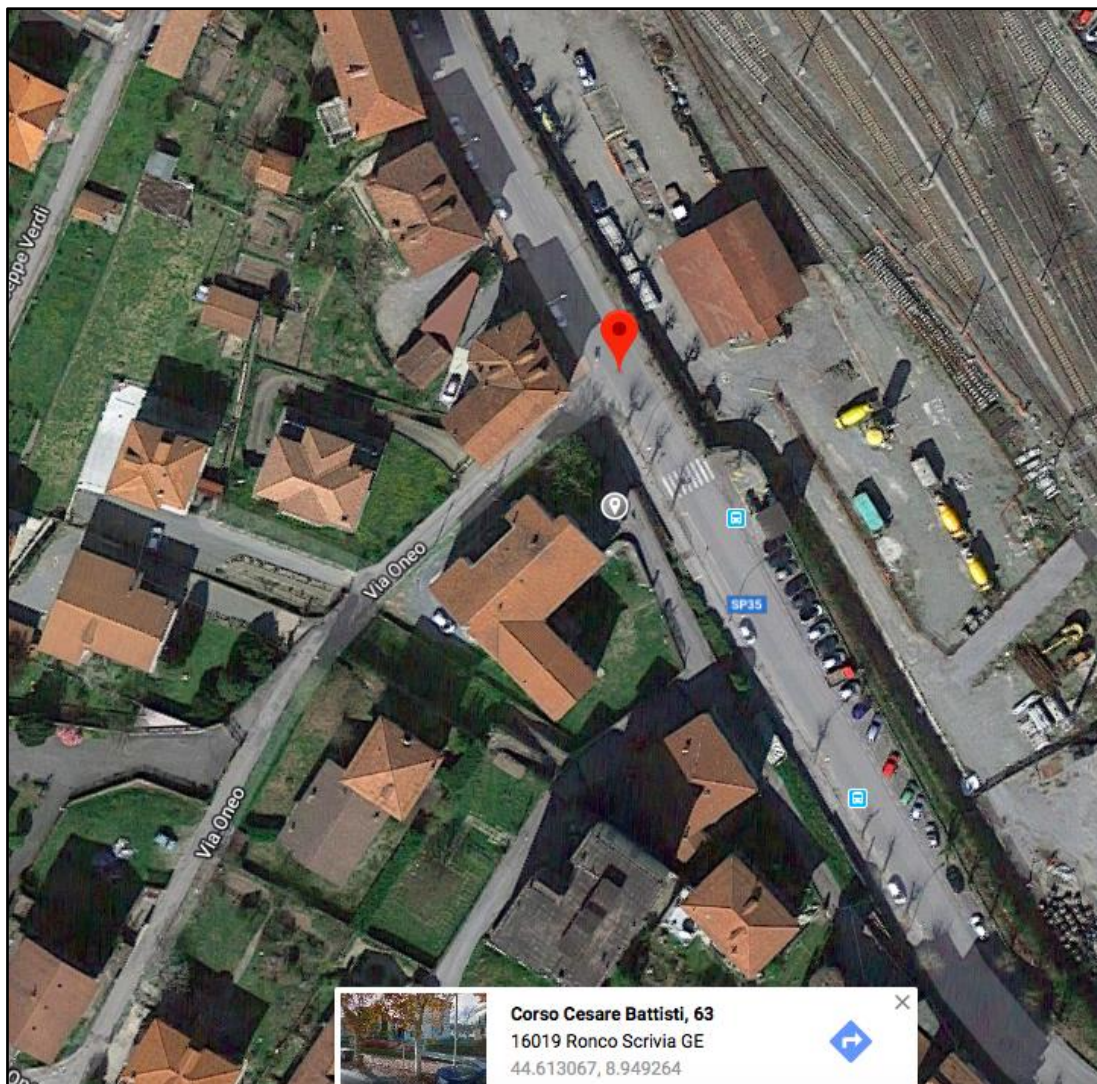



Immagine Google Earth



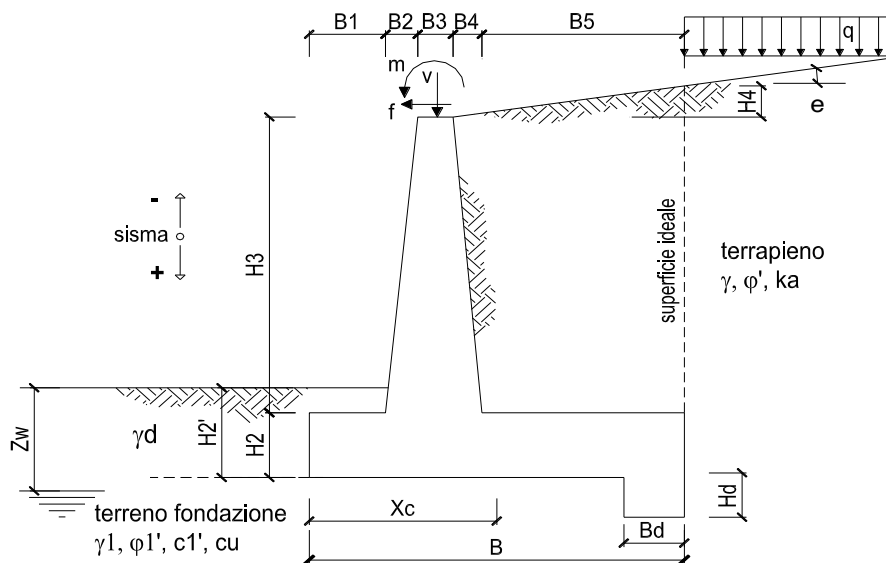
	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 5 di 17

3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento a progetto prevede il rifacimento del muro di sostegno esistente con nuova struttura in cemento armato. La nuova opera di sostegno sarà di tipo “a mensola” e avrà la funzione di assorbire la spinta del terreno adibito a passerella pedonale. La stabilità del muro sarà affidata soprattutto alla porzione di terreno / riempimento che graverà sulla mensola di fondazione retrostante l'opera stessa.

Il muro verrà realizzato con calcestruzzo armato ordinario, il cui peso specifico sarà pari a 2400 daN/m^3 . Verrà previsto l'impiego di calcestruzzo di classe C25/30, avente resistenza a compressione cilindrica (f_{ck}) pari a 249 daN/cm^2 , ed acciaio tipo B450C, avente tensione minima di snervamento (f_{yk}) pari a 4500 daN/cm^2 .

Di seguito le caratteristiche geometriche del muro di sostegno:



$B3 = 0,25 \text{ mt.}$

$H3 = 1,10 \text{ mt.}$

$H2 = 0,25 \text{ mt.}$

$B = 0,80 \text{ mt.}$

$H2' = 0,30 \text{ mt.}$


$B1 = 0,20 \text{ mt.}$

$B5 = 0,35 \text{ mt.}$

$Hd = 0,00 \text{ mt}$



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 6 di 17

Di seguito Foto rappresentative dello stato di fatto del muro di sostegno esistente.




Figura 1: muro di sostegno esistente / accesso disabili Scuola Elementare “De Amicis”

Il muro di sostegno, indicato con la freccia rossa, verrà rifatto in quanto l’attuale accesso disabili verrà ampliato e trasformato nell’accesso principale dell’edificio scolastico.



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 7 di 17

4 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 17 Gennaio 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare Esplicativa NTC 2018 N°7 del 21 Gennaio 2019

5 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 2101_RNC_PD_REL_002 – Relazione Materiali di Progetto
- RELAZIONE GEOLOGICA a Firma del Geol. Michele Ricci
- 2101_RNC_PD_REL_009 – Piano Manutenzione
- 2101_RNC_PD_STRU_200 / 214– Elaborati Architettonici
- 2101_RNC_PD_STRU_250 / 257 – Elaborati Grafici Strutturali



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 8 di 17

6 MATERIALI

6.1 Calcestruzzo C25/30 - Strutture in Fondazione

Calcestruzzo a Resistenza Caratteristica $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$ Secondo DM 09.01.1996, e ai Sensi delle NTC 2018 (Pt. 4.1 e 11.2), Definito di Classe C25/30.

Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione	f_{ck}	$= 25 \text{ N/mm}^2$	Rif. 11.2.10
Resistenza di Progetto Cilindrica a Compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$= 14,1 \text{ N/mm}^2$	
Valore medio Resistenza Cilindrica a Compressione	$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$	$= 2,56 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza Caratteristica Cilindrica a Trazione	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$	$= 1,79 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di Progetto Cilindrica a Trazione	$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$	$= 1,19 \text{ N/mm}^2$	
Modulo Elastico Secante	$E_{cm} = 22[(f_{ck}+8)/10]^{0,3}$	$= 31.476 \text{ N/mm}^2$	
Massa Volumica	ρ	$= 25 \text{ kN/m}^3$	
Deformazione ultima a Compressione	ε_{cu}	$3,5 \text{ ‰}$	
Def. Limite Elastico (Diagr Parabola-Rettangolo)	ε_{c2}	$2,0 \text{ ‰}$	
Tensione limite a Taglio solo Calcestruzzo DM 96	τ_{co}	$= 0,6 \text{ N/mm}^2$	
Tensione ultima a Taglio DM 96	τ_{c1}	$= 1,829 \text{ N/mm}^2$	
Rapporto Acqua/Cemento	A/C	$< 0,55$	UNI 11104
Dosaggio minimo di Cemento	C	$> 300 \text{ kg/m}^3$	UNI 11104
Tipologia Cemento	III - IV		
Lavorabilità (Slump) Fondazioni	S4		
Copriferro Fondazioni	C_{min}	$= 4,0 \text{ cm}$	
Ambiente	XC1		UNI 11104


6.1.1 Acciaio per Calcestruzzo Armato B450C

Barre Acciaio ad Aderenza Migliorata - Tipo **B450C** - Controllato in Stabilimento.

Caratteristiche Meccaniche (Secondo D.M. 17/01/2018 – Prospetto 11.3.2.1):

Tensione Caratteristica di Snervamento	f_{yk}	$= 450 \text{ N/mm}^2$	Rif. 11.3.2.1
--	----------	------------------------	---------------



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 9 di 17

Tensione a Snervamento di Progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391,3 N/mm ²	
Tensione Caratteristica di Rottura	f_{tk}	= 540 N/mm ²	
Modulo Elastico	E_s	= 200.000 N/mm ²	
Deformazione a Snervamento di Progetto	$\varepsilon_{sy,d}$	= 1,957 ‰	
Deformazione a Rottura di Progetto	ε_{su}	= 67,5 ‰	

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Generale

7.1.1 Permanenti Strutturali

Calcestruzzo Armato 25,00 kN/m³

Peso Terreno di Fondazione 21,00 kN /m³

7.1.2 Permanenti non Strutturali

Peso Terrapieno 18,00 kN /m³


Peso Ringhiera 30,00 kg/m

7.1.3 Accidentali

Carico Variabile Folla – CATEGORIA A [Ambienti ad Uso Residenziale] 400,00 kg/m²

Carico Variabile Neve Ved. Paragrafo 6.1.4



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 10 di 17

7.1.4 Neve

L'azione della Neve è calcolata in accordo con quanto riportato nel Paragrafo 3.4 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018)

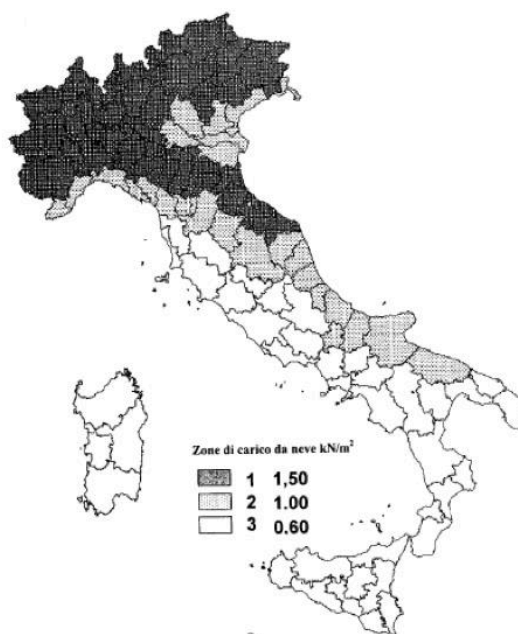
DATI:

Altitudine sul Livello del Mare = $as = 334$ Metri Circa

Zona II - [Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, **Genova**, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona].

$$q_{sk} = 1,00 \frac{KN}{m^2} \quad as \leq 200 \text{ Metri}$$

$$q_{sk} = 0,85 * \left[1 + \left(\frac{as}{481} \right)^2 \right] \frac{KN}{m^2} \quad as > 200 \text{ Metri}$$



q_{sk} = Carico della Neve al Suolo

$$q_{sk} = 0,85 * \left[1 + \left(\frac{as}{481} \right)^2 \right] \frac{KN}{m^2} = 1,26 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{sk} = \text{Neve al Suolo} = 1,26 \frac{KN}{m^2}$$

ING. MIRKO PASTROVICCHIO

Viale Vittorio Veneto 5 – 16019 Ronco Scrivia (GE) – T-F +39010935473

E-Mail studio.pastrovicchio@gmail.com – PEC. mirko.pastrovicchio@gmail.com



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 11 di 17

7.1.4.1 Folla + Neve

Le azioni accidentali agenti sul muro di sostegno sono il sovraccarico accidentale della folla e il carico variabile della neve; nelle verifiche verrà individuato un unico sovraccarico accidentale pari alla combinazione più sfavorevole della somma del carico folla e del carico neve, moltiplicati ciascuno per il coefficiente di combinazione previsto dalle norme tecniche per le costruzioni; si ottiene pertanto:

$$Q = Q_{folla} + (Q_{neve} * \psi_{0j}) = 4,00 \frac{KN}{m^2} + \left(1,26 \frac{KN}{m^2} * 0,5 \right) = 4,63 \frac{KN}{m^2}$$

7.1.5 Azione Sismica

Lo spettro di domanda viene definito in funzione del reticolo di riferimento riportato nella “Tabella 1” (Parametri Spettrali) in allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (Latitudine, Longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro relativo ad un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento dello stato limite in esame. Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del Suolo” e dalla “Categoria Topografica”.

Il Comune di Serravalle Scrivia (AL) – Via A. de Gasperi, presenta i seguenti valori relativi allo spettro sismico concordemente alle NTC – D.M. 17/01/2018 (**Latitudine N 44.612889°- Longitudine E 8.949250°**), calibrato su una struttura con $V_N = 50$ anni e Classe d’Uso II.

Il progetto in esame riguarda la realizzazione di muro di sostegno sito nel Comune di Serravalle Scrivia (AL), classificato in Zona Sismica 3, con un valore massimo di **$a/g = 0.156$ (SLC)** e **$a/g = 0,121$ (SLV)**.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,037	2,519	0,223
SLD	101	0,047	2,468	0,250
SLV	949	0,121	2,454	0,280
SLC	1950	0,156	2,457	0,284


STATO LIMITE SLC

$$a_g = 0.157 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.449$$



“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 12 di 17

$$T_c^* = 0.280 \text{ s}$$

STATO LIMITE SLV

$$a_g = 0.121 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.441$$

$$T_c^* = 0.275 \text{ s}$$

8 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito i principali parametri geotecnici medi relativi al terreno e alle rocce rilevate durante il rilevamento e nel corso della campagna di indagini.

Come indicato nella Relazione Geologica a firma del Dott. **Geol. Michele Ricci**, il terreno risulta Tipo **B** - Categoria Topografica **T2** con i seguenti Parametri Geotecnici.

LIVELLO SCIOLTO SUPERFICIALE (DA 0,0 A 1,3 MT)

γ :	1,80 – 1,90 t /mc
Comportamento:	Coesivo – Misto
Spessore:	1,5 Metro Circa
Densità Rel:	45 - 55 %
C' :	0,00 kg / cmq
ϕ :	31°
Modulo Young:	50 – 65 kg/cmq
Modulo Edometrico:	75 – 85 kg/cmq

DEPOSITI ALLUVIONALI:

γ :	2,10 t /mc
Comportamento:	Coesivo – Misto
Spessore:	3,50 Metri Circa
C _{Um} :	1,20 kg / cmq
C'_m :	0,00 – 0,080 kg / cmq
ϕ'_m :	29° - 30°

CAPPELLACCIO ALTERAZIONE (DA 5 METRI)

γ :	2,10 – 2,20 t /mc
------------	-------------------


ING. MIRKO PASTROVICCHIO

Viale Vittorio Veneto 5 – 16019 Ronco Scrivia (GE) – T-F +39010935473

E-Mail studio.pastrovicchio@gmail.com – PEC. mirko.pastrovicchio@gmail.com




“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 13 di 17

Comportamento: Coesivo – Misto
Spessore: 25 -30 Metri Circa
CUm: 1,20 kg / cmq
C'm: 0,00 – 0,080 kg / cmq
Ø'm: 29° - 30°

Comune di Ronco Scrivia, Prot. N. 0002550 del 14-03-2022 in arrivo



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 14 di 17

9 MODALITA' DI CALCOLO

Note tutte le azioni agenti sul manufatto, vengono effettuate le verifiche di stabilità dell'opera di sostegno. Le azioni da considerare sono fornite dalla spinta del terrapieno a monte, dalle forze permanente di natura gravitazionale, dalle azioni inerziali dovute all'effetto del sisma, associate alle masse del muro, del terreno e di eventuali carichi e sovraccarichi agenti.

Il muro in esame, avendo fondazione superficiale, si considerano nel calcolo le verifiche di stabilità di tipo geotecnico, con riferimento alle seguenti condizione di equilibrio limite:

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

Nel calcolo sono previste inoltre le verifiche di tipo strutturale in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Con riferimento agli approcci progettuali definiti in letteratura, per le verifiche al ribaltamento, scorrimento e al carico limite dell'insieme fondazione – terreno, verrà adottato unicamente l'**Approccio 2**, a cui corrisponde la seguente combinazione:

APPROCCIO 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Per il dimensionamento geotecnico nei confronti delle azioni statiche, i coefficienti (A1) e (M1), rispettivamente per le azioni e i parametri geotecnici, vengono combinati con quelli (R3) per le resistenze del sistema.

VERIFICA STATICA	R3
CAPACITÀ POTANTE DELLA FONDAZIONE	1,40
SCORRIMENTO	1,10
RIBALTAMENTO	1,15
RESISTENZA DEL TERRENO A VALLE	1,40

Per quanto riguarda la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno questa verrà effettuata con riferimento all'Approccio 1:



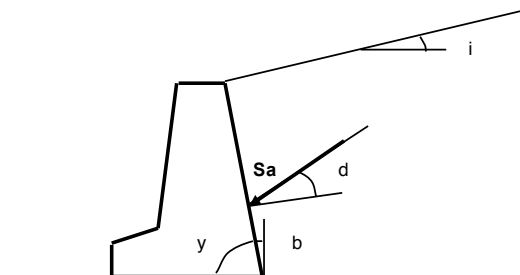
	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 15 di 17

APPROCCIO 1 – Combinazione (A2 + M2 + R2)

VERIFICA SISMICA	R3
CAPACITÀ POTANTE DELLA FONDAZIONE	1,20
SCORRIMENTO	1,00
RIBALTAMENTO	1,00
RESISTENZA DEL TERRENO A VALLE	1,20


Nello specifico, per l'analisi della spinta delle terre, il metodo proposto è quello di **Monokobe - Okabe** (1929), comunemente utilizzato come criterio pseudo-statico. Questo metodo può essere inteso come un'astensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, quindi ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più si considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale a_g uniforme all'interno del cuneo, espresse attraverso il parametro K_h = coefficiente di intensità sismica orizzontale (e ne consegue quello verticale), così come richiamato al punto 7.11.3.5.2 della NTC 2018.

Per i parametri K_a e K_p , spinta attiva e passiva si utilizza dunque:



$$\begin{aligned}
 &\text{per } i \leq j' - q \quad K_a = \frac{\sin^2(y + j' - q)}{\cos q \sin^2 y \sin(y - q - d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(j' + d) \sin(j' - i - q)}{\sin(y - q - d) \sin(y + i)}} \right]^2} \\
 &\text{per } i > j' - q \quad K_a = \frac{\sin^2(y + j' - q)}{\cos q \sin^2 y \sin(y - q - d)} \\
 &K_p = \frac{\sin^2(y + j' - q)}{\cos q \sin^2 y \sin(y + q) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin j' \sin(j' + i - q)}{\sin(y + i) \sin(y + q)}} \right]^2}
 \end{aligned}$$



	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 16 di 17

Per la spinta del terreno invece in condizioni sismiche, si tiene debitamente conto dei parametri K_h e K_v , determinati come:

$$K_h = \beta * a_{max}/g$$

$$K_v = (+/-) * 0,5 * k_h$$

Dove i parametri β_s e a_{max}/g sono determinati in relazione al reticolo sismico definito dalle NTC 2018, in relazione alla categoria del suolo (S_s), topografia (S_t), ubicazione geografica (a_g), coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito (β_s).

I valori di β_s , sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell’accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tab. 7.11.I


Per tali aspetti si rimanda espressamente al Paragrafo 6.1.5. “Azione Sismica” presente nella stessa relazione e alla relazione geologica allegata.

La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione viene effettuata con gli usuali metodi proposti dalla Scienza delle Costruzioni (calcolo sollecitazioni flettenti M e di taglio T) e le verifiche di sicurezza sono eseguite mediante il metodo degli Stati Limite Ultimo “SLU” (definito come lo stato al superamento del quale si ha il collasso della struttura) e degli Stati limite di Esercizio “SLE” (definito come lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell’opera), in accordo con la Normativa Italiana vigente. Le opere devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, durante la vita utile di progetto, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di servizio definiti in sede progettuale di concerto tra progettista e committenza (verifiche di fessurazione c.a., limite tensioni nel CLS e nell’acciaio delle barre di armatura, cedimenti del terreno);



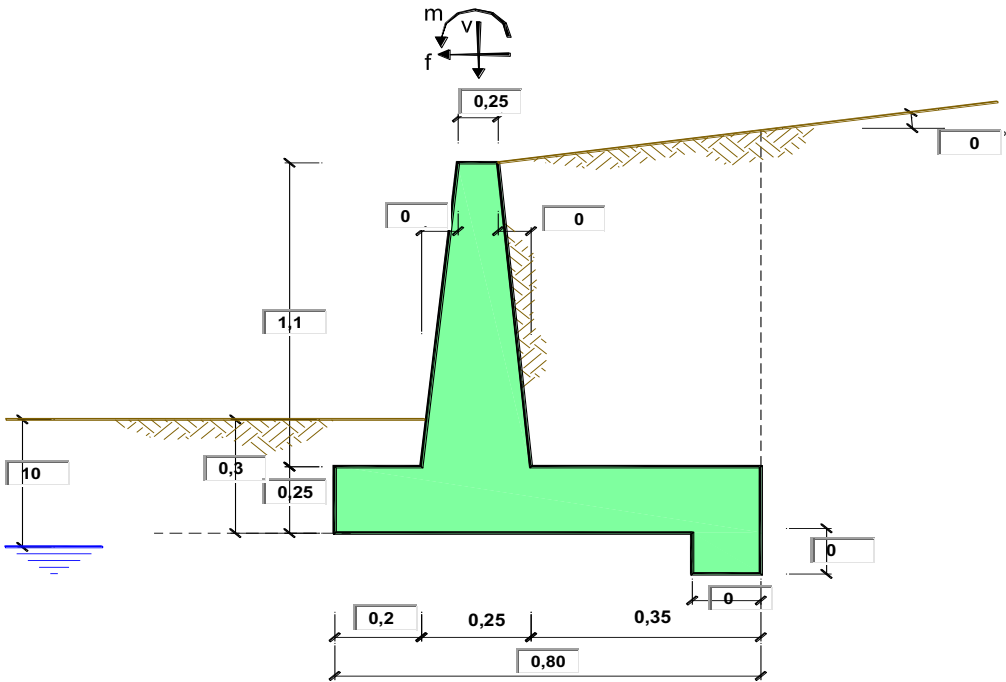
“Finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU”

	SCUOLA ELEMENTARE “DE AMICIS”	
	MURO DI SOSTEGNO	Pag. 17 di 17

Ogni elemento strutturale richiede la definizione delle variabili di progetto “x” che caratterizzino le azioni opportunamente amplificate secondo normativa e le proprietà dei materiali opportunamente decurtate del coefficiente di sicurezza sempre imposto dalle normative.

Nelle verifiche a SLE, a favore di sicurezza si è deciso di mantenere, per il calcolo delle fessurazioni nel calcestruzzo, le accelerazioni dettate dallo SLV, utilizzando però l’amplificazione delle forze per i valori unitari dettati dallo SLE.

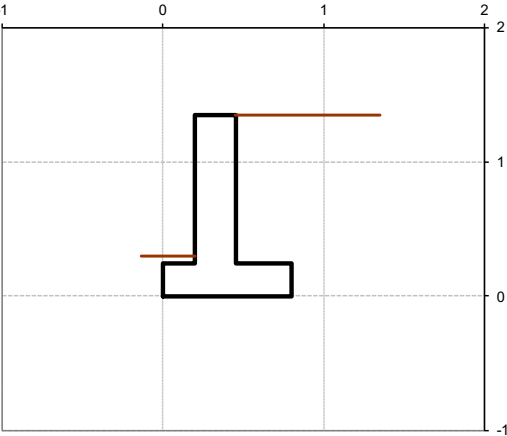
Comune di Ronco Scrivia, Prot. N. 0002550 del 14-03-2022 in arrivo



OPERA SERRAVALLE

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 γ_{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	1,30	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10





Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_v	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terreno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	31,00	31,00	25,67
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	18,00	18,00	18,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20,67	20,67	17,12
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	(°)	$\phi1'$	31,00	31,00	25,67
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	18,00	18,00	18,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	0,30		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,156	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,25	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1,4	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,24	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,06552	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0328	(-)
	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	0,286		0,286	0,352	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,327		0,327	0,397	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,330		0,330	0,401	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,124		3,124	2,529	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,010		3,010	2,425	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,002		3,002	2,418	

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0,30	0,39 0,33
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00 0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00 0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00 0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	4,63	6,95 6,95
	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
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	qs	0,73	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0,45	 
	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	

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1,58	2,91	2,15
Sismico	1,84	3,32	3,06

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14,17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,56	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	W2	0,3 mm
Quasi Permanente	W3	0,4 mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
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)

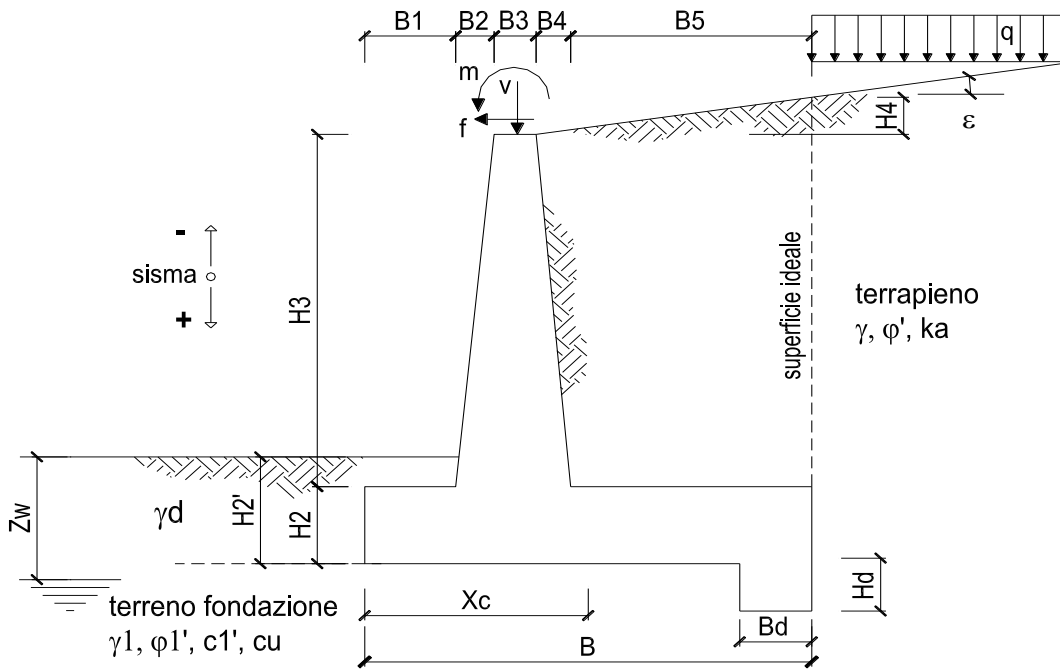
c	4,00	(cm)
---	------	------

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min}	3,00	(cm)
-----------	------	------

Interfero tra I e II strato

i_{I-II}	5,00	(cm)
------------	------	------



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,25	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	0,80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,25	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,35	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzzeria Sezione	Xc =	0,40	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)

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

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

	SLE	STR/GEO	EQU
Pm1	0,00	0,00	0,00
Pm2	6,88	6,88	6,19
Pm3	0,00	0,00	0,00
Pm4	5,00	5,00	4,50
Pm5	0,00	0,00	0,00
Pm	11,88	11,88	10,69
Pt1	6,93	6,93	6,24
Pt2	0,00	0,00	0,00
Pt3	0,00	0,00	0,00
Sovr	0,00	0,00	0,00
Pt	6,93	6,93	6,24

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	1,6205	2,43075
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	0,2555	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B_1+2/3 B_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B_1+B_2+0,5 \cdot B_3)$	(kNm/m)	2,23	2,23	2,01
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+1/3 B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	2,00	2,00	1,80
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	4,23	4,23	3,81

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4+0,5 \cdot B_5)$	(kNm/m)	4,33	4,33	3,90
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	4,33	4,33	3,90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	1,0128125	1,51921875
Sovr acc. Sism	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,1596875	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		0,78
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0,39

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0,45
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0,23

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)		0,36
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)		0,04
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0,40

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B_1+2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B_1+B_2+B_3/2)$	(kNm/m)		0,07
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0,07
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-B_d/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0,14

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)		0,36
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H_2+H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0,36

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,14
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0,14

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 4,69	6,10	6,34
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0,12	0,15	0,16
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 1,79	2,68	3,30
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4,39	5,71	6,06
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,11	0,14	0,15
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 1,67	2,51	3,15
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,66	2,15	1,87
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,04	0,05	0,05
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,63	0,95	0,97
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot k \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 1,97	2,57	2,73
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 1,32	1,72	1,49
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0,07	0,10	0,10
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 1,13	1,69	2,13
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,03	0,04	0,04
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0,50	0,76	0,78
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) 0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	21,96	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	8,35	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0,60	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,58	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	7,71	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	2,65	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2,91	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	21,96	24,39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Squ + f - Sp	8,35	8,35	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	6,73	8,25	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	2,05	1,50	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	31,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m ³)
q0 = γd * H2'	sovraccarico stabilizzante	5,40		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,09	0,06	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0,61	0,68	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	20,63		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	32,67		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	25,99		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,38	0,43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,35	0,35	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^{m+1}$		0,24	0,24	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

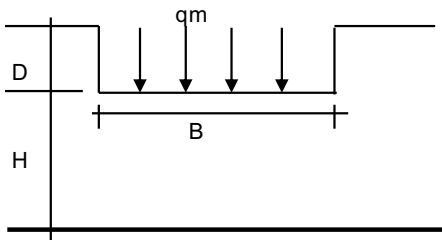
qlim	(carico limite unitario)	76,85	82,25	(kN/m ²)
------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	2,15	>	1,4
Nmax	2,28	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	20,97	(kN/m)
M	0,98	(kNm/m)
e=M/N	0,05	(m)
B*	0,71	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,30	(m)
D/B*	0,42	(m)
Hs/B*	0,42	(m)

Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B =$	31,09	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,942	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,13	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B / E =$	0,27	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	4,69	4,69	5,77
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0,84	0,84	0,96
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,13	0,13	0,16
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,32	0,32	0,39
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,39	4,39	5,51
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,79	0,79	0,92
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,12	0,12	0,15
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,30	0,30	0,37
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,66	1,66	1,70
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,30	0,30	0,28
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,05	0,05	0,05
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,11	0,11	0,12
- Spinta passiva sul dente				
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +				
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	1,97	1,97	2,48
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	0,36	0,36	0,41
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,32	1,32	1,36
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,24	0,24	0,23
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/2 - h_d)$	(kNm/m)	0,29	0,29	0,36
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,13	0,13	0,13
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+/3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2/2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $m_p + m_s$	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = $(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,07	
Mfext3 = $(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		21,53	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T = $Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh$		6,89	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f = $tg \phi_1'$		0,60	(-)	
Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$		1,88	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 8,57 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 2,09 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 4,10 > 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 21,53 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 21,79 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 6,89 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 7,09 \quad 7,25 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 1,53 \quad 1,47 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00	(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	31,00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5,40	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,07	0,07 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,66	0,67 (m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	20,63	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	32,67	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	25,99	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,46	0,47 (-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,44	0,44 (-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg(\phi')))^{m+1}$		0,31	0,31 (-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 100,03 \quad 101,11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS \text{ carico limite} \quad F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 3,06 \end{matrix} > \begin{matrix} N_{max} \\ 3,09 \end{matrix} \quad 1,4$$

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	4,69	5,77
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0,54	0,59
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,13	0,16
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,32	0,39
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,39	5,51
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,51	0,56
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,12	0,16
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,30	0,38
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,66	1,70
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,19	0,17
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,05	0,05
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,11	0,12
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	1,97	2,48
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	0,23	0,25
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,32	1,36
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,15	0,14
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0,29	0,36
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,13	0,13
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0,00	
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,07	
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	20,20	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh$	6,61	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0,60	(-)	
Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,84	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	8,57	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	2,58	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	3,32	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		20,20	20,45	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		6,61		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		6,57	6,73	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		1,51	1,45	(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'	angolo di attrito terreno di fondaz.	31,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5,40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,07	0,07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,65	0,66	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	20,63		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	32,67		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	25,99		(-)

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)	0,45	0,46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,42	0,43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,30	0,30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	96,82	97,97	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	3,12	>	1,4
Nmax	3,15	>	



Verifica allo Stato Limite Ultimo**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE****Reazione del terreno**

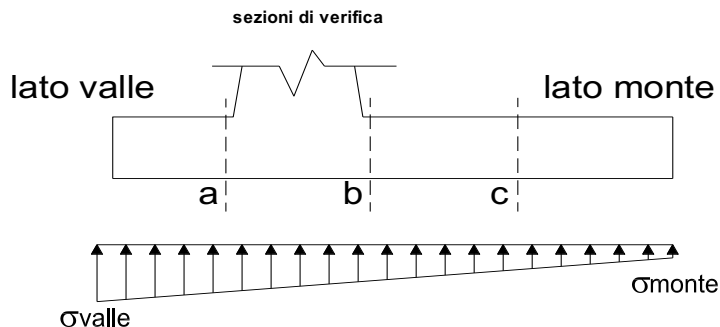
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0,80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,11 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	21,96	2,05	46,68	8,21
	24,39	1,50	44,59	16,38
sisma+	21,53	1,53	41,22	12,61
	21,79	1,47	41,01	13,47
sisma-	20,20	1,51	39,42	11,08
	20,45	1,45	39,20	11,94

**Mensola Lato Valle**

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 6,25 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	46,68	37,06	0,74	7,12
	44,59	37,54	0,72	6,96
sisma+	41,22	34,07	0,65	9,10
	41,01	34,12	0,65	8,98
sisma-	39,42	32,33	0,62	8,72
	39,20	32,38	0,61	8,59

Mensola Lato Monte

$$PP = 6,25 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	19,80	26,75	20,53	(kN/m ²)
pvc	19,80	26,75	20,53	(kN/m ²)
pvc	19,80	26,75	20,53	(kN/m ²)

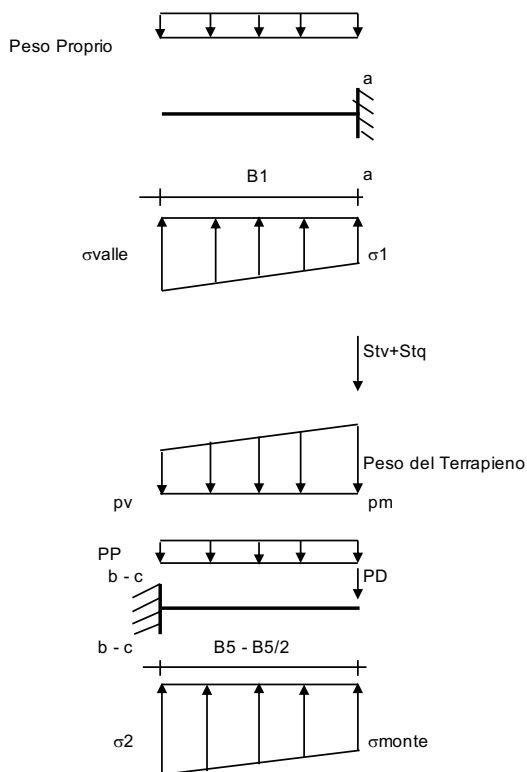
$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

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

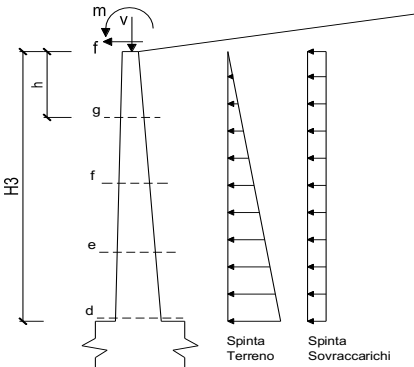
caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	Vb	σ_2c	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	8,21	25,04	-1,85	-6,45	16,63	-0,78	-5,54
	16,38	28,72	-1,87	-6,81	22,55	-0,77	-5,52
sisma+	12,61	25,13	-1,36	-4,92	18,87	-0,56	-4,07
	13,47	25,52	-1,36	-4,97	19,49	-0,56	-4,07
sisma-	11,08	23,47	-1,31	-4,78	17,28	-0,54	-3,94
	11,94	23,86	-1,31	-4,81	17,90	-0,53	-3,93



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \quad h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m \cdot f \cdot h$
 $M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$
 $V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$
 $V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$
 $V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$
 $V_{ext} = f$
 $V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$



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	1,10	1,39	1,19	0,00	2,58	0,00	6,88	6,88
e-e	0,83	0,59	0,67	0,00	1,25	0,00	5,16	5,16
f-f	0,55	0,17	0,30	0,00	0,47	0,00	3,44	3,44
g-g	0,28	0,02	0,07	0,00	0,10	0,00	1,72	1,72

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	3,79	2,16	0,00	5,95
e-e	0,83	2,13	1,62	0,00	3,75
f-f	0,55	0,95	1,08	0,00	2,03
g-g	0,28	0,24	0,54	0,00	0,78

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	Mtot	Next	N _{pp+inerzia}	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,21	0,19	0,06	0,25	1,77	0,00	7,10	7,10
e-e	0,83	0,45	0,09	0,11	0,04	0,14	0,83	0,00	5,33	5,33
f-f	0,55	0,13	0,03	0,05	0,03	0,06	0,30	0,00	3,55	3,55
g-g	0,28	0,02	0,00	0,01	0,01	0,02	0,06	0,00	1,78	1,78

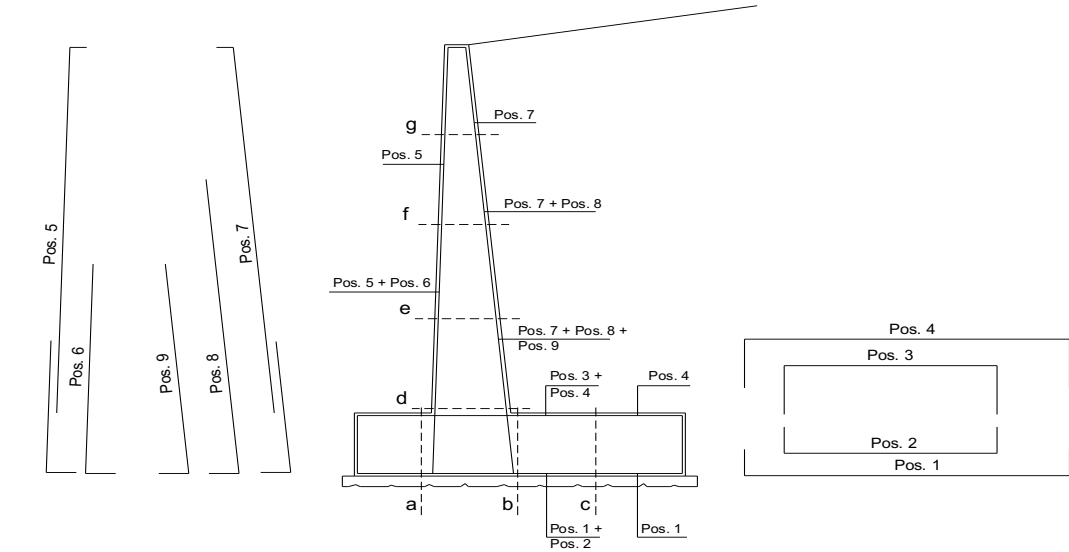
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	2,91	0,56	0,35	0,05	0,45	4,32
e-e	0,83	1,64	0,32	0,26	0,05	0,34	2,60
f-f	0,55	0,73	0,14	0,17	0,05	0,23	1,32
g-g	0,28	0,18	0,04	0,09	0,05	0,11	0,47

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	M _{inerzia}	Mtot	Next	N _{pp+inerzia}	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,13	0,19	0,06	0,25	1,69	0,00	6,65	6,65
e-e	0,83	0,45	0,06	0,11	0,04	0,14	0,79	0,00	4,99	4,99
f-f	0,55	0,13	0,02	0,05	0,03	0,06	0,29	0,00	3,32	3,32
g-g	0,28	0,02	0,00	0,01	0,01	0,02	0,06	0,00	1,66	1,66

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	2,91	0,36	0,35	0,05	0,45	4,12
e-e	0,83	1,64	0,20	0,26	0,05	0,34	2,49
f-f	0,55	0,73	0,09	0,17	0,05	0,23	1,27
g-g	0,28	0,18	0,02	0,09	0,05	0,11	0,45

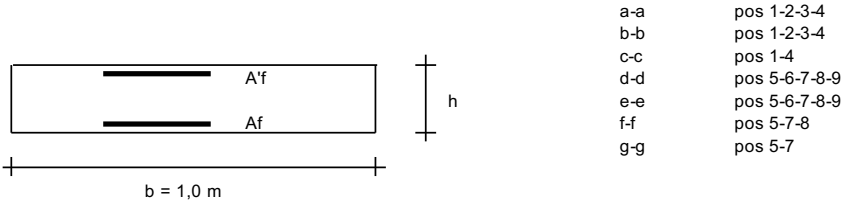
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	14		5	5,0	14	
2	0,0	14		6	0,0	14	
3	0,0	14		7	5,0	14	
4	5,0	14		8	0,0	14	
				9	0,0	14	

VERIFICHE



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(kNm)
a - a	0,74	0,00	0,25	7,70	7,70	60,03
b - b	-1,87	0,00	0,25	7,70	7,70	60,03
c - c	-0,78	0,00	0,25	7,70	7,70	60,03
d - d	2,58	6,88	0,25	7,70	7,70	60,64
e - e	1,25	5,16	0,25	7,70	7,70	60,49
f - f	0,47	3,44	0,25	7,70	7,70	60,33
g - g	0,10	1,72	0,25	7,70	7,70	60,18

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	9,10	0,25	104,19	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
b - b	6,81	0,25	104,19	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
c - c	5,54	0,25	104,19	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
d - d	5,95	0,25	105,06	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
e - e	3,75	0,25	104,84	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
f - f	2,03	0,25	104,63	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria
g - g	0,78	0,25	104,41	10	20	20	21,8	363,03	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

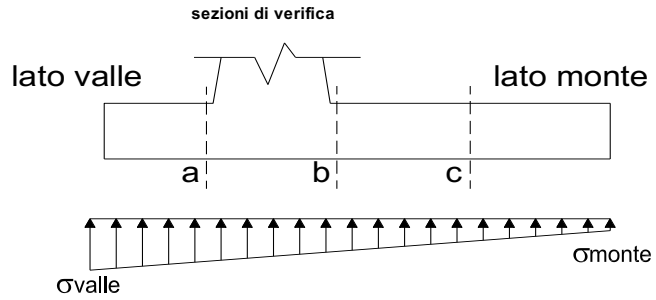
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0,80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,11 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	20,97	0,98	35,44	17,00
	22,19	0,71	34,39	21,08
Q.P.	20,50	0,33	28,68	22,57
	20,50	0,33	28,68	22,57

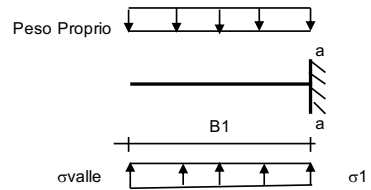


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 6,25 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	35,44	30,83	0,55
	34,39	31,06	0,54
Q.P.	28,68	27,15	0,44
	28,68	27,15	0,44



Mensola Lato Monte

$$PP = 6,25 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

$$pm = 19,80 \quad Nmin \quad 23,27 \quad Nmax \quad Freq \quad 19,80 \quad (kN/m^2)$$

$$pvb = 19,80 \quad 23,27 \quad 19,80 \quad (kN/m^2)$$

$$pvc = 19,80 \quad 23,27 \quad 19,80 \quad (kN/m^2)$$

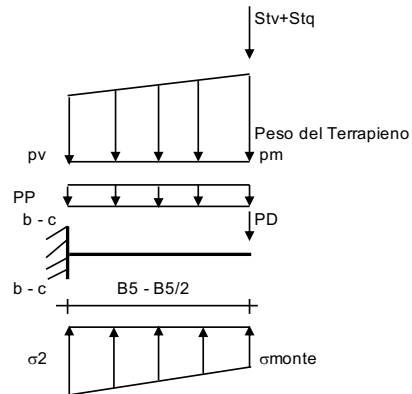
$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	17,00	25,07	-1,15	21,03	-0,50
	21,08	26,91	-1,16	23,99	-0,49
Q.P.	22,57	25,24	-0,75	23,91	-0,34
	22,57	25,24	-0,75	23,91	-0,34



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

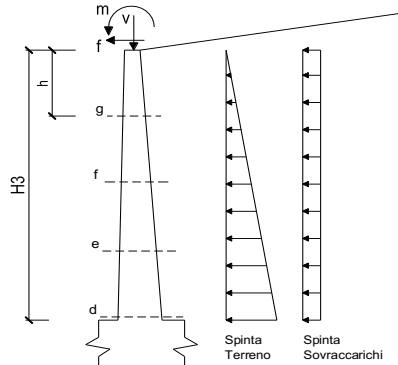
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$Mt = \frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

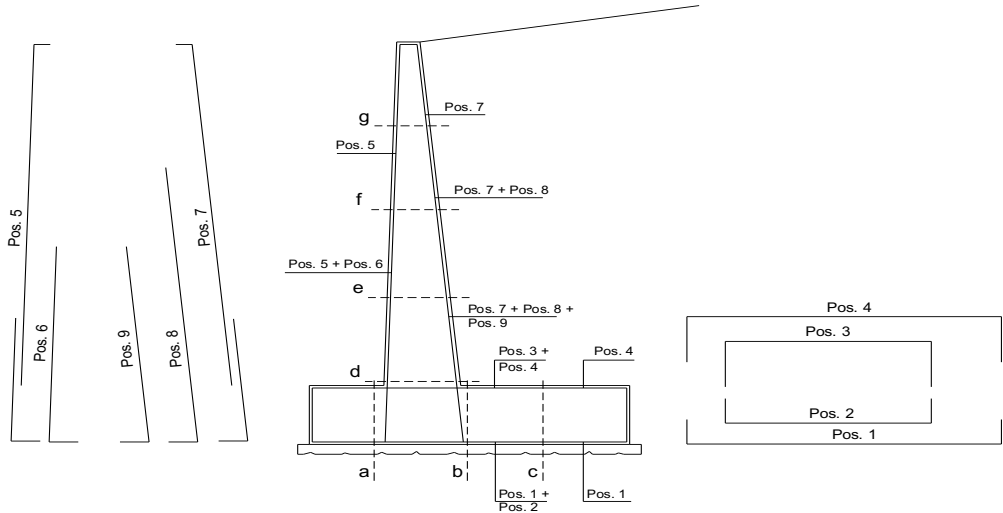


condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,61	0,00	1,68	0,00	6,88	6,88
e-e	0,83	0,45	0,34	0,00	0,79	0,00	5,16	5,16
f-f	0,55	0,13	0,15	0,00	0,29	0,00	3,44	3,44
g-g	0,28	0,02	0,04	0,00	0,05	0,00	1,72	1,72

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	1,10	1,07	0,05	0,00	1,12	0,00	6,88	6,88
e-e	0,83	0,45	0,03	0,00	0,48	0,00	5,16	5,16
f-f	0,55	0,13	0,01	0,00	0,15	0,00	3,44	3,44
g-g	0,28	0,02	0,00	0,00	0,02	0,00	1,72	1,72

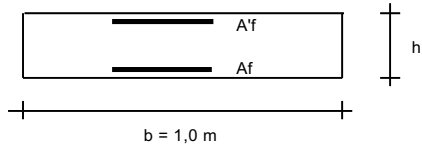
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	14		5	5,0	14	
2	0,0	14		6	0,0	14	
3	0,0	14		7	5,0	14	
4	5,0	14		8	0,0	14	
				9	0,0	14	

VERIFICHE



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

condizione Frequente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,55	0,00	0,25	7,70	7,70	0,09	3,80	0,003	0,300
b - b	-1,16	0,00	0,25	7,70	7,70	0,19	7,96	0,007	0,300
c - c	-0,50	0,00	0,25	7,70	7,70	0,08	3,42	0,003	0,300
d - d	1,68	6,88	0,25	7,70	7,70	0,28	7,19	0,006	0,300
e - e	0,79	5,16	0,25	7,70	7,70	0,13	2,33	0,002	0,300
f - f	0,29	3,44	0,25	7,70	7,70	0,04	0,23	0,000	0,300
g - g	0,05	1,72	0,25	7,70	7,70	0,00	-	-	0,300

sez. compressa

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

condizione Quasi Permanente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,44	0,00	0,25	7,70	7,70	0,07	3,01	0,003	0,400
b - b	-0,75	0,00	0,25	7,70	7,70	0,13	5,17	0,005	0,400
c - c	-0,34	0,00	0,25	7,70	7,70	0,06	2,36	0,002	0,400
d - d	1,12	6,88	0,25	7,70	7,70	0,18	3,48	0,003	0,400
e - e	0,48	5,16	0,25	7,70	7,70	0,07	0,55	0,000	0,400
f - f	0,15	3,44	0,25	7,70	7,70	0,02	-0,06	0,000	0,400
g - g	0,02	1,72	0,25	7,70	7,70	0,00	-	-	0,400

sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

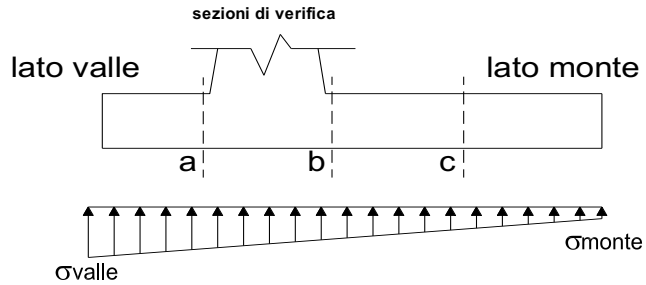
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0,80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,11 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	21,13	1,33	38,87	13,96
	22,75	0,96	37,48	19,40
sisma+	21,53	1,53	41,22	12,61
	21,79	1,47	41,01	13,47
sisma-	20,20	1,51	39,42	11,08
	20,45	1,45	39,20	11,94

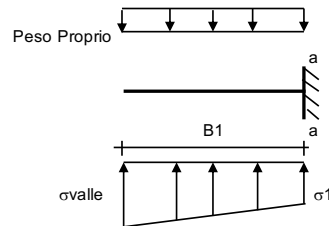


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 6,25 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	38,87	32,64	0,61
	37,48	32,96	0,59
sisma+	41,22	34,07	0,65
	41,01	34,12	0,65
sisma-	39,42	32,33	0,62
	39,20	32,38	0,62



Mensola Lato Monte

$$PP = 6,25 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

$$pm = 19,80 \quad Nmin \quad 24,43 \quad Nmax \text{ stat} \quad 20,53 \quad Nmax \text{ sism}$$

$$p_{vb} = 19,80 \quad (kN/m^2)$$

$$p_{vc} = 19,80 \quad (kN/m^2)$$

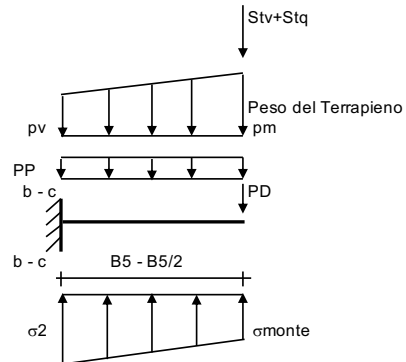
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

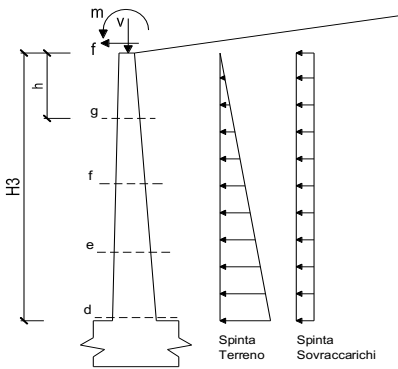
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	13,96	24,86	-1,33	19,41	-0,56
	19,40	27,31	-1,34	23,36	-0,56
sisma+	12,61	25,13	-1,36	18,87	-0,56
	13,47	25,52	-1,36	19,49	-0,56
sisma-	11,08	23,47	-1,31	17,28	-0,54
	11,94	23,86	-1,31	17,90	-0,53



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t\text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_{t\text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{s_{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m + f \cdot h$
 $M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$

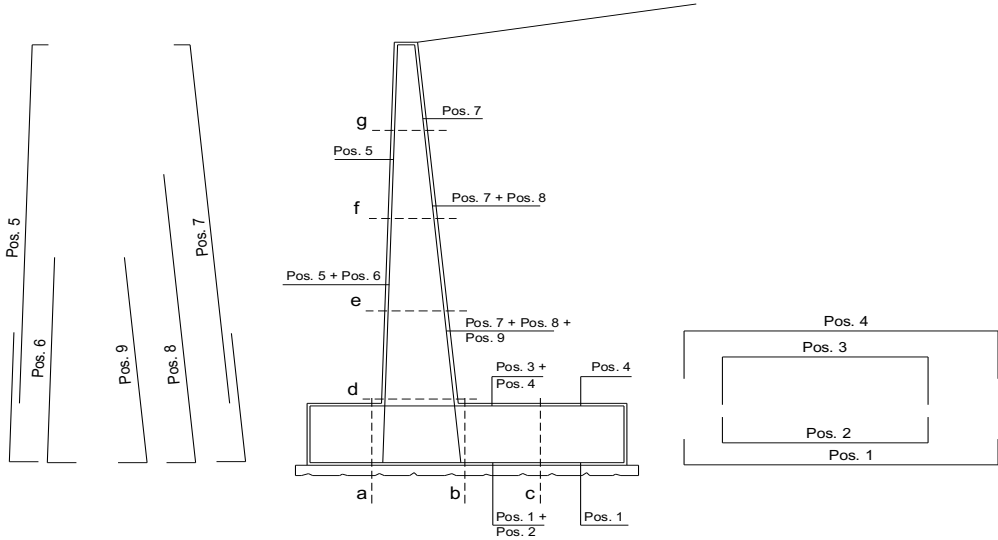


condizione statica								
sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,80	0,00	1,87	0,00	6,88	6,88
e-e	0,83	0,45	0,45	0,00	0,90	0,00	5,16	5,16
f-f	0,55	0,13	0,20	0,00	0,33	0,00	3,44	3,44
g-g	0,28	0,02	0,05	0,00	0,07	0,00	1,72	1,72

condizione sismica +										
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,21	0,19	0,06	0,25	1,77	0,00	7,10	7,10
e-e	0,83	0,45	0,09	0,11	0,04	0,14	0,83	0,00	5,33	5,33
f-f	0,55	0,13	0,03	0,05	0,03	0,06	0,30	0,00	3,55	3,55
g-g	0,28	0,02	0,00	0,01	0,01	0,02	0,06	0,00	1,78	1,78

condizione sismica -										
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	1,07	0,13	0,19	0,06	0,25	1,69	0,00	6,65	6,65
e-e	0,83	0,45	0,06	0,11	0,04	0,14	0,79	0,00	4,99	4,99
f-f	0,55	0,13	0,02	0,05	0,03	0,06	0,29	0,00	3,32	3,32
g-g	0,28	0,02	0,00	0,01	0,01	0,02	0,06	0,00	1,66	1,66

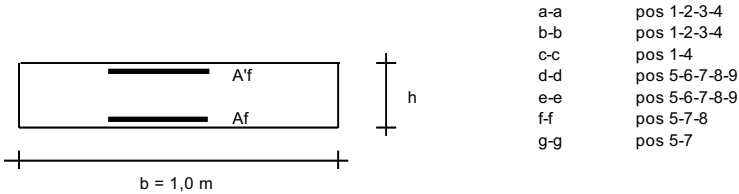
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	14		5	5,0	14	
2	0,0	14		6	0,0	14	
3	0,0	14		7	5,0	14	
4	5,0	14		8	0,0	14	
				9	0,0	14	

VERIFICHE



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	0,61	0,00	0,25	7,70	7,70	0,10	4,20
b - b	-1,34	0,00	0,25	7,70	7,70	0,23	9,24
c - c	-0,56	0,00	0,25	7,70	7,70	0,09	3,88
d - d	1,87	6,88	0,25	7,70	7,70	0,31	8,45
e - e	0,90	5,16	0,25	7,70	7,70	0,15	3,01
f - f	0,33	3,44	0,25	7,70	7,70	0,05	0,43
g - g	0,07	1,72	0,25	7,70	7,70	0,01	-

sez. compressa

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	0,65	0,00	0,25	7,70	7,70	0,11	4,45
b - b	-1,36	0,00	0,25	7,70	7,70	0,23	9,37
c - c	-0,56	0,00	0,25	7,70	7,70	0,09	3,83
d - d	1,77	6,65	0,25	7,70	7,70	0,30	7,92
e - e	0,83	4,99	0,25	7,70	7,70	0,13	2,62
f - f	0,30	3,32	0,25	7,70	7,70	0,04	0,30
g - g	0,06	1,66	0,25	7,70	7,70	0,01	-

sez. compressa

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