



SOCIETA' ITALIANA
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



MUSINET ENGINEERING S.p.A.
 C.so Svizzera, 185
 10149 TORINO
 Tel. +39 011 5712411
 Fax. +39 011 5712426
 E-mail info@musinet.it
 PEC musinet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.I.Iva 08015410015
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.
 Cod. fis.e Reg. Imprese
 TO 08015410015
 R.E.A. Torino 939200

RILOCALIZZAZIONE DELL' AUTOPORTO DI SUSAS

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	07/09/2013	Première diffusion / Prima emissione	L.BARBERIS (MUSINET)	C.GIOVANNETTI (MUSINET)	M.BERTI (SITAF)
A	25/10/2013	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	L.BARBERIS (MUSINET)	C.GIOVANNETTI (MUSINET)	M.BERTI (SITAF)
				Arch Corrado GIOVANNETTI n° 2736	Dott. Ing. MASSIMO BERTI n° 3108

COD E DOC	P	D	2	C	3	A	M	U	S	1	5	4	3	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero			Indice			

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	70	20	40	50	01
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

ECHELLE / SCALA
-

CUP	C11J05000030001
-----	-----------------

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
3.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35	4
3.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	4
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	5
5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	10
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	11
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE STRUTTURE	11
7.1 Geometria di calcolo.....	12
7.2 Analisi dei carichi	12
7.3 Combinazioni di carichi SLU	15
7.4 Combinazioni di carichi SLE.....	16
8. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE	16
8.1 Criterio di verifica a capacità portante della fondazione (GEO).....	18
8.2 Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO).....	19
8.3 Criterio di verifica a ribaltamento (EQU).....	19
8.4 Criteri di verifica a presso(tenso)flessione delle sezioni in cemento armato (STR).....	20
8.5 Criteri di verifica a taglio delle sezioni in cemento armato (STR).....	20
8.6 Verifiche a fessurazione e verifiche tensionali	21
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	22
9.1 Sezione muro tipo A	22
9.2 Sezione muro tipo B	50
9.3 Sezione muro tipo C	77
9.4 Sezione muro tipo D	105
9.5 Sezione muro tipo E.....	133
10. CONCLUSIONI	160

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati utilizzati</i>	<i>9</i>
<i>Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato</i>	<i>10</i>

1. Premessa

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale sito ubicato nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

In particolare, in questo elaborato sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di sicurezza relative ai muri di sostegno prefabbricati delimitanti alcuni tratti degli svincoli in progetto.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare sono state considerate le seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”* ;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617-** *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

3. Caratteristiche dei materiali

3.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per i muri prefabbricati)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.46$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

3.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5\%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4. Descrizione delle opere

Come accennato in premessa, il presente elaborato relaziona circa i quattro tratti di muri prefabbricati a sostegno di altrettanti tratti di svincolo in rilevato. In particolare, il “Muro 1” delimita a sud lo svincolo dall’Autoporto a Torino nel tratto in cui questo si innesta nella carreggiata di discesa dell’Autostrada A32; il “Muro 2” delimita a sud lo svincolo da Bardonecchia all’Autoporto nel tratto in cui questo si stacca dalla carreggiata di discesa della A32; il “Muro 3” delimita a Ovest lo svincolo da Bardonecchia all’Autoporto nel tratto in cui questo corre parallelo allo svincolo Torino-Autoporto; infine, il “Muro 4” delimita a Est lo svincolo Autoporto-Bardonecchia e per esso è previsto un rinterro quasi totale sulla mensola di valle all’atto della realizzazione del nuovo piazzale dell’Autoporto.

I muri sono costituiti da una suola in c.a. gettato in opera e da un paramento in c.a. prefabbricato con costole lato terra, in moduli di larghezza 2.50m e 1.25m. In sommità, i pannelli prefabbricati vengono solidarizzati con un cordolo in c.a. gettato in opera di dimensioni 0.70x0.40m su cui vengono ancorate le barriere di sicurezza. I paramenti dei muri 1 e 2 sono inoltre dotati di rivestimento.

I quattro tratti di muro hanno altezze variabili lungo le sviluppate e sono pertanto realizzati con diverse sezioni tipo, distinte con le lettere A, B, C, D, E. Queste sezioni si distinguono essenzialmente per spessore e lunghezza della suola, altezza dei paramenti prefabbricati.

- *Muro tipo A*: suola in c.a. 1.80x0.40m, altezze dei paramenti 1.50/1.70m.
- *Muro tipo B*: suola in c.a. 2.60x0.50m, altezze dei paramenti 2.70/2.90m.
- *Muro tipo C*: suola in c.a. 2.90x0.50m, altezze dei paramenti 3.10/3.30m.
- *Muro tipo D*: suola in c.a. 3.20x0.50m, altezze dei paramenti 3.50/3.70m.
- *Muro tipo E*: suola in c.a. 3.40x0.60m, altezze dei paramenti 3.80/4.00m.

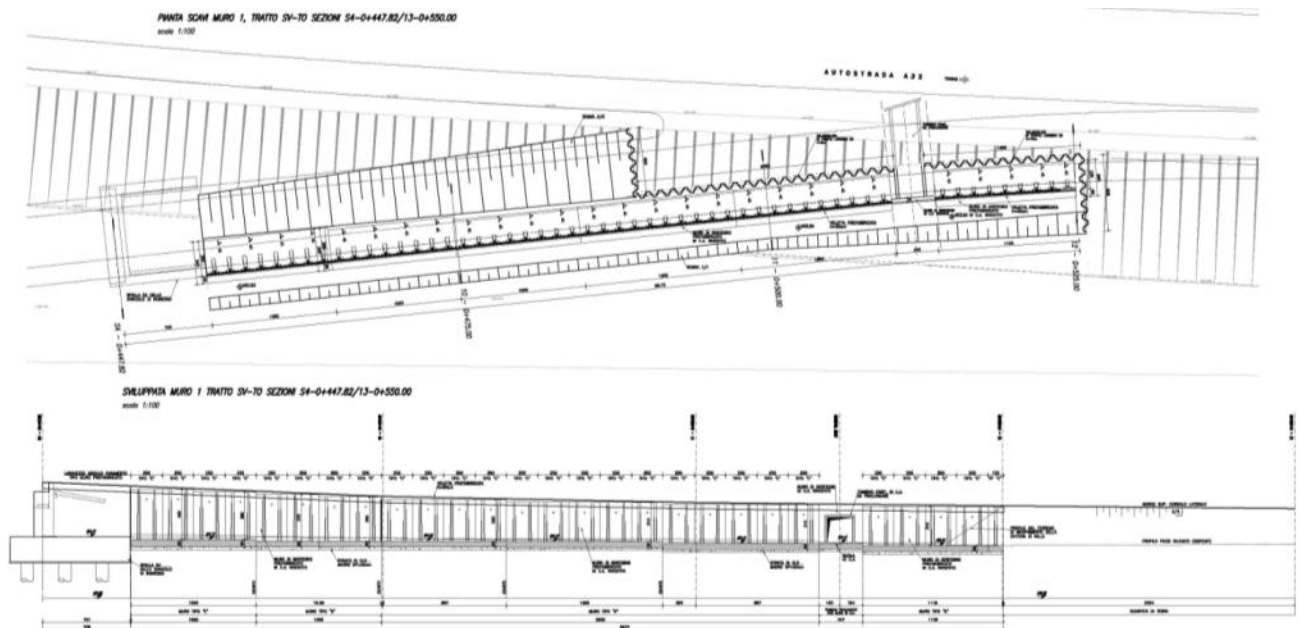


Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1

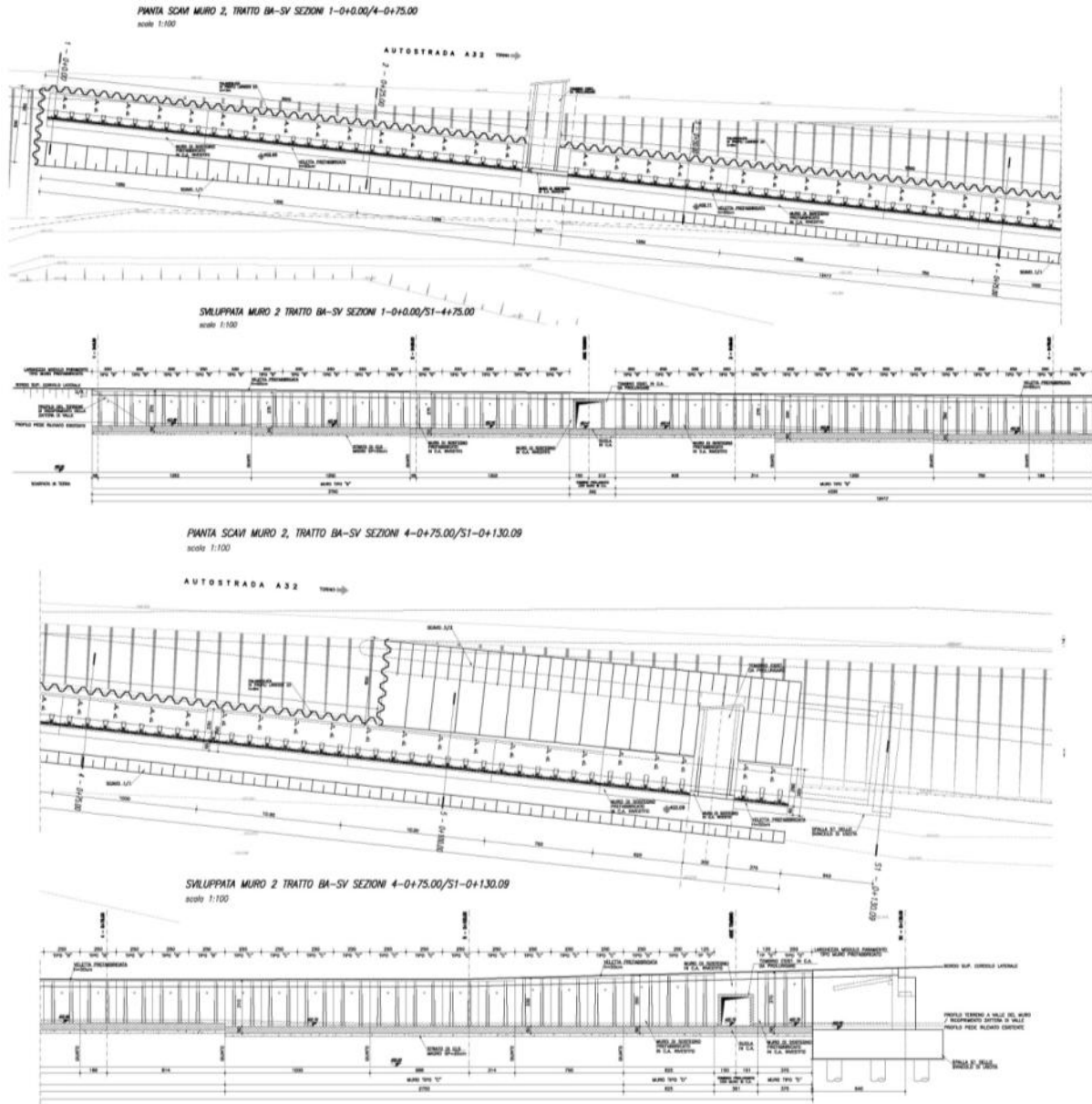


Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2

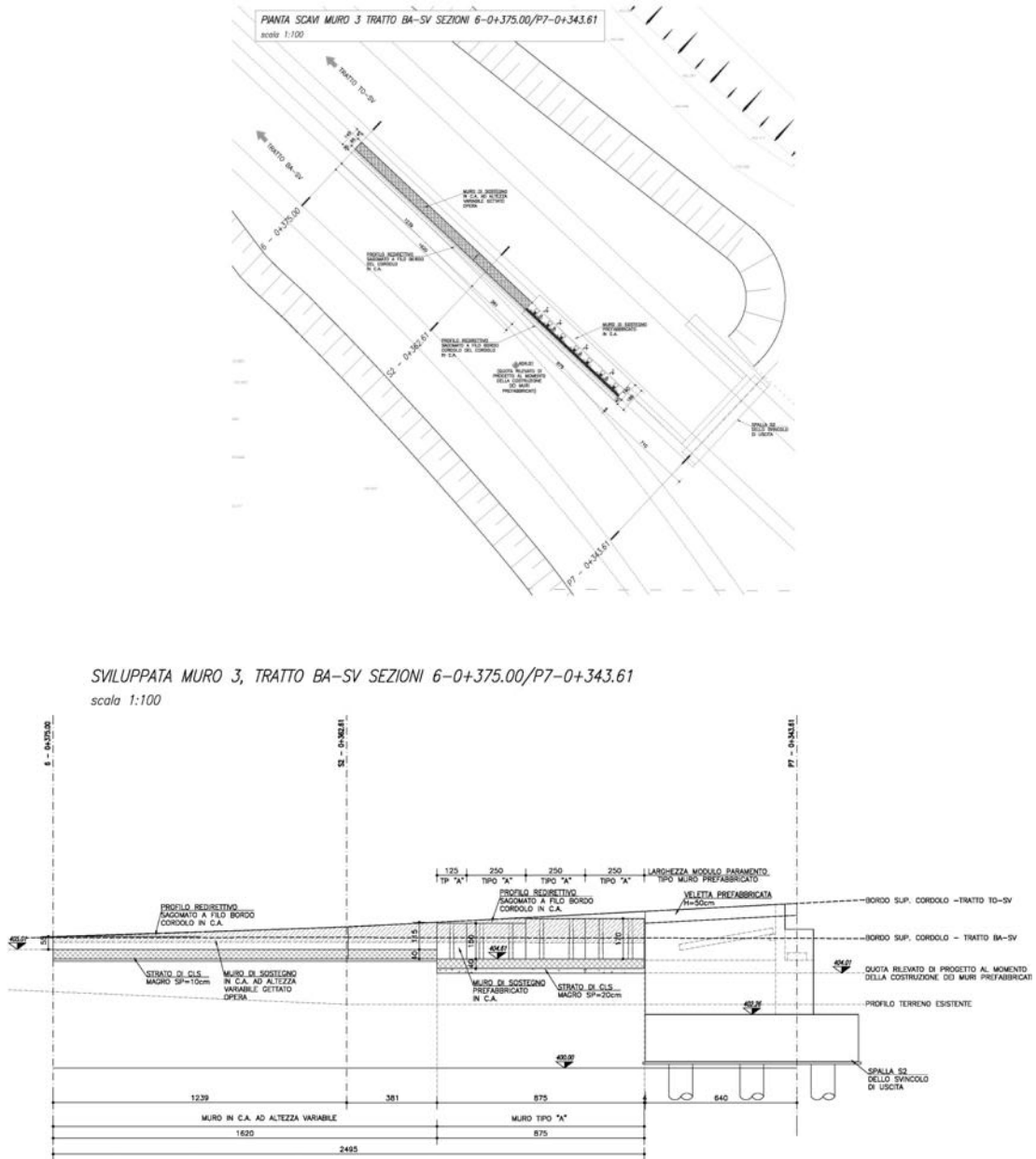


Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3

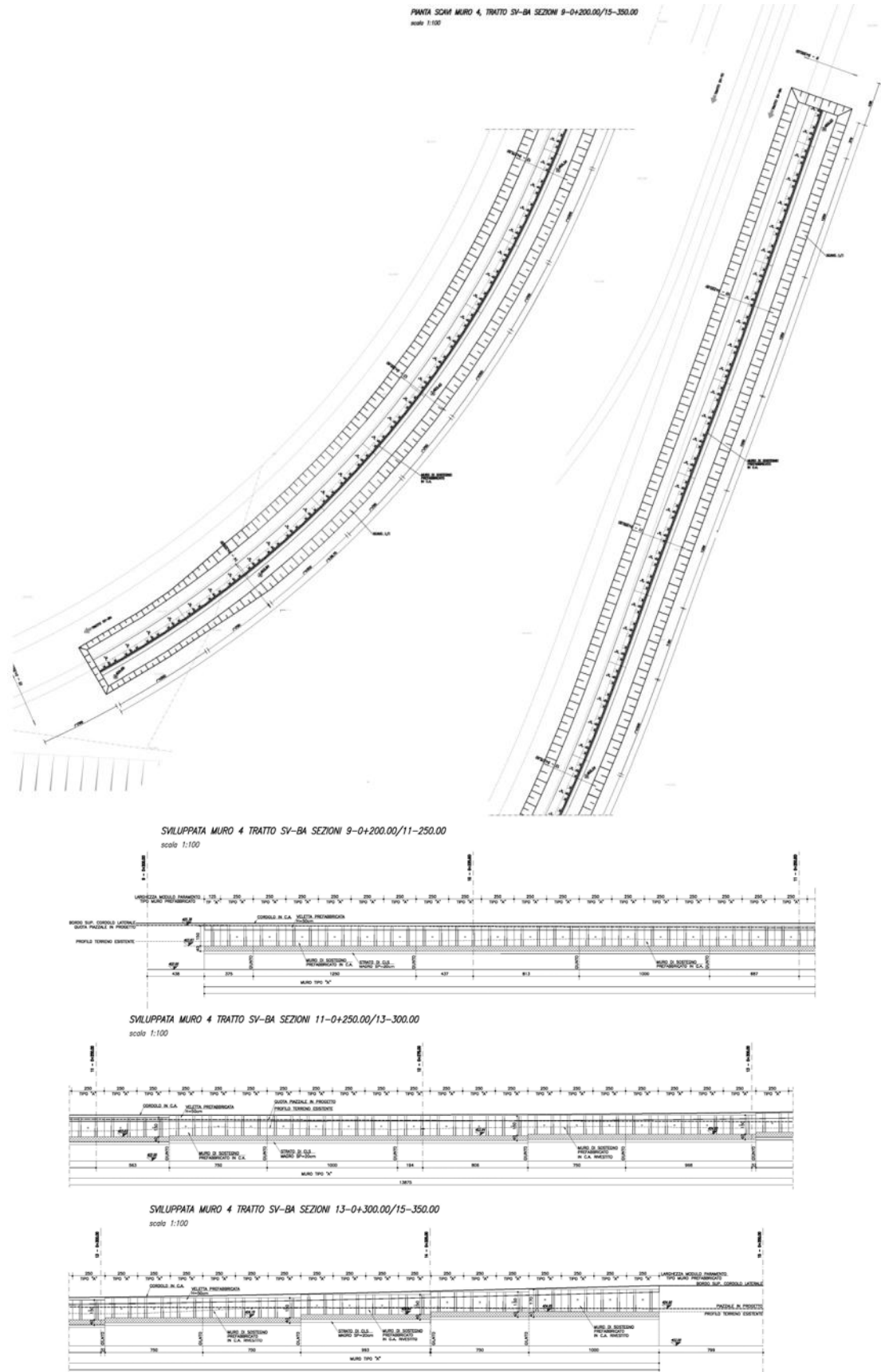
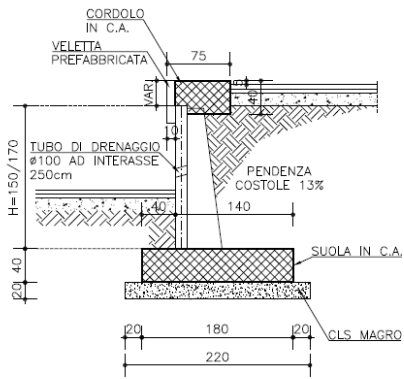
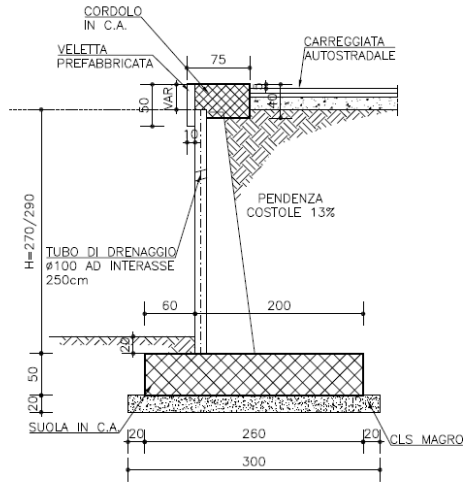


Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4

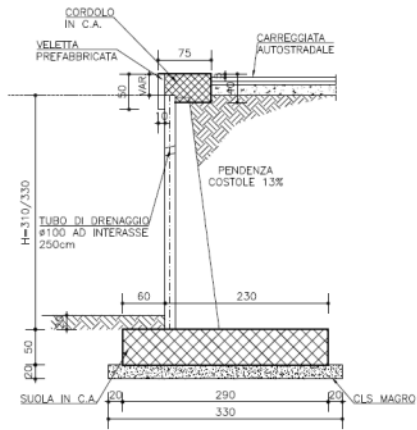
MURO PREFABBRICATO TIPO "A"
scala 1:50



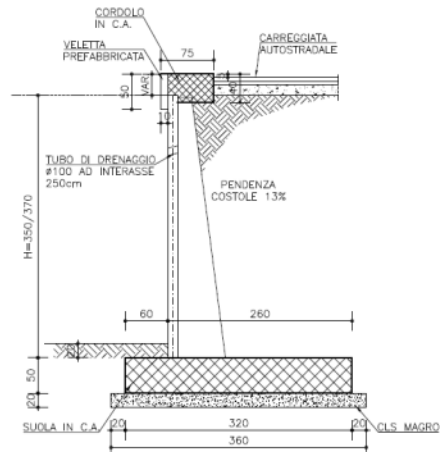
MURO PREFABBRICATO TIPO "B"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "C"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "D"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "E"
scala 1:50

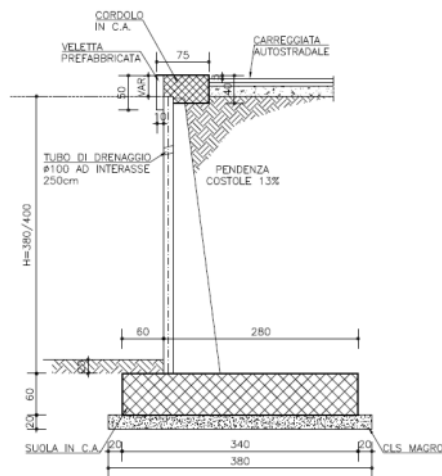


Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati utilizzati

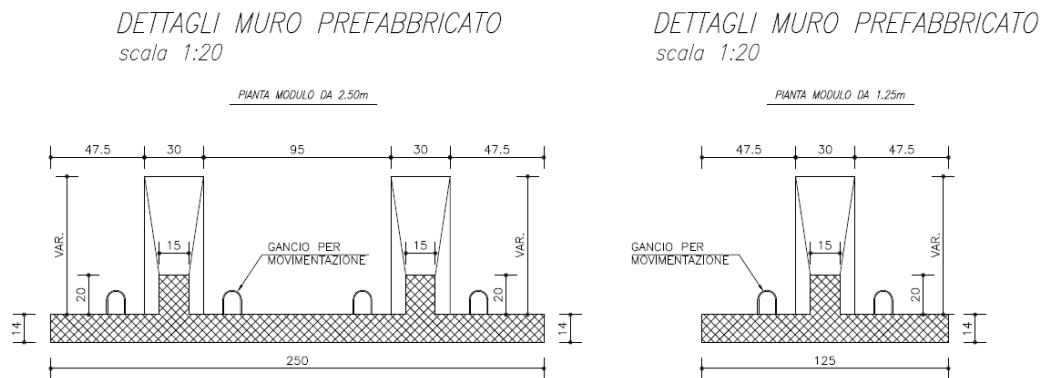


Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato

5. Caratterizzazione meccanica dei terreni

Tutti i muri trattati sostengono dei nuovi rilevati. Pertanto il terrapieno a tergo di essi è stato caratterizzato con i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato:

peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 35^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$

Le fondazioni del Muro 3 insistono su un nuovo rilevato, pertanto anche per il terreno al di sotto di esse può essere utilizzata la stessa caratterizzazione.

Le fondazioni dei Muri 1, 2 e 4, invece, sono impostate poco al di sotto del piano di campagna esistente, pertanto si ipotizza che esse insistano sullo strato di riporto vegetale descritto nella Relazione geologico-geotecnica (doc. PD2-C3A-MUS-1200-0-PA-NOT) come litotipo UG1 e caratterizzabile in maniera sufficientemente cautelativa con i seguenti parametri geotecnici:

Riporto

peso per unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 28^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$
modulo elastico	$E = 22500 \text{ kPa}$

Dai dati piezometrici disponibili, inoltre, il piano di soggiacenza medio della falda risulta ubicato a -2.6m dal piano campagna.

Per una completa descrizione dell'area si rimanda alla richiamata Relazione geologico-geotecnica.

6. Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Tomografiche elettriche, Down-hole e MASW che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*

Dato l'andamento clivometrico, la zona si classifica come categoria topografica T1, caratteristica per superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Per le opere non provvisorie in progetto è stata fissata una vita utile $V_N = 100$ anni e la Classe d'Uso IV ($C_U = 2$). Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta dunque essere:

$$V_R = V_N \times C_U = 200 \text{ anni}$$

Le opere in progetto ricadono nel comune di San Didero (TO), cui competono i seguenti parametri sismici:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	120	0.077	2.426	0.242
SLD	201	0.096	2.427	0.250
SLV	1898	0.200	2.524	0.279
SLC	2475	0.216	2.539	0.282

Da questi parametri e dalla categoria di sottosuolo, è possibile ricavare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S con la formula riportata nella tabella 3.2.V delle NTC 2008. Dalla categoria topografica si ricava invece il coefficiente di amplificazione topografica S_T . I valori dei due coefficienti vengono di seguito riassunti per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

	S_S	S_T
SLD	1.200	1.000
SLV	1.198	1.000

7. Schematizzazione delle strutture

L'analisi delle opere è stata eseguita con modelli semplificati avvalendosi di fogli di calcolo, considerando le azioni derivanti dai pesi propri di muro e terreno di riempimento e dai sovraccarichi accidentali.

In condizioni sismiche, l'analisi è stata eseguita mediante metodo pseudo-statico, ipotizzando il cuneo di terreno a tergo del paramento dell'opera in equilibrio limite attivo, così come specificato al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2008.

inclinata di un angolo ψ . Lo sviluppo analitico della teoria di Coulomb è stato definito da Muller-Breslau, i quali valutano il coefficiente di spinta attiva in condizione statica come:

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

dove:

φ è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

δ è l'angolo di attrito terra-muro, assunto pari a 0.60φ ;

ε è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

β è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna del muro.

Carichi permanenti

Per tenere conto del peso del cordolo in c.a. in sommità, si è considerata una forza verticale in testa pari a $0.70 \times 0.40 \times 25 = 7$ kN/m.

Per tenere conto della barriera di sicurezza ancorata sul cordolo, si è considerata una forza verticale in testa pari a 1 kN/m.

Per i muri dotati di veletta prefabbricata, si è considerata una forza verticale in testa a ogni muro pari a $0.05 \times 0.50 \times 25 = 0.62$ kN/m.

Per il rivestimento del paramento in pietra, laddove presente, si è ipotizzato un peso a metro quadrato pari a 2.6 kN/m²: il relativo peso a metro lineare è stato applicato in testa al muro.

Per tenere conto, infine, dello spessore di riporto che eccede l'altezza del paramento prefabbricato, si è sempre considerato un carico uniformemente distribuito a monte di 5 kN/m².

Carichi variabili da traffico

I coronamenti dei muri in esame costituiscono i cordoli delle sovrastanti carreggiate stradali. La maggior parte di essi inoltre è in adiacenza ai sovrappassi di ingresso e di uscita. Per la valutazione dei carichi verticali da traffico, pertanto, si è fatto riferimento a quanto indicato al par. C5.1.3.3.7.1 delle Istruzioni: ossia si è considerato applicato sul terrapieno lo schema di carico 1 per i ponti; i carichi tandem sono stati sostituiti per semplicità da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 e lunga 2.20 m. Considerando una diffusione a 60° nel calcestruzzo del muro, si è poi determinata la larghezza collaborante e si è determinata l'entità del carico a metro lineare. A vantaggio di sicurezza, si adotta l'ipotesi di trovarsi in corrispondenza dell'estremità del muro e che la diffusione possa avvenire solo in una direzione.

Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale)

Noto il momento di plasticizzazione e la geometria dei profili costituenti la barriera guard-rail in testa al muro, sono state determinate le massime azioni che essa è in grado di trasmettere al muro.

$$M_{pl} = W_{pl} f_{yk} = 83013 \times 275 \times 10^{-6} \cong 23 \text{ kNm}$$

$$F_{pl} = M_{pl}/h = 23/0.6 \cong 38 \text{ kN}$$

Si ipotizza che in caso d'urto si abbia la plasticizzazione di 3 montanti distanti l'uno dall'altro 1.5m, e che il carico diffonda in una sola direzione dalla sommità al piano medio della fondazione con un angolo di 60°, determinando in questo modo la forza e il momento a metro lineare.

Il carico verticale concomitante è stato determinato in accordo con quanto prescritto dal par. 5.1.3.3 delle NTC 2008 (due impronte 0.35x0.60m di 200 kN poste ad interasse di 2m).

Azione sismica

L'analisi sismica dei muri è stata eseguita con il metodo pseudo-statico. I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati con le relazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_m è un coefficiente dipendente dal valore dell'accelerazione orizzontale a_g e dalla tipologia di sottosuolo. Nel caso in esame, essendo il sottosuolo di categoria B e $a_g(g)$ compresa tra 0.2 e 0.4, si assume $\beta_m=0.24$;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v è il coefficiente sismico in direzione verticale;

L'accelerazione massima viene valutata come:

$$\frac{a_{max}}{g} = S_s \cdot S_t \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_s = 1.198$ tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

$S_t = 1.000$ tiene conto dell'amplificazione topografica;

$\frac{a_g}{g} = 0.200$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito per lo SLV.

La valutazione della spinta in condizioni dinamiche viene effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe:

per $\beta \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta > \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$$\theta \text{ è l'angolo tale che } \tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v};$$

Sono state altresì considerate le forze di inerzia dovute al peso del muro e del terreno gravante sulla zattera di monte, valutate come:

$$F_i = k_h \cdot W_i$$

Per quanto riguarda l'incremento sismico di spinta dovuto ai terrapieni, esso è stato applicato alla stessa altezza dell'aliquota statica, così come prescritto dalla norma per muri liberi di traslare e ruotare intorno al piede.

In fase sismica è stato considerato inoltre un sovraccarico accidentale pari a circa il 20% di quello considerato in condizioni statiche.

7.3 Combinazioni di carichi SLU

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti quattro gruppi di condizioni:

G_k : azioni dovute ai carichi permanenti ovvero al peso proprio, sovraccarichi permanenti;

P_k : azioni dovute ai carichi di precompressione;

Q_{ik} : azioni dovute ai sovraccarichi accidentali;

A: azioni eccezionali;

E : azioni dovute ai carichi sismici orizzontali e verticali.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2008, si considerano tutte le combinazioni non sismiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{ik} + \sum (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

essendo:

Carichi	Coef.	Condizione		
	$\gamma_F (\gamma_E)$	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	$\gamma_{G,1}$	0,9÷1,1	1,0÷1,3	1,0÷1,0
Perm.non strutturali	$\gamma_{G,2}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

$\gamma_p = 1.00$ (precompressione)

$\Psi_{0i} = 0 \div 1.00$ (coefficiente di combinazione allo SLU per tutte le condizioni di carico elementari variabili per tipologia e categoria Q_{ik})

Si è anche studiata una *combinazione eccezionale* (con γ_{Gi} e γ_{Qi} tutti pari a 1 in accordo con la 2.5.6 delle NTC) per tenere conto degli effetti dell'urto per svio di un veicolo:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[A + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Le combinazioni sismiche considerate sono:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + E + \left[\sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

7.4 Combinazioni di carichi SLE

Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, si considerano le combinazioni:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[\sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Essendo, nel caso di carichi stradali, Ψ_{2i} pari a 0 per la combinazione quasi permanente, pari a 0.75 per la combinazione frequente e pari a 1 per la combinazione rara.

8. Criteri di calcolo geotecnico e strutturale

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	γ_{G2}	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza φ'	$\tan \gamma'_{\kappa}$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_{κ}	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Partendo da questi coefficienti, è possibile definire le caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione del tipo di approccio. In particolare avremo:

Terreno di fondazione

Metodo M1

Peso per unità di volume totale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito di calcolo $\phi' = 28^\circ$

Metodo M2

Peso per unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito interno $\phi' = 23.04^\circ$

Terreno di riporto alle spalle del muro

Metodo M1

Peso per unità di volume totale $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito di calcolo $\phi' = 35^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta = 21^\circ$

Metodo M2

Peso per unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
 Angolo di attrito interno $\phi' = 29.26^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta = 17.55^\circ$

Le verifiche vengono effettuate con l'Approccio 2, che prevede una sola combinazione di coefficienti sia per le verifiche GEO che per quelle SLU:

Combinazione (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali di sicurezza R3 sono pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte ed il fattore parziale di sicurezza $R_2=1.0$.

Nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.6.2 delle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*.

Ricapitolando, le verifiche riportate nel seguito della presente saranno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite e con gli approcci metodologici di fianco riportati.

SLU di tipo geotecnico (GEO) – Approccio 2

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno	A1+M1+R3
Scorrimento sul piano di posa	A1+M1+R3

SLU di tipo strutturale (STR) - Approccio 2

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali	A1+M1+R3
--	-----------------

SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU)

Ribaltamento	EQU+M2+R2
--------------	------------------

8.1 Criterio di verifica a capacità portante della fondazione (GEO)

La verifica a carico limite della fondazione dei muri è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula trinomia di Brich-Hansen (1970).

$$q_{lim} = i_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + i_c \cdot N_c \cdot c + i_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui:

- γ_1 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- γ_2 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione;

- B è la larghezza della fondazione;
- N_q , N_c , N_γ sono coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa (Vesic);
- i_q , i_c , i_γ sono i coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa.

In particolare, per la determinazione del carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_{es} = \frac{N}{L' \cdot B'}$$

dove:

- N è la risultante delle azioni verticali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata, comprensivi del peso della platea;
- L' è la lunghezza ridotta della fondazione;
- B' è la larghezza della fondazione.

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, una fondazione di dimensioni ridotte pari a:

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

con e_L ed e_B eccentricità del carico nelle due direzioni.

8.2 Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO)

La verifica allo scorrimento del muro consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Pertanto essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione. Tale forza risulta proporzionale al peso del muro ed è espressa dalla relazione (per terreni caratterizzati da $\varphi' \neq 0$ e $c' = 0$)

$$R = N \cdot \tan \varphi'_d$$

dove:

R è la forza resistente allo scorrimento;

N è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione;

φ'_d è l'angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione relativamente all'approccio di progetto.

8.3 Criterio di verifica a ribaltamento (EQU)

Il meccanismo di collasso per ribaltamento per i muri di sostegno prevede la rotazione intorno all'estremità di valle del muro, che diventa il centro di rotazione dell'opera. La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq R_2 = 1.00$$

dove:

M_s è il momento stabilizzante rispetto al centro di rotazione dovuto al peso del muro;
 M_r è il momento ribaltante rispetto al centro di rotazione dovuto alla spinta del terrapieno e di eventuali sovraccarichi.

Nelle verifiche condotte per azioni sismiche, la spinta del terrapieno è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico, come illustrato nel seguito; è stata altresì tenuto in conto il contributo instabilizzante svolto dalla forza di inerzia dovuta al peso del paramento.

8.4 Criteri di verifica a presso(tenso)flessione delle sezioni in cemento armato (STR)

La verifica a flessione, condotta per la platea di fondazione, consiste nell'assicurare che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Con riferimento alle sezioni presso-inflesse del paramento e semplicemente inflesse della zattera, le verifiche di resistenza (SLU) si eseguono controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le verifiche di tutti gli elementi sono state effettuate in base a semplici schemi noti della Scienza delle Costruzioni.

8.5 Criteri di verifica a taglio delle sezioni in cemento armato (STR)

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con: } k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \text{ e } v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}};$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale di trazione;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.5$.

8.6 Verifiche a fessurazione e verifiche tensionali

Sono state calcolate le sollecitazioni nel paramento e nella platea di fondazione. Le verifiche di fessurazione vengono eseguite in accordo al par. 4.1.2.2.4 delle NTC 2008 e al par. C4.1.2.2.4 delle Istruzioni.

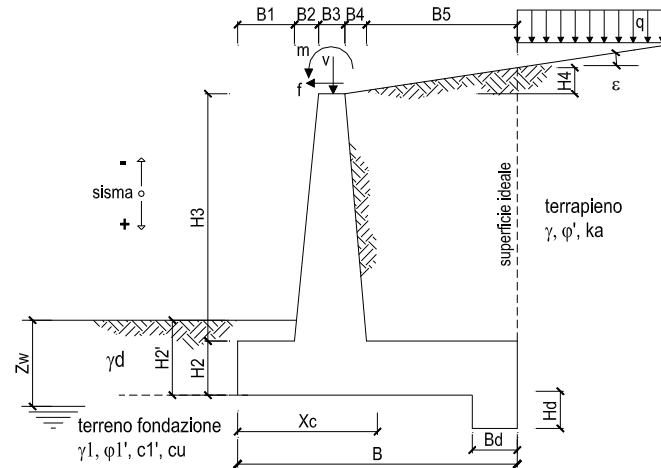
Le verifiche tensionali di cui ai parr. 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 delle NTC 2008 sono state eseguite per la combinazione rara e la combinazione quasi permanente, controllando che le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai seguenti valori limite:

	Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente
σ_c del cls C28/35 (MPa)	17.43	13.07
σ_s dell'acciaio B450C (MPa)	360	360

9. Verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio

9.1 Sezione muro tipo A

Sezione utilizzata nei Muri 3 e 4. L'altezza del paramento considerata nelle verifiche è quella massima, pari a 1.70 m.



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.16	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.08	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.16	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.90	(m)

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

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21.00	21.00	17.55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.00		
Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22500			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.198	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.24	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.057504	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0288	(-)
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.245		0.307	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.277		0.344	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.279	0.279		0.346	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.770		2.286	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.675	2.675		2.200	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.669	2.669		2.194	

Combinazione SLU (solo carichi accidentali verticali da traffico)

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente (kN/m ²)	qp	5.00	6.50	5.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	8.62	8.62	7.76
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	45.42	68.13	68.13
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente ψ_1		0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	qs	9.10		
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.12	3.14	1.54
Sismico	2.00	6.76	4.98

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	6.97	6.27
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	1.64	1.47
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.00	16.20
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	26.61	23.95
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	39.41	35.47
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	1.31	1.18
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	6.18	6.80
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	46.90	43.44
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	56.13912	84.20868
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	11.2476	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	3.36	3.02
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.96	0.87
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	16.20	14.58
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	20.52	18.47
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	48.10	43.29
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.81	0.72
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	7.30	8.04
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	56.21	52.05
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	66.3564398	99.5346598
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	13.2946632	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.53
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.76
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		2.80
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		1.40
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.50
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.09
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.21
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.80
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.10
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.03
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0.47
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.59
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.83
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.12
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		2.95
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1.38
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.03
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		1.41

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 10.79	14.03	14.92
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 2.57	3.34	3.55
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 23.34	35.02	43.99
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.08	13.10	14.22
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 2.40	3.12	3.39
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 21.79	32.69	41.94
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.87	5.03	4.50
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.92	1.20	1.07
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.37	12.55	13.27
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 7.05	9.17	9.95
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 6.96	9.05	8.10
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 2.52	3.27	3.56
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 22.88	34.33	44.04
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 1.66	2.16	1.93
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 15.06	22.59	23.88
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 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 4.15	4.15	3.74

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	102.75	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	48.91	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.12	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	74.26	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	23.64	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.14	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [■]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	102.75	186.96	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	48.91	48.91	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	70.10	169.63	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	22.37	-1.37	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.22	-0.01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.36	1.79	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.27	0.55	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.22	0.22	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.14	0.14	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

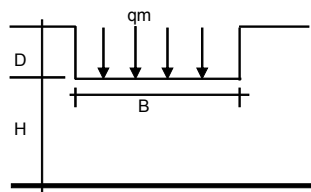
q _{lim}	(carico limite unitario)	115.65	198.91	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	1.54	>	1.4
Nmax	1.90	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	93.18	(kN/m)
M	9.80	(kNm/m)
e=M/N	0.11	(m)
B*	1.59	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B*	0.69	(m)
Hs/B*	2.52	(m)

Carico unitario medio (qm)

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

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.930 \text{ (-)}$$

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.77 \text{ (-)}$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 3.25 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	10.79	10.79	13.56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.77	1.77	2.05
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	2.91	2.91	3.61
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	5.29	5.29	6.57
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.08	10.08	12.93
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.66	1.66	1.95
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.72	2.72	3.44
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.94	4.94	6.27
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.87	3.87	4.09
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.64	0.64	0.62
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.04	1.04	1.09
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.90	1.90	1.98
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	7.05	7.05	9.05
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	1.16	1.16	1.37
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	6.96	6.96	7.36
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1.14	1.14	1.11
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	8.04	8.04	10.20
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	5.29	5.29	5.53
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)		4.15

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		91.73	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		23.72	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.06	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		83.08	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		8.36	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		9.94	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	91.73	102.98	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	23.72		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	76.28	89.58	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	6.28	3.11	(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		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d' \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.07	0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.66	1.74	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.56	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	276.72	294.81	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.02	>	1.4
		Nmax	4.98	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	10.79	10.79	13.56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	1.16	1.16	1.27
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	2.93	2.93	3.64
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	5.33	5.33	6.62
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.08	10.08	12.93
Sst1h sism =	$Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.08	1.08	1.21
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.74	2.74	3.47
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.98	4.98	6.31
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.87	3.87	4.09
Sst1v sism =	$Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.42	0.42	0.38
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.05	1.05	1.10
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.91	1.91	2.00
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	7.05	7.05	9.05
MSst1 sism=	$Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	0.76	0.76	0.85
MSst2 stat =	$Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	6.96	6.96	7.36
MSst2 sism =	$Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	0.75	0.75	0.69
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	8.10	8.10	10.27
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	5.33	5.33	5.57
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)		4.15

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	87.20	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	23.21	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg \phi_1$	0.53	(-)
Fs	=	(N*f + Sp) / T	2.00	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$Mm + Mt + Mfext3$	83.08	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	12.29	(kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	6.76	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	87.20	98.45	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	23.21		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	72.27	85.56	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	6.21	3.04	(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		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d' \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.07	0.03	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.66	1.74	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	269.73	288.81	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	5.13	>	1.4
		Nmax	5.10	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

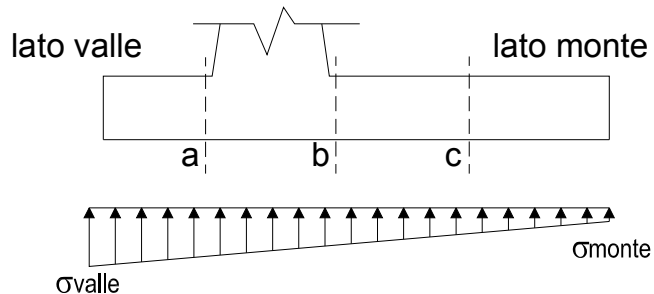
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	102.75	22.37	98.52	15.65
	186.96	-1.37	101.32	106.41
sisma+	91.73	6.28	62.59	39.34
	102.98	3.11	62.96	51.46
sisma-	87.20	6.21	59.95	36.94
	98.45	3.04	60.32	49.06



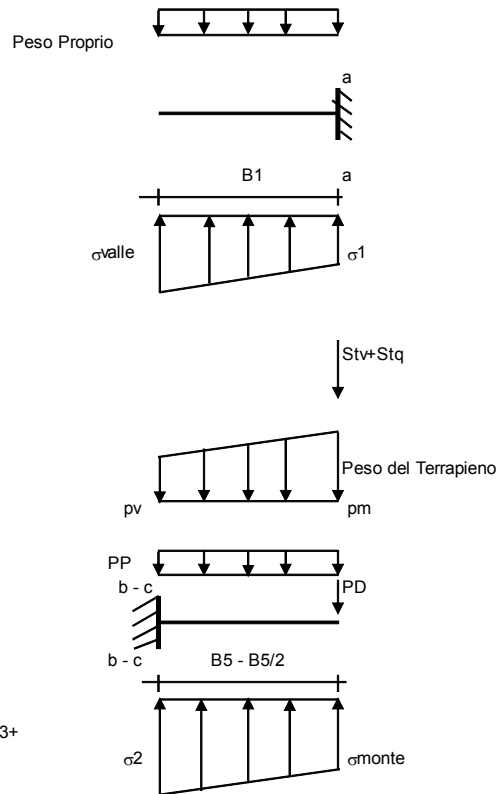
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	98.52	80.10	6.59	31.72
	101.32	102.45	7.34	36.76
sisma+	62.59	57.42	4.05	21.44
	62.96	60.41	4.17	21.33
sisma-	59.95	54.83	3.88	20.37
	60.32	57.82	3.96	20.26



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	40.50	108.63	49.60	(kN/m ²)
pvb	40.50	108.63	49.60	(kN/m ²)
pvc	40.50	108.63	49.60	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	15.65	69.01	-33.22	-28.25	42.33	-15.24	-31.24
	106.41	103.13	-30.70	-34.84	104.77	-13.02	-26.33
sisma+	39.34	54.31	-13.75	-13.39	46.82	-6.01	-12.59
	51.46	58.87	-13.59	-14.57	55.16	-5.76	-12.08
sisma-	36.94	51.75	-13.21	-12.69	44.35	-5.82	-12.11
	49.06	56.31	-12.70	-13.27	52.69	-5.48	-11.31

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

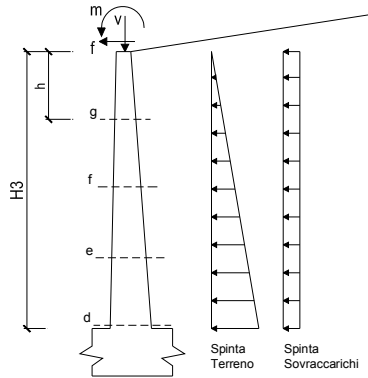
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.70	4.86	24.64	0.00	29.50	8.62	8.61	17.23
e-e	1.28	2.05	13.86	0.00	15.91	8.62	6.15	14.77
f-f	0.85	0.61	6.16	0.00	6.77	8.62	3.89	12.51
g-g	0.43	0.08	1.54	0.00	1.62	8.62	1.84	10.46

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.70	8.58	28.99	0.00	37.57
e-e	1.28	4.83	21.74	0.00	26.57
f-f	0.85	2.15	14.49	0.00	16.64
g-g	0.43	0.54	7.25	0.00	7.78

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	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	1.70	3.74	0.66	5.27	0.00	0.39	10.06	8.62	8.85	17.47
e-e	1.28	1.58	0.28	2.96	0.00	0.21	5.03	8.62	6.32	14.94
f-f	0.85	0.47	0.08	1.32	0.00	0.09	1.96	8.62	4.01	12.63
g-g	0.43	0.06	0.01	0.33	0.00	0.02	0.42	8.62	1.90	10.52

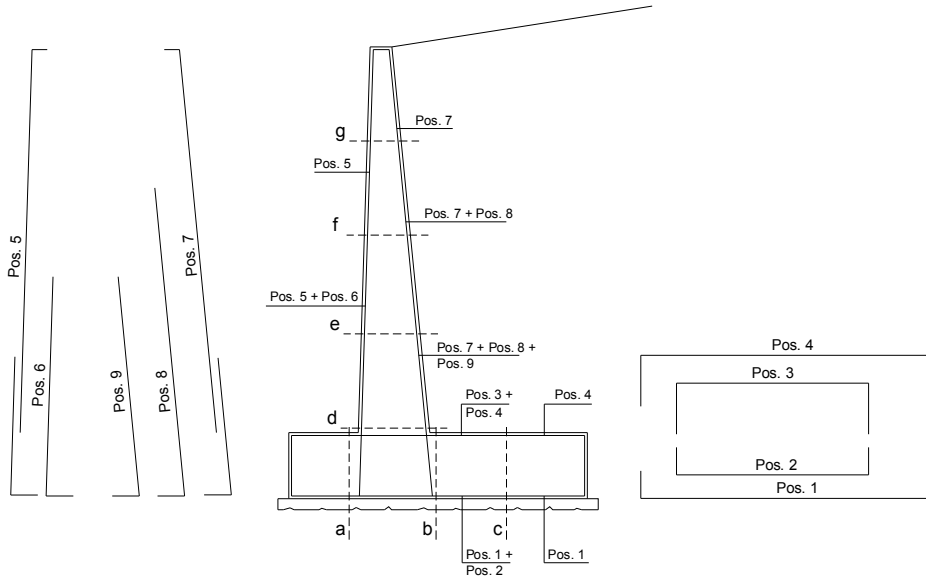
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	Vext	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.70	6.60	1.16	6.20	0.00	0.49	14.46
e-e	1.28	3.71	0.65	4.65	0.00	0.35	9.37
f-f	0.85	1.65	0.29	3.10	0.00	0.22	5.27
g-g	0.43	0.41	0.07	1.55	0.00	0.11	2.14

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	Mext	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	1.70	3.74	0.43	5.31	0.00	0.39	9.87	8.62	8.36	16.98
e-e	1.28	1.58	0.18	2.99	0.00	0.21	4.96	8.62	5.97	14.59
f-f	0.85	0.47	0.05	1.33	0.00	0.09	1.94	8.62	3.78	12.40
g-g	0.43	0.06	0.01	0.33	0.00	0.02	0.42	8.62	1.79	10.41

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	1.70	6.60	0.76	6.24	0.00	0.49	14.10
e-e	1.28	3.71	0.43	4.68	0.00	0.35	9.18
f-f	0.85	1.65	0.19	3.12	0.00	0.22	5.19
g-g	0.43	0.41	0.05	1.56	0.00	0.11	2.13

SCHEMA DELLE ARMATURE

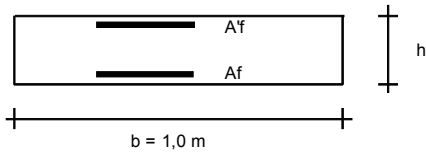


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	7.34	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53
b - b	-33.22	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53
c - c	-15.24	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	36.76	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	34.84	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	31.24	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

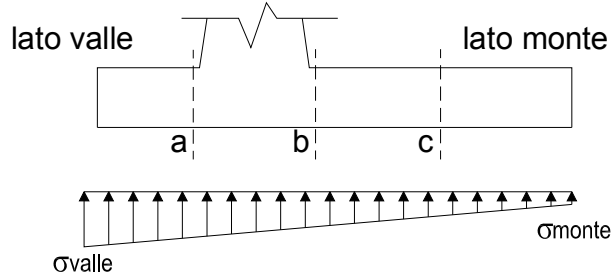
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	93.18	9.80	69.92	33.62
	135.29	-2.07	71.33	78.99
Q.P.	86.91	-1.71	45.11	51.46
	86.91	-1.71	45.11	51.46

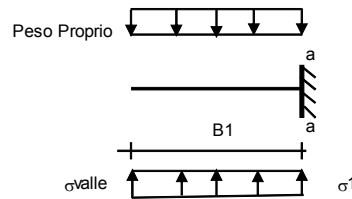


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	69.92	61.85	4.58
	71.33	73.03	4.95
Q.P.	45.11	46.52	2.85
	45.11	46.52	2.85



Mensola Lato Monte

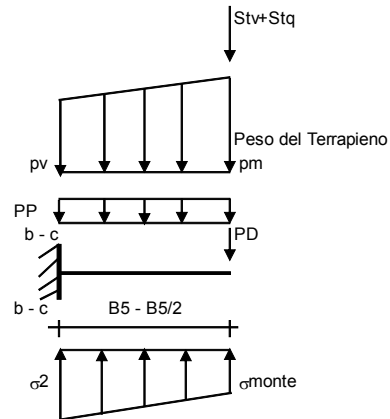
PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	= 39.00	73.07	39.00	(kN/m ²)	
pvb	= 39.00	73.07	39.00	(kN/m ²)	
pvc	= 39.00	73.07	39.00	(kN/m ²)	

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	33.62	56.99	-17.92	45.30	-8.34
	78.99	74.06	-16.66	76.53	-7.23
Q.P.	51.46	47.37	-4.82	49.41	-2.48
	51.46	47.37	-4.82	49.41	-2.48



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

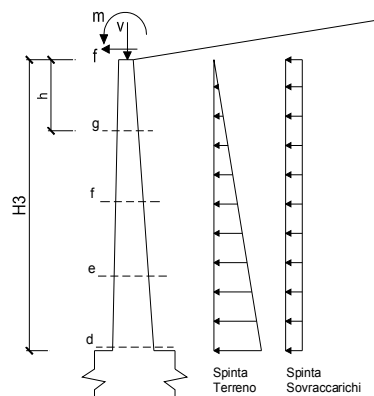
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



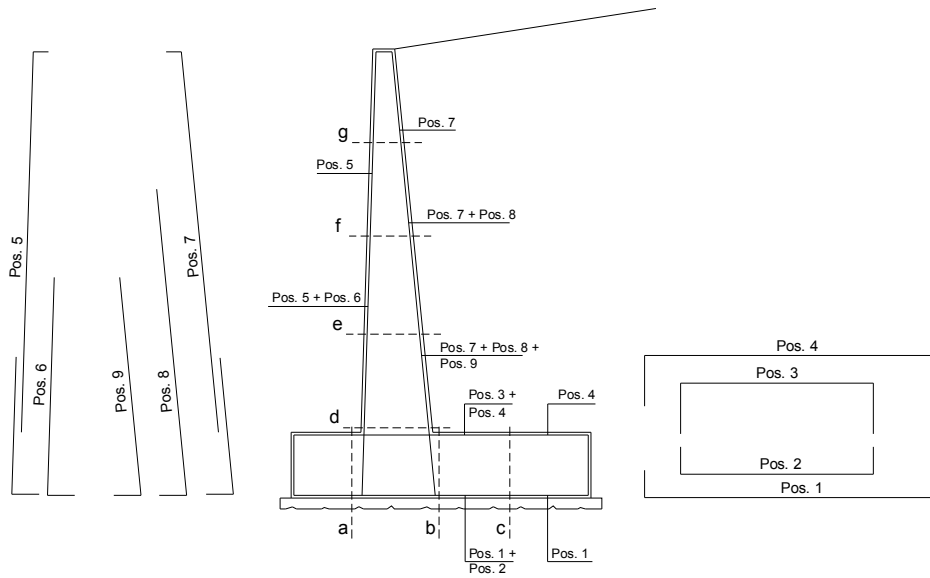
condizione Frequente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	12.90	0.00	16.64	8.62	8.61	17.23
e-e	1.28	1.58	7.26	0.00	8.83	8.62	6.15	14.77
f-f	0.85	0.47	3.22	0.00	3.69	8.62	3.89	12.51
g-g	0.43	0.06	0.81	0.00	0.86	8.62	1.84	10.46

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	1.65	0.00	5.39	8.62	8.61	17.23
e-e	1.28	1.58	0.93	0.00	2.51	8.62	6.15	14.77
f-f	0.85	0.47	0.41	0.00	0.88	8.62	3.89	12.51
g-g	0.43	0.06	0.10	0.00	0.16	8.62	1.84	10.46

SCHEMA DELLE ARMATURE

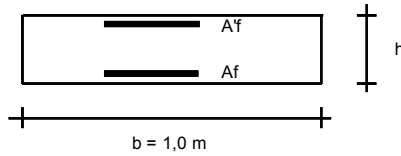


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	⌈	6	0.0	16	⌋
3	0.0	16	⌈	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	⌋
				9	0.0	12	⌋

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.95	0.00	0.40	10.05	10.05	0.31	15.17	0.018	0.400
b - b	-17.92	0.00	0.40	10.05	10.05	1.13	54.91	0.064	0.400
c - c	-8.34	0.00	0.40	10.05	10.05	0.53	25.55	0.030	0.400

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	2.85	0.00	0.40	10.05	10.05	0.18	8.72	0.010	0.300
b - b	-4.82	0.00	0.40	10.05	10.05	0.30	14.76	0.017	0.300
c - c	-2.48	0.00	0.40	10.05	10.05	0.16	7.59	0.009	0.300

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

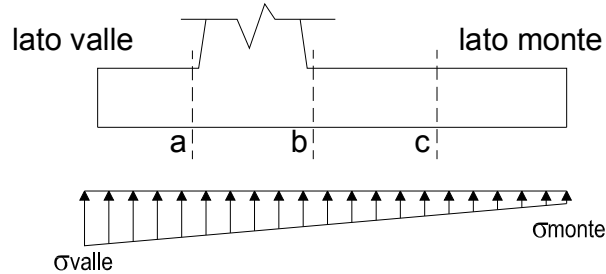
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	95.28	17.41	85.16	20.70
	151.42	1.57	87.04	81.20
sisma+	91.73	6.28	62.59	39.34
	102.98	3.11	62.96	51.46
sisma-	87.20	6.21	59.95	36.94
	98.45	3.04	60.32	49.06

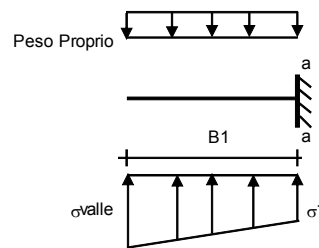


Mensola Lato Valle

$$PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	85.16	70.84	5.63
	87.04	85.74	6.13
sisma+	62.59	57.42	4.05
	62.96	60.41	4.15
sisma-	59.95	54.83	3.88
	60.32	57.82	3.98



Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

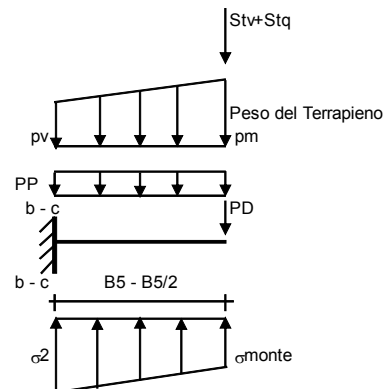
$$N_{min} \quad N_{max \text{ stat}} \quad N_{max \text{ sism}}$$

pm	=	39.00	84.42	48.10	(kN/m ²)
pvb	=	39.00	84.42	48.10	(kN/m ²)
pvc	=	39.00	84.42	48.10	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	20.70	62.21	-24.96	41.45	-11.21
	81.20	84.96	-23.28	83.08	-9.74
sisma+	39.34	54.31	-12.71	46.82	-5.75
	51.46	58.87	-12.55	55.16	-5.50
sisma-	36.94	51.75	-12.23	44.35	-5.57
	49.06	56.31	-11.72	52.69	-5.23



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

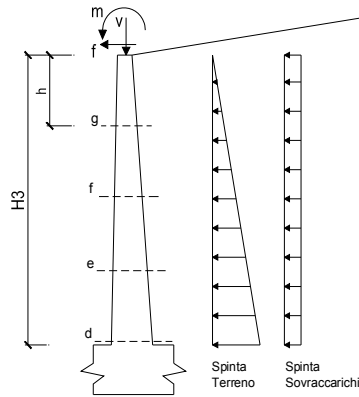
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	16.65	0.00	20.39	8.62	8.61	17.23
e-e	1.28	1.58	9.36	0.00	10.94	8.62	6.15	14.77
f-f	0.85	0.47	4.16	0.00	4.63	8.62	3.89	12.51
g-g	0.43	0.06	1.04	0.00	1.10	8.62	1.84	10.46

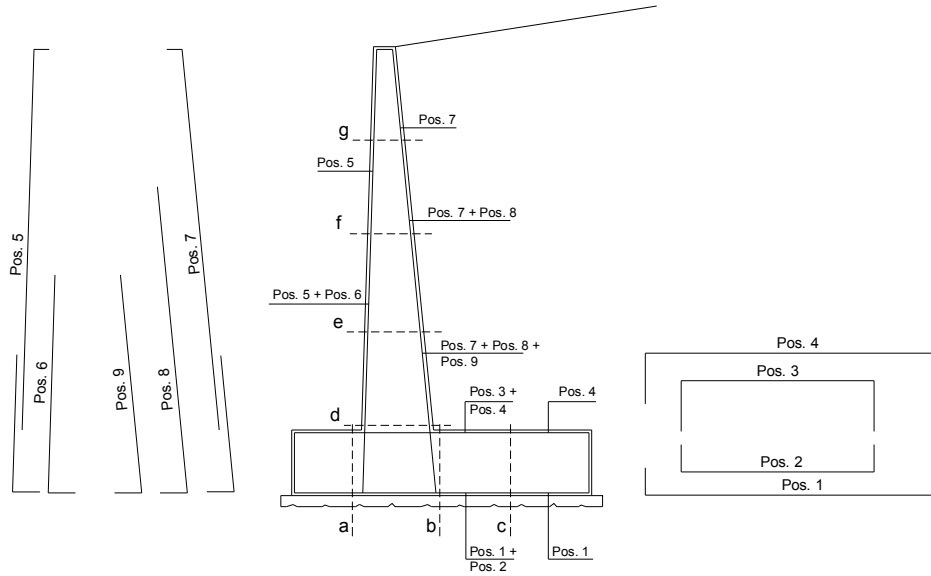
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	0.66	5.27	0.00	0.39	10.06	8.62	8.85	17.47
e-e	1.28	1.58	0.28	2.96	0.00	0.21	5.03	8.62	6.32	14.94
f-f	0.85	0.47	0.08	1.32	0.00	0.09	1.96	8.62	4.01	12.63
g-g	0.43	0.06	0.01	0.33	0.00	0.02	0.42	8.62	1.90	10.52

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	0.43	5.31	0.00	0.39	9.87	8.62	8.36	16.98
e-e	1.28	1.58	0.18	2.99	0.00	0.21	4.96	8.62	5.97	14.59
f-f	0.85	0.47	0.05	1.33	0.00	0.09	1.94	8.62	3.78	12.40
g-g	0.43	0.06	0.01	0.33	0.00	0.02	0.42	8.62	1.79	10.41

SCHEMA DELLE ARMATURE

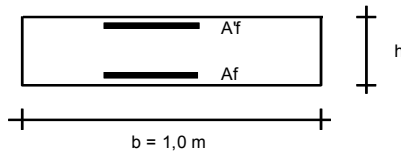


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	6.13	0.00	0.40	10.05	10.05	0.39	18.78
b - b	-24.96	0.00	0.40	10.05	10.05	1.57	76.48
c - c	-11.21	0.00	0.40	10.05	10.05	0.71	34.36

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	4.15	0.00	0.40	10.05	10.05	0.26	12.70
b - b	-12.71	0.00	0.40	10.05	10.05	0.80	38.95
c - c	-5.75	0.00	0.40	10.05	10.05	0.36	17.63

Combinazione Eccezionale (Urto di veicolo in svio)

La verifica viene eseguita con riferimento al muro 3 realizzato su rilevato di progetto.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A (STR/GEO)
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40
Scorrimento		1.10
Ribaltamento		1.00

		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	5.00	5.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	8.62	8.62	8.62
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	42.26	42.26	42.26
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	18.28	18.28	18.28
	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	10.97	10.97	10.97
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	0.00

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.30	1.40	2.64

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	6.97	6.97
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	1.64	1.64
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.00	18.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	26.61	26.61
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	39.41	39.41
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	1.31	1.31
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	6.18	6.18
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	46.90	46.90
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	52.23336	52.23336
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12.36	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	3.36	3.36
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.96	0.96
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	16.20	16.20
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	20.52	20.52
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	48.10	48.10
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.81	0.81
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	7.30	7.30
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	56.21	56.21
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	61.7398315	61.7398315
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	14.60952	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.53
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.76
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		2.70
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		1.35
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.50
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.09
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.21
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.80
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.10
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.03
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0.47
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.59
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.83
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.12
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		2.95
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1.38
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.03
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		1.41

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 10.79	10.79	10.79
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 2.57	2.57	2.57
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 21.72	21.72	21.72
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.08	10.08	10.08
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 2.40	2.40	2.40
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.28	20.28	20.28
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.87	3.87	3.87
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.92	0.92	0.92
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.78	7.78	7.78
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 7.05	7.05	7.05
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 6.96	6.96	6.96
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 2.52	2.52	2.52
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 21.29	21.29	21.29
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 1.66	1.66	1.66
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 14.01	14.01	14.01
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 =	$mp + m$	(kNm/m) 10.97	10.97	10.97
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 38.39	38.39	38.39
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 4.15	4.15	4.15

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	94.69	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	51.03	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.70	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.30	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	80.88	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	57.59	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.40	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v + Sovr\ acc$	146.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	51.03	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	85.03	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$X_c * N - MM$	47.20	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H^2$	sovraccarico stabilizzante	22.00	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.32	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.16	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30	(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12	(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.19	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^{m+1}$		0.10	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	335.19	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmax	2.64	>	1.4
------	-------------	---	------------

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

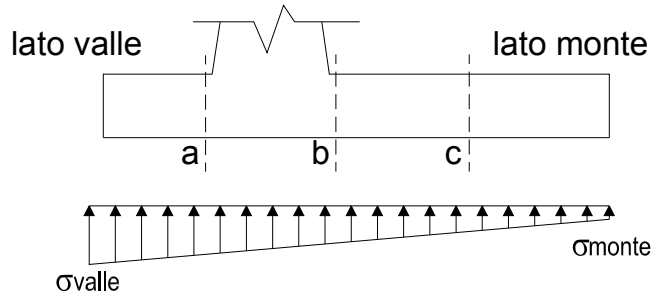
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	94.69	61.93	256.64	0.00
	146.93	47.20	169.25	0.00
sisma+	91.87	6.57	63.21	38.86
	104.23	3.09	63.62	52.18
sisma-	87.44	6.61	60.81	36.35
	99.80	3.12	61.22	49.67



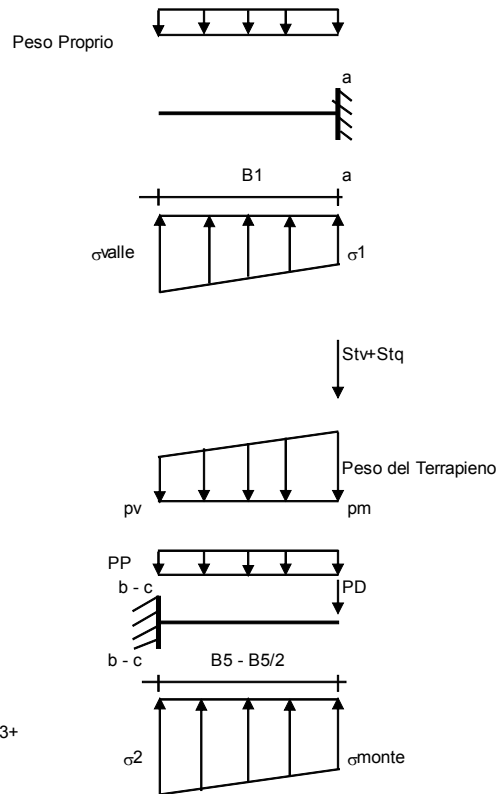
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	256.64	117.53	16.02	70.83
	169.25	130.26	11.70	55.90
sisma+	63.21	57.80	4.09	21.71
	63.62	61.08	4.22	21.59
sisma-	60.81	55.37	3.94	20.75
	61.22	58.66	4.03	20.63



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 39.00	81.26	49.00	(kN/m ²)
pvb	= 39.00	81.26	49.00	(kN/m ²)
pvc	= 39.00	81.26	49.00	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	33.72	-47.43	-67.73	0.00	-15.51	-40.97
	0.00	106.76	-54.52	-59.88	50.27	-20.38	-52.49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot k \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

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

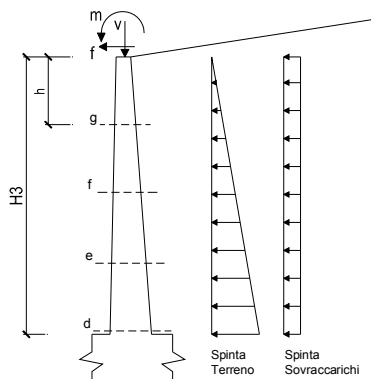
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P_m \cdot k \cdot h$$

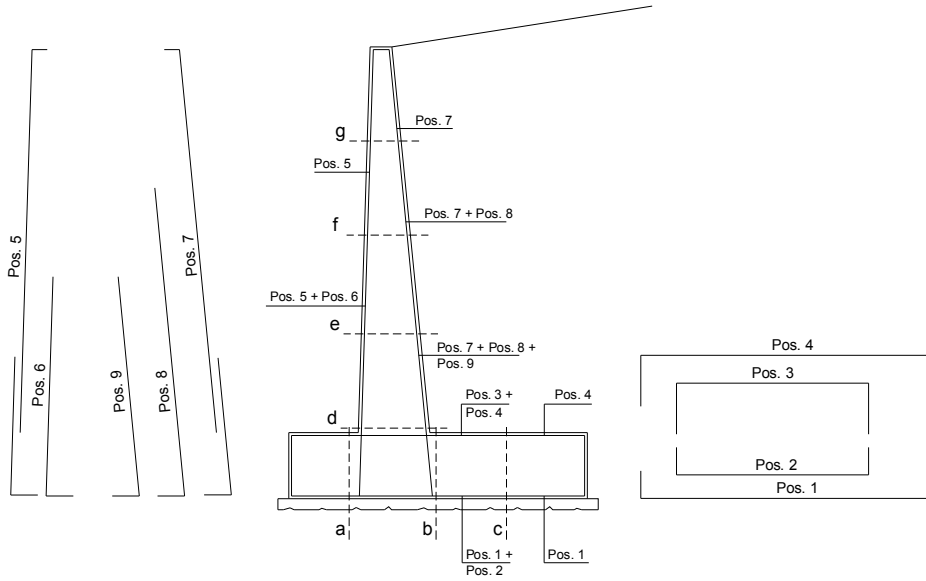


condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	3.74	15.60	42.05	61.39	8.62	8.61	17.23
e-e	1.28	1.58	8.78	34.28	44.63	8.62	6.15	14.77
f-f	0.85	0.47	3.90	26.51	30.88	8.62	3.89	12.51
g-g	0.43	0.06	0.98	18.74	19.77	8.62	1.84	10.46

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.70	6.60	18.36	18.28	43.24
e-e	1.28	3.71	13.77	18.28	35.76
f-f	0.85	1.65	9.18	18.28	29.11
g-g	0.43	0.41	4.59	18.28	23.28

SCHEMA DELLE ARMATURE

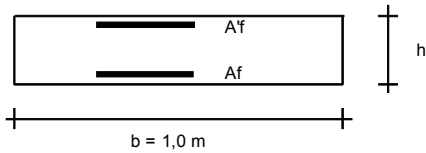


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	16.02	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53
b - b	-54.52	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53
c - c	-20.38	0.00	0.40	10.05	10.05	134.53

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	70.83	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	67.73	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	52.49	0.40	152.28	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria

Per le verifiche strutturali, le sollecitazioni a metro lineare ottenute dal foglio di calcolo sono state riportate ad una lunghezza di 1.25m, pari all'interasse delle costole.

Verifica SLU a pressoflessione alla base del paramento

Sezione a T di larghezza 1.25m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: Eccezionale con urto del veicolo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paramento_Muro_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Paramento Muro A

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	14	1	6.79	5
2	30	42	2	6.03	51

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 21.54 0 kN
M_{xEd} 76.74 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 132.4 kNm

Materiali B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
E_s/E_c 12 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

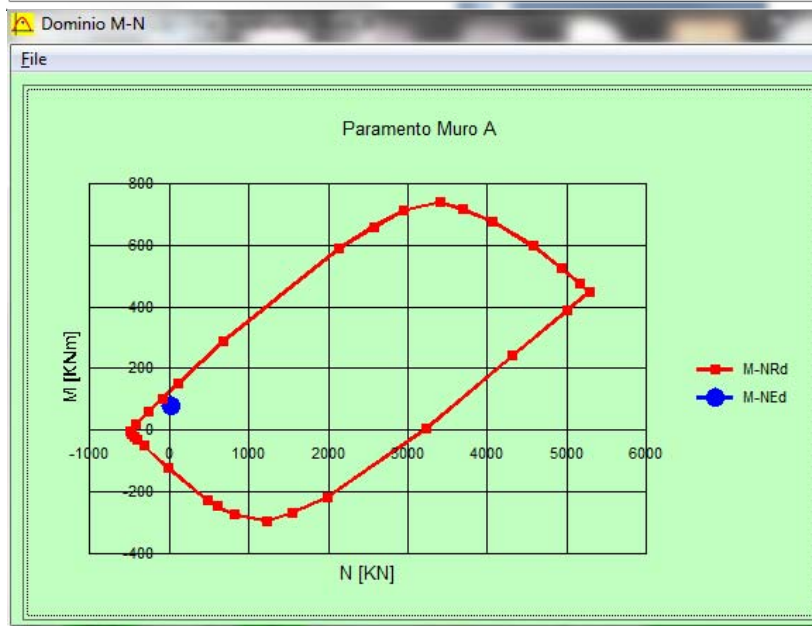
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 51.91 ‰
d 51 cm
x 3.221 x/d 0.06316
δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica SLU a taglio alla base del paramento

Sezione rettangolare 0.30x0.56m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Combinazione più gravosa: Eccezionale con urto del veicolo

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fgd [Mpa]	16.5

Acciaio

fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

Geometria sezione

b [mm]	300
h [mm]	560
c [mm]	50
d [mm]	510

Armatura longitudinale

n° barre	3
diametro	16
Area [mm ²]	602.88

Parametri di verifica

k	1.63
vmin	0.39
pl	0.004
σcp	0.128

Sollecitazioni di calcolo

NEd [kN]	21.54
VEd [kN]	54.05

VERIFICA

Sezione non armata a taglio

VRd [kN]	70.23
	Verificato

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

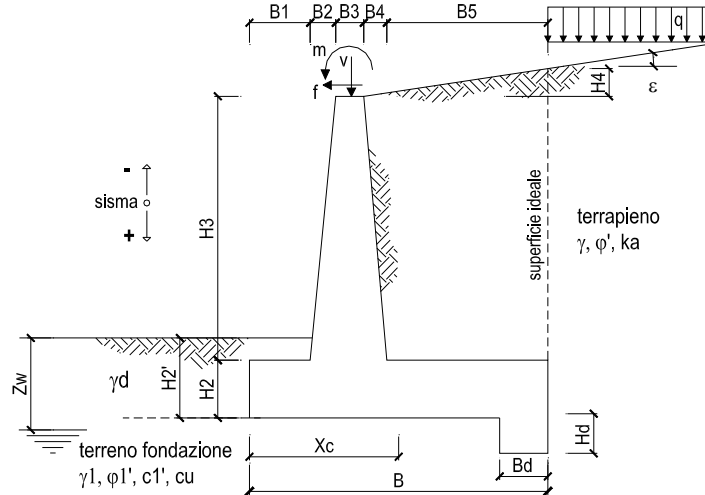
Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	20.8 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{Ed}	-21.54 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	510 mm	Altezza totale della sezione	
B	300 mm	Base della sezione	
d	460 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	603 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	255 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	167130 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	3.9101E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	38.20 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Q. Perm.		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	6.74 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{Ed}	-21.54 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	510 mm	Altezza totale della sezione	
B	300 mm	Base della sezione	
d	460 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	603 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	255 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	167130 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	3.9101E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	38.20 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

9.2 Sezione muro tipo B

Sezione utilizzata nel Muro 2. L'altezza del paramento considerata nelle verifiche è quella massima, pari a 2.90 m.



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.90	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.16	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.11	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.72	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.30	(m)

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

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21.00	21.00	17.55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.198	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.24	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.057504	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0288	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.344
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.279	0.346
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.286
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.675	2.200
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.669	2.194

Combinazione SLU (solo carichi accidentali verticali da traffico)

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	6.50	5.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	14.86	14.86	13.37
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	35.12	52.68	52.68
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente ψ_1		0.75	condizione quasi permanente ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	7.00		
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.39	3.73	1.44
Sismico	2.01	5.95	2.95

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	11.89	10.70
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	4.13	3.72
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	29.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	48.52	43.67
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	99.88	89.89
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	3.31	2.98
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	9.18	10.10
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	112.36	102.96
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	64.48032	96.72048
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12.852	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	8.11	7.30
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	3.31	2.98
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	42.25	38.03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	53.67	48.31
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	173.68	156.32
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	2.78	2.50
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	15.44	16.98
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	191.90	175.80
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	108.455898	162.683847
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	21.617064	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		2.79
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.40
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		6.62
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		3.31
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1.33
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.35
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.47
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.15
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.23
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.10
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.21
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1.54
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		11.20
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.46
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		11.66
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		4.99
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.09
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		5.08

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 28.29	36.78	39.10
Sq perm = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 4.16	5.41	5.75
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 29.22	43.84	55.07
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.41	34.34	37.28
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3.88	5.05	5.48
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 27.28	40.93	52.51
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10.14	13.18	11.79
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.49	1.94	1.73
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10.47	15.71	16.61
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 29.94	38.92	42.25
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 26.36	34.27	30.66
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 6.60	8.58	9.32
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 46.38	69.57	89.27
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 3.88	5.04	4.51
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 27.23	40.85	43.19
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(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 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 10.13	10.13	9.12

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	209.33	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	80.31	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.39	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	233.23	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	62.48	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.73	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	209.33	306.05	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	80.31	80.31	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	223.42	386.11	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	48.70	11.75	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	16.31		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.23	0.04	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.13	2.52	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

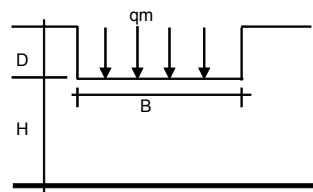
iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.38	0.54	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.33	0.33	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	142.49	174.63	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	1.45	>	1.4
		Nmax	1.44	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	195.23	(kN/m)
M	18.75	(kNm/m)
e=M/N	0.10	(m)
B*	2.41	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.70	(m)
D/B* =	0.29	(m)
Hs/B* =	2.49	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B' = 86.93 \text{ (kN/mq)}$$

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.948 \text{ (-)}$$

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.76 \text{ (-)}$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0' * \mu_1' * qm * B' / E = 6.72 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	28.29	28.29	35.54
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka \cdot s$	(kN/m)	4.65	4.65	5.36
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	4.71	4.71	5.85
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	6.59	6.59	8.19
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.41	26.41	33.89
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.34	4.34	5.11
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.40	4.40	5.58
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.16	6.16	7.81
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.14	10.14	10.72
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.67	1.67	1.62
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.69	1.69	1.76
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.36	2.36	2.47
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	29.94	29.94	38.41
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	4.92	4.92	5.79
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	26.36	26.36	27.87
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	4.33	4.33	4.21
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	17.94	17.94	22.75
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	10.53	10.53	11.01
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)		10.13

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		196.31	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		50.72	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.06	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		260.34	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		31.05	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		8.38	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	196.31	209.16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	50.72		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	236.96	258.57	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	18.24	13.33	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	16.31		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.09	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.41	2.47	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	25.80		(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.54	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	241.92	249.82	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.98	>	1.4
		Nmax	2.95	>	

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)	28.29	28.29	35.54
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	3.04	3.04	3.34
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	4.74	4.74	5.89
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	6.64	6.64	8.24

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.41	26.41	33.89
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.84	2.84	3.18
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.43	4.43	5.61
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.20	6.20	7.86

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.14	10.14	10.72
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.09	1.09	1.01
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.70	1.70	1.78
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.38	2.38	2.49

- 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 = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	29.94	29.94	38.41
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	3.22	3.22	3.60
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	26.36	26.36	27.87
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	2.83	2.83	2.62
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	18.07	18.07	22.90
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	10.61	10.61	11.08
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)		10.13	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 186.35 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 49.29 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.53 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.01} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 260.34 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts \quad 43.78 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{5.95} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	186.35	199.20	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	49.29		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	223.85	245.47	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	18.40	13.49	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	16.31		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.10	0.07	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.40	2.46	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	236.20	244.54	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	3.05	>	1.4
		Nmax	3.03	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

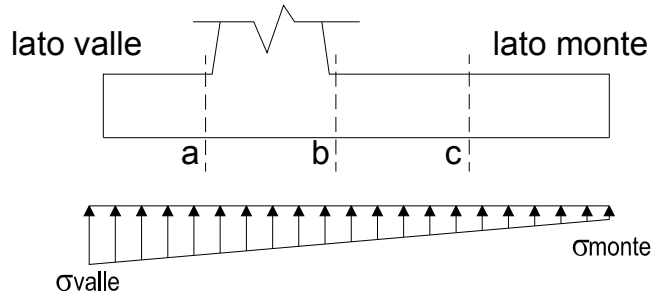
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	209.33	48.70	123.74	37.28
	306.05	11.75	128.14	107.28
sisma+	196.31	18.24	91.69	59.31
	209.16	13.33	92.28	68.61
sisma-	186.35	18.40	88.00	55.34
	199.20	13.49	88.59	64.64



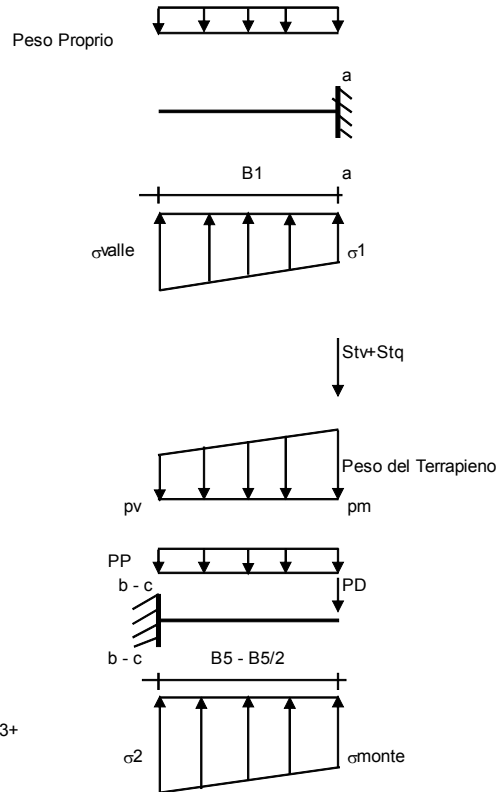
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	123.74	103.79	18.83	60.76
	128.14	123.33	20.53	67.94
sisma+	91.69	84.22	13.74	46.55
	92.28	86.82	14.03	47.10
sisma-	88.00	80.46	13.20	44.33
	88.59	83.06	13.36	44.88



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	64.50	117.18	71.50	(kN/m ²)
pvb	64.50	117.18	71.50	(kN/m ²)
pvc	64.50	117.18	71.50	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	37.28	94.54	-83.67	-49.92	65.91	-37.73	-52.70
	107.28	121.10	-79.47	-57.51	114.19	-33.99	-47.14
sisma+	59.31	80.76	-46.21	-31.66	70.04	-19.70	-28.38
	68.61	84.29	-45.95	-33.02	76.45	-19.28	-27.81
sisma-	55.34	76.97	-44.50	-30.17	66.16	-19.05	-27.39
	64.64	80.50	-43.64	-30.83	72.57	-18.48	-26.48

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

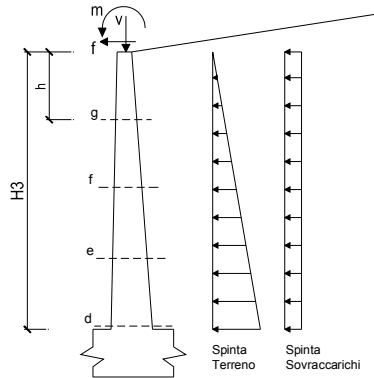
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [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	2.90	24.15	56.86	0.00	81.01	14.86	16.02	30.88
e-e	2.18	10.19	31.98	0.00	42.17	14.86	11.24	26.10
f-f	1.45	3.02	14.22	0.00	17.23	14.86	6.98	21.84
g-g	0.73	0.38	3.55	0.00	3.93	14.86	3.23	18.09

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	24.98	39.21	0.00	64.19
e-e	2.18	14.05	29.41	0.00	43.46
f-f	1.45	6.25	19.61	0.00	25.85
g-g	0.73	1.56	9.80	0.00	11.36

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	18.58	3.27	13.05	0.00	1.22	36.12	14.86	16.48	31.34
e-e	2.18	7.84	1.38	7.34	0.00	0.65	17.21	14.86	11.57	26.43
f-f	1.45	2.32	0.41	3.26	0.00	0.28	6.27	14.86	7.18	22.04
g-g	0.73	0.29	0.05	0.82	0.00	0.07	1.22	14.86	3.32	18.18

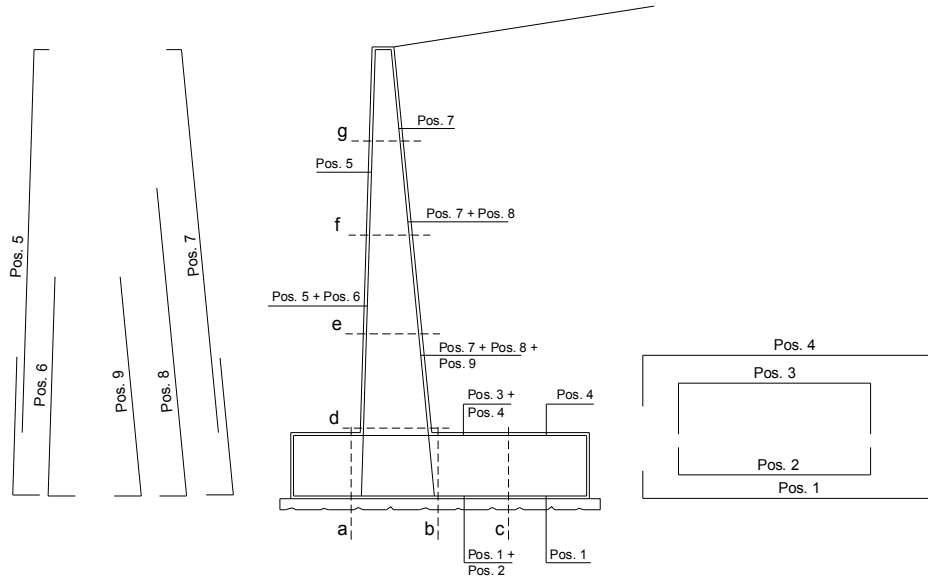
sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	19.22	3.38	9.00	0.00	0.92	32.52
e-e	2.18	10.81	1.90	6.75	0.00	0.65	20.11
f-f	1.45	4.80	0.85	4.50	0.00	0.40	10.55
g-g	0.73	1.20	0.21	2.25	0.00	0.19	3.85

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	18.58	2.14	13.15	0.00	1.22	35.08	14.86	15.56	30.42
e-e	2.18	7.84	0.90	7.39	0.00	0.65	16.79	14.86	10.92	25.78
f-f	1.45	2.32	0.27	3.29	0.00	0.28	6.15	14.86	6.78	21.64
g-g	0.73	0.29	0.03	0.82	0.00	0.07	1.21	14.86	3.14	18.00

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	19.22	2.21	9.07	0.00	0.92	31.41
e-e	2.18	10.81	1.24	6.80	0.00	0.65	19.50
f-f	1.45	4.80	0.55	4.53	0.00	0.40	10.29
g-g	0.73	1.20	0.14	2.27	0.00	0.19	3.79

SCHEMA DELLE ARMATURE

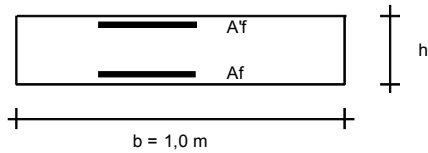


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	20.53	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
b - b	-83.67	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
c - c	-37.73	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	67.94	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
b - b	57.51	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
c - c	52.70	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

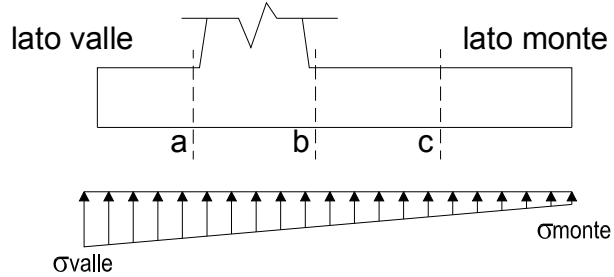
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	195.23	18.75	91.73	58.44
	243.59	0.28	93.94	93.44
Q.P.	187.37	-5.82	66.90	77.24
	187.37	-5.82	66.90	77.24

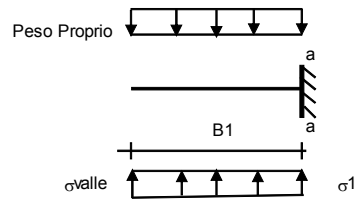


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	91.73	84.05	13.80
	93.94	93.82	14.65
Q.P.	66.90	69.28	9.93
	66.90	69.28	9.93



Mensola Lato Monte

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

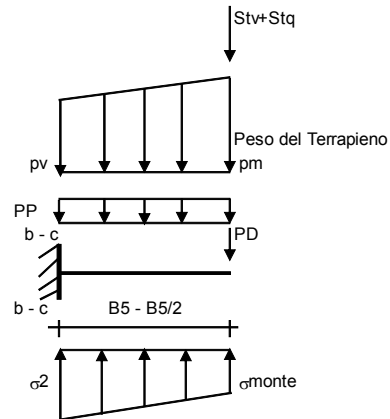
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	63.00	89.34	63.00	(kN/m ²)
pvb	63.00	89.34	63.00	(kN/m ²)
pvc	63.00	89.34	63.00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	58.44	80.49	-47.95	69.47	-21.74
	93.44	93.77	-45.84	93.60	-19.87
Q.P.	77.24	70.39	-20.84	73.81	-9.79
	77.24	70.39	-20.84	73.81	-9.79



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

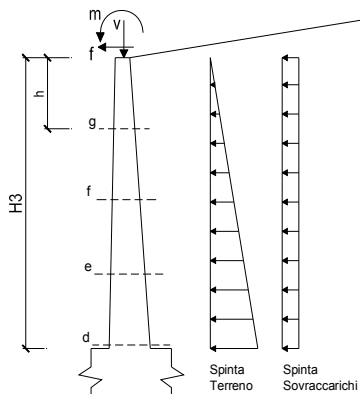
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



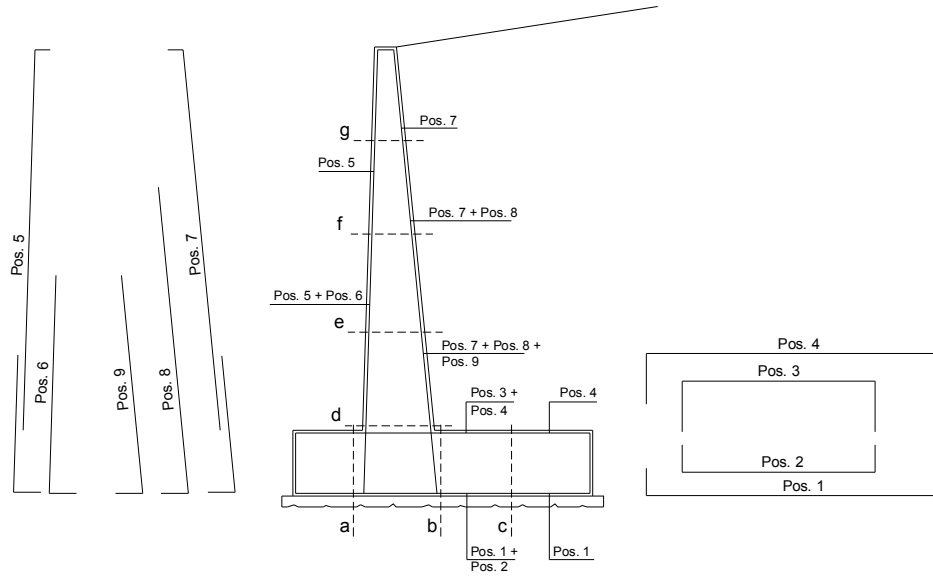
condizione Frequente

sezione	h [m]	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	2.90	18.58	30.11	0.00	48.69	14.86	16.02	30.88
e-e	2.18	7.84	16.94	0.00	24.77	14.86	11.24	26.10
f-f	1.45	2.32	7.53	0.00	9.85	14.86	6.98	21.84
g-g	0.73	0.29	1.88	0.00	2.17	14.86	3.23	18.09

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.90	18.58	4.80	0.00	23.38	14.86	16.02	30.88
e-e	2.18	7.84	2.70	0.00	10.54	14.86	11.24	26.10
f-f	1.45	2.32	1.20	0.00	3.52	14.86	6.98	21.84
g-g	0.73	0.29	0.30	0.00	0.59	14.86	3.23	18.09

SCHEMA DELLE ARMATURE

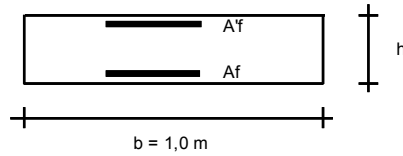


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	14.65	0.00	0.50	10.05	10.05	0.62	34.61	0.043	0.400
b - b	-47.95	0.00	0.50	10.05	10.05	2.03	113.27	0.139	0.400
c - c	-21.74	0.00	0.50	10.05	10.05	0.92	51.35	0.063	0.400

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	9.93	0.00	0.50	10.05	10.05	0.42	23.47	0.029	0.300
b - b	-20.84	0.00	0.50	10.05	10.05	0.88	49.23	0.061	0.300
c - c	-9.79	0.00	0.50	10.05	10.05	0.41	23.14	0.028	0.300

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

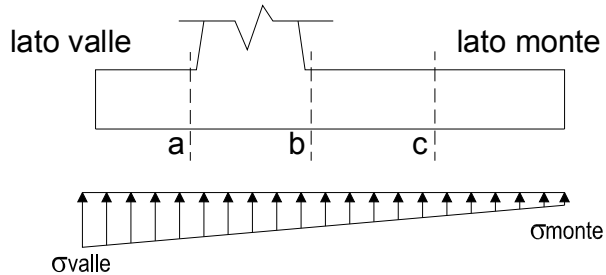
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	197.85	33.75	106.05	46.14
	262.33	9.12	108.99	92.80
sisma+	196.31	18.24	91.69	59.31
	209.16	13.33	92.28	68.61
sisma-	186.35	18.40	88.00	55.34
	199.20	13.49	88.59	64.64

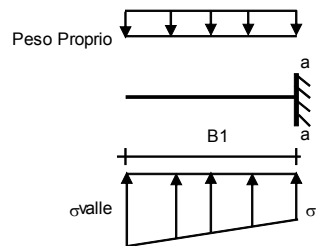


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	106.05	92.23	16.01
	108.99	105.25	17.14
sisma+	91.69	84.22	13.74
	92.28	86.82	13.97
sisma-	88.00	80.46	13.20
	88.59	83.06	13.43



Mensola Lato Monte

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

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

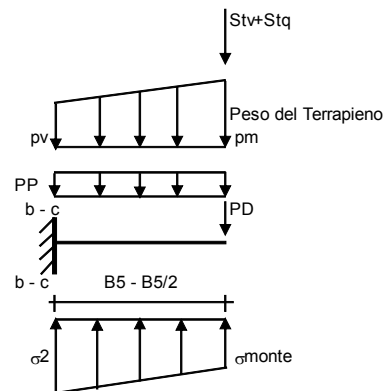
	Nmin	N max stat	N max sism*	(kN/m ²)
pm	63.00	98.12	70.00	(kN/m ²)
pvb	63.00	98.12	70.00	(kN/m ²)
pvc	63.00	98.12	70.00	(kN/m ²)

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

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

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

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



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	46.14	85.82	-61.98	65.98	-27.46
	92.80	103.52	-59.18	98.16	-24.97
sisma+	59.31	80.76	-43.93	70.04	-19.13
	68.61	84.29	-43.67	76.45	-18.71
sisma-	55.34	76.97	-42.34	66.16	-18.51
	64.64	80.50	-41.48	72.57	-17.94

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

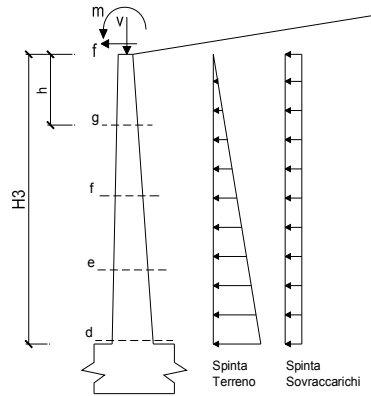
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.90	18.58	38.55	0.00	57.12	14.86	16.02	30.88
e-e	2.18	7.84	21.68	0.00	29.52	14.86	11.24	26.10
f-f	1.45	2.32	9.64	0.00	11.96	14.86	6.98	21.84
g-g	0.73	0.29	2.41	0.00	2.70	14.86	3.23	18.09

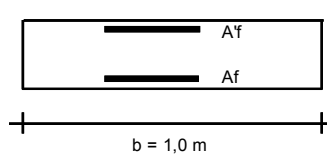
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.90	18.58	3.27	13.05	0.00	1.22	36.12	14.86	16.48	31.34
e-e	2.18	7.84	1.38	7.34	0.00	0.65	17.21	14.86	11.57	26.43
f-f	1.45	2.32	0.41	3.26	0.00	0.28	6.27	14.86	7.18	22.04
g-g	0.73	0.29	0.05	0.82	0.00	0.07	1.22	14.86	3.32	18.18

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.90	18.58	2.14	13.15	0.00	1.22	35.08	14.86	15.56	30.42
e-e	2.18	7.84	0.90	7.39	0.00	0.65	16.79	14.86	10.92	25.78
f-f	1.45	2.32	0.27	3.29	0.00	0.28	6.15	14.86	6.78	21.64
g-g	0.73	0.29	0.03	0.82	0.00	0.07	1.21	14.86	3.14	18.00

VERIFICHE



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

Condizione Statica

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	17.14	0.00	0.50	10.05	10.05	0.72	40.50
b - b	-61.98	0.00	0.50	10.05	10.05	2.62	146.43
c - c	-27.46	0.00	0.50	10.05	10.05	1.16	64.88

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	13.97	0.00	0.50	10.05	10.05	0.59	33.00
b - b	-43.93	0.00	0.50	10.05	10.05	1.86	103.77
c - c	-19.13	0.00	0.50	10.05	10.05	0.81	45.20

Combinazione Eccezionale (Urto di veicolo in svio)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A (STR/GEO)
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40
Scorrimento		1.10
Ribaltamento		1.00

Carichi Agenti

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
			STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	5.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	14.86	14.86
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	26.50	26.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	13.60	13.60
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	8.61	8.61
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00

Coefficienti di sicurezza

Statico	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	1.61	3.38	1.54

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	11.89	11.89
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	4.13	4.13
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	32.50	32.50
Pm5 =	$(Bd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	48.52	48.52
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	99.88	99.88
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	3.31	3.31
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	9.18	9.18
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	112.36	112.36
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	48.654	48.654
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	18.36	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	8.11	8.11
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	3.31	3.31
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	42.25	42.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	53.67	53.67
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	173.68	173.68
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	2.78	2.78
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	15.44	15.44
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	191.90	191.90
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	81.836028	81.836028
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	30.88152	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		2.79
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.40
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		6.46
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		3.23
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1.33
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.35
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.47
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		2.15
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.23
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0.10
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.21
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		1.54
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		11.20
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.46
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		11.66
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		4.99
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.09
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		5.08

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 28.29	28.29	28.29
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 4.16	4.16	4.16
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 22.05	22.05	22.05
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.41	26.41	26.41
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3.88	3.88	3.88
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.59	20.59	20.59
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10.14	10.14	10.14
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.49	1.49	1.49
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.90	7.90	7.90
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 29.94	29.94	29.94
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 26.36	26.36	26.36
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 6.60	6.60	6.60
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 35.00	35.00	35.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 3.88	3.88	3.88
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 20.55	20.55	20.55
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 8.61	8.61	8.61
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 46.24	46.24	46.24
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 10.13	10.13	10.13

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	195.28	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	64.48	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.61	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	255.71	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	75.60	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.38	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	195.28	243.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	64.48	64.48	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	180.11	261.94	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	73.75	55.17	(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)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	16.31		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.38	0.23	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.84	2.15	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	163.37	181.50	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	1.54	>	1.4
		Nmax	1.60	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

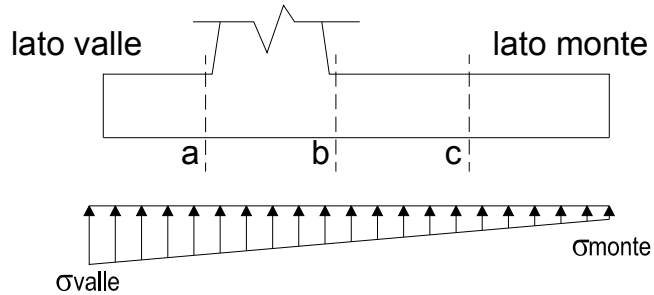
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.13 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	195.28	73.75	140.57	9.65
	243.93	55.17	142.78	44.86
sisma+	197.24	21.31	94.77	56.95
	215.60	14.29	95.61	70.24
sisma-	187.45	21.69	91.35	52.84
	205.81	14.68	92.18	66.13



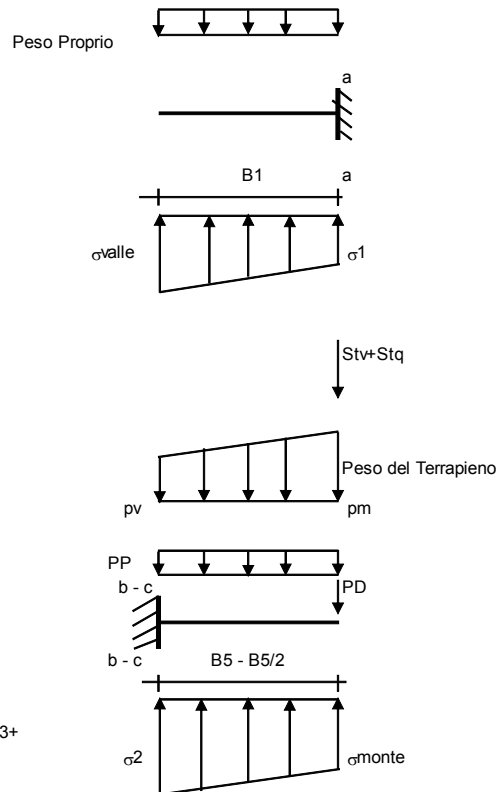
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	140.57	110.35	21.24	67.78
	142.78	120.18	22.10	71.39
sisma+	94.77	86.04	14.22	48.27
	95.61	89.75	14.61	49.06
sisma-	91.35	82.46	13.72	46.20
	92.18	86.17	13.98	46.99



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	63.00	89.50	73.00	(kN/m ²)
pvb =	63.00	89.50	73.00	(kN/m ²)
pvc =	63.00	89.50	73.00	(kN/m ²)

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

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

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

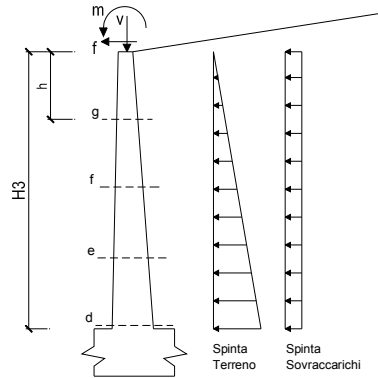
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	9.65	96.36	-88.42	-58.28	53.00	-35.87	-57.57
	44.86	109.71	-86.31	-62.09	77.29	-33.99	-54.77

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{ext} &= m + f \cdot h \\
 M_{inerzia} &= \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{ext} &= v \\
 N_{pp+inerzia} &= \sum P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h \\
 V_{ext} &= f \\
 V_{inerzia} &= \sum P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$

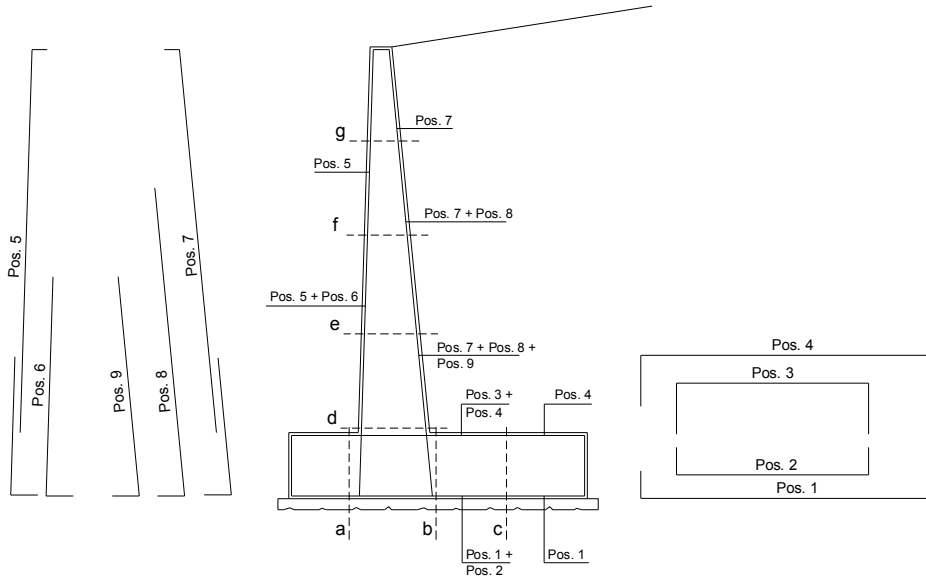


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.90	18.58	30.27	48.05	96.89	14.86	16.02	30.88
e-e	2.18	7.84	17.02	38.19	63.05	14.86	11.24	26.10
f-f	1.45	2.32	7.57	28.33	38.22	14.86	6.98	21.84
g-g	0.73	0.29	1.89	18.47	20.65	14.86	3.23	18.09

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.90	19.22	20.87	13.60	53.69
e-e	2.18	10.81	15.65	13.60	40.06
f-f	1.45	4.80	10.44	13.60	28.84
g-g	0.73	1.20	5.22	13.60	20.02

SCHEMA DELLE ARMATURE

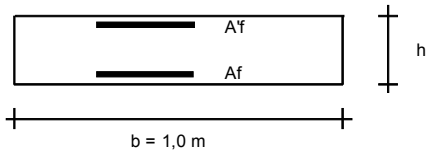


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	22.10	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
b - b	-88.42	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
c - c	-35.87	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	71.39	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
b - b	62.09	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
c - c	57.57	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

Per le verifiche strutturali, le sollecitazioni a metro lineare ottenute dal foglio di calcolo sono state riportate ad una lunghezza di 1.25m, pari all'interasse delle costole.

Verifica SLU a pressoflessione alla base del paramento

Sezione a T di larghezza 1.25m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: Eccezionale con urto del veicolo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paramento_Muro_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO: Paramento Muro B

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	14	1	6.79	5
2	30	58	2	6.03	67

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 38.60 0 kN
M_{xEd} 121.11 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C28/35	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	12	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

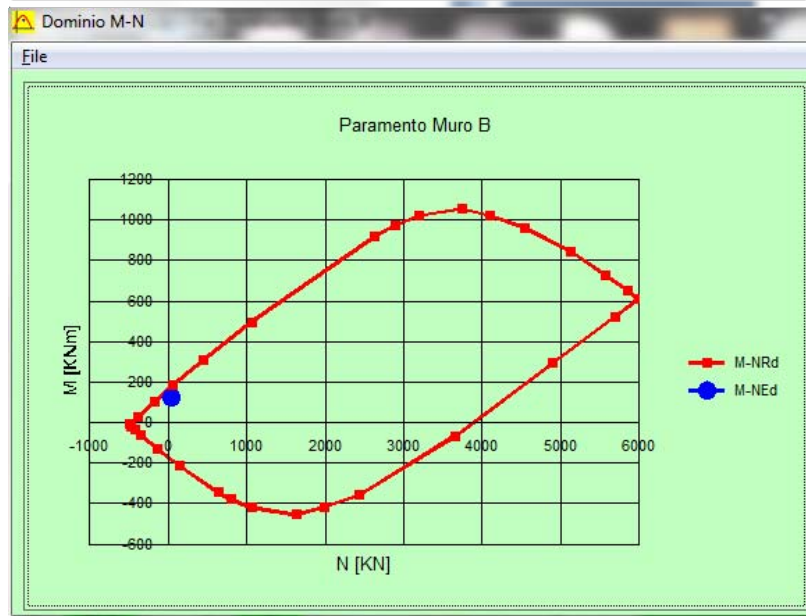
M_{xRd} 177.3 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.45 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 67 cm
x 3.258 x/d 0.04862
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica SLU a taglio alla base del paramento

Sezione rettangolare 0.30x0.72m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Combinazione più gravosa: SLU

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fgd [Mpa]	16.5

Acciaio

fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

Geometria sezione

b [mm]	300
h [mm]	720
c [mm]	50
d [mm]	670

Armatura longitudinale

n° barre	3
diametro	16
Area [mm ²]	602.88

Parametri di verifica

k	1.55
vmin	0.36
pl	0.003
σcp	0.179

Sollecitazioni di calcolo

NEd [kN]	38.6
VED [kN]	80.24

VERIFICA

Sezione non armata a taglio

VRd [kN]	82.14
	Verificato

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

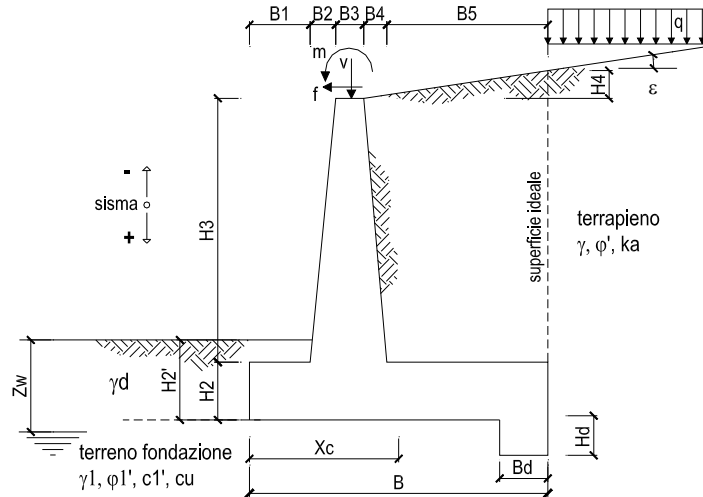
Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	60.86 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	-38.6 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	720 mm	Altezza totale della sezione	
B	300 mm	Base della sezione	
d	670 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	603 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	360 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	230130 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	1.0689E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	75.13 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Q. Perm.		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	29.23 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	-38.6 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	720 mm	Altezza totale della sezione	
B	300 mm	Base della sezione	
d	670 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	603 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	360 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	230130 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	1.0689E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	75.13 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

9.3 Sezione muro tipo C

Sezione utilizzata nei Muri 1 e 2. L'altezza del paramento considerata nelle verifiche è quella massima, pari a 3.30 m.



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.16	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.13	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.90	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.01	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.45	(m)

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

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00 29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00 20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21.00	21.00 17.55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00 0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	28.00	28.00 23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00 19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterrato della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00 19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00	
Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.198	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.24	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.057504	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0288	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.344
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.279	0.346
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.286
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.675	2.200
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.669	2.194

Combinazione SLU (solo carichi accidentali verticali da traffico)

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00

Carichi Agenti

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
				STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	6.50	5.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	15.90	15.90	14.31
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	32.96	49.44	49.44
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	6.60		
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.49	4.19	1.49
Sismico	2.05	6.01	2.77

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	13.53	12.18
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.24	4.71
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	36.25	32.63
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	55.02	49.52
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	132.59	119.33
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	4.19	3.77
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	10.68	11.75
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	147.47	134.85
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	70.40256	105.60384
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	14.0976	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	9.23	8.30
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.22	3.80
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	52.56	47.31
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	66.01	59.41
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	251.33	226.20
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	3.56	3.20
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	19.57	21.52
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	274.45	250.92
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	128.97749	193.466235
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	25.8268032	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3.16
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.58
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		8.66
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4.33
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1.67
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.48
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.52
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.68
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.27
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.12
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.51
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1.90
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		16.39
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.65
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		17.04
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		7.23
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.12
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		7.34

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 35.34	45.94	48.84
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 4.65	6.05	6.43
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 30.65	45.98	57.77
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 32.99	42.89	46.57
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.34	5.64	6.13
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 28.62	42.93	55.08
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 12.67	16.46	14.73
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.67	2.17	1.94
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10.99	16.48	17.42
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 41.79	54.33	58.98
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 36.73	47.75	42.72
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 8.25	10.72	11.64
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 54.37	81.56	104.65
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 4.83	6.28	5.62
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 31.86	47.79	50.53
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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) 10.84	10.84	9.76

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	256.70	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	91.46	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.49	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	320.09	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	76.41	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.19	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	256.70	362.30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	91.46	91.46	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	312.38	505.85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	59.83	19.49	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.55		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.23	0.05	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.43	2.79	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.41	0.56	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.37	0.37	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.27	0.27	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

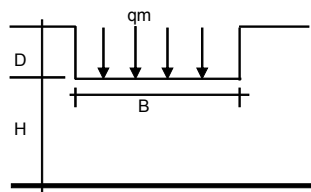
qlim	(carico limite unitario)	165.50	193.79	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	1.57	>	1.4
Nmax	1.49	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	240.95	(kN/m)
M	23.44	(kNm/m)
e=M/N	0.10	(m)
B*	2.71	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.70	(m)
D/B* =	0.26	(m)
Hs/B* =	2.22	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2*e) = N / B^* = 94.88 \text{ (kN/mq)}$$

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.950 \text{ (-)}$$

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.71 \text{ (-)}$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 7.67 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	35.34	35.34	44.40
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka \cdot s$	(kN/m)	5.81	5.81	6.70
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	5.26	5.26	6.54
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	6.95	6.95	8.63
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.99	32.99	42.33
Sst1h sism =	Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.42	5.42	6.39
Ssq1h perm =	Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.91	4.91	6.23
Ssq1h acc =	Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.49	6.49	8.23
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.67	12.67	13.39
Sst1v sism =	Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.08	2.08	2.02
Ssq1v perm =	Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.89	1.89	1.97
Ssq1v acc =	Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.49	2.49	2.60
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat $\cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	41.79	41.79	53.62
MSst1 sism =	Sst1h sism $\cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	6.87	6.87	8.09
MSst2 stat =	Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	36.73	36.73	38.83
MSst2 sism =	Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	6.04	6.04	5.86
MSsq1 =	Ssq1h $\cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	21.66	21.66	27.47
MSsq2 =	Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	12.69	12.69	13.26
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)		10.84

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		243.42	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		61.65	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tg ϕ_1'		0.53	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.10	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		357.18	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		41.70	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		8.56	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	243.42	257.52	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		61.65		(kN/m)
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		325.97	351.79	(kNm/m)
MM =	ΣM			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		26.99	21.61	(kNm/m)
M =	$X_c * N - MM$			

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.55		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma * d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.11	0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.68	2.73	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng 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)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq 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)	0.56	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	254.14	261.15	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B[*] / N	Nmin	2.80	>	1.4
		Nmax	2.77	>	

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)	35.34	35.34	44.40
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.80	3.80	4.17
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	5.30	5.30	6.58
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	7.00	7.00	8.68

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.99	32.99	42.33
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.54	3.54	3.97
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.95	4.95	6.27
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.53	6.53	8.28

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.67	12.67	13.39
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.36	1.36	1.26
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.90	1.90	1.98
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.51	2.51	2.62

- 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)	41.79	41.79	53.62
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	4.49	4.49	5.03
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	36.73	36.73	38.83
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3.94	3.94	3.64
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	21.82	21.82	27.65
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	12.78	12.78	13.35
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		10.84	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 230.90 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 59.85 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.53 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.05} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 357.18 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mptp \quad 59.44 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{6.01} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	230.90	245.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		59.85		(kN/m)
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		307.71	333.54	(kNm/m)
MM =	ΣM			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		27.10	21.71	(kNm/m)
M =	$X_c \cdot N - MM$			

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		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.55		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d' \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.12	0.09	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.67	2.72	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	248.29	255.70	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	2.87	>	1.4
		Nmax	2.84	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

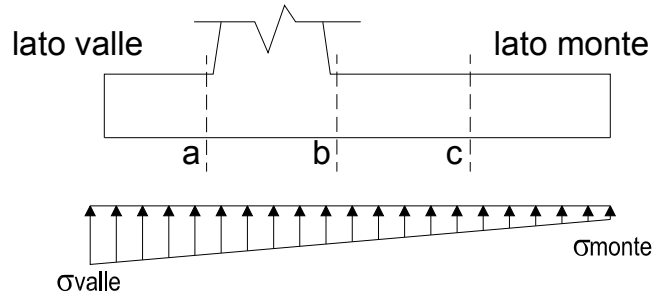
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.90 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.40 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	256.70	59.83	131.20	45.83
	362.30	19.49	138.83	111.03
sisma+	243.42	26.99	103.20	64.68
	257.52	21.61	104.22	73.38
sisma-	230.90	27.10	98.96	60.29
	245.00	21.71	99.97	68.99



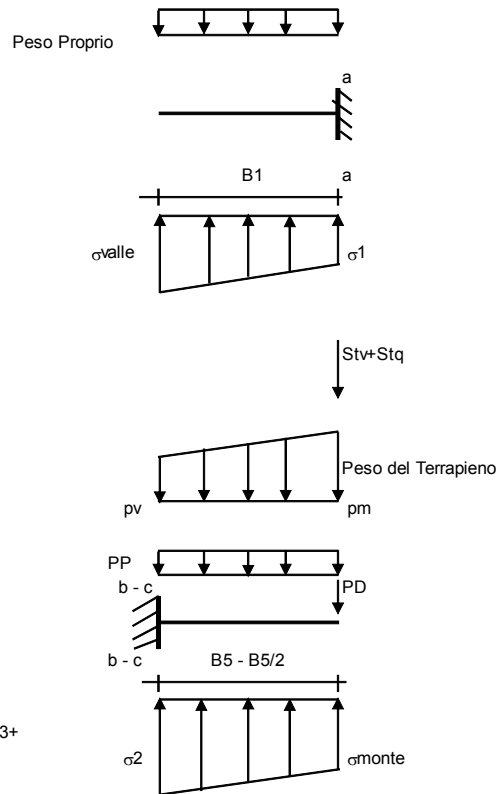
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	131.20	113.54	20.31	65.92
	138.83	133.08	22.39	74.07
sisma+	103.20	95.23	15.78	53.41
	104.22	97.84	16.13	54.18
sisma-	98.96	90.96	15.15	50.86
	99.97	93.56	15.36	51.63



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	72.50	121.94	79.10	(kN/m ²)
pvb	72.50	121.94	79.10	(kN/m ²)
pvc	72.50	121.94	79.10	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	45.83	104.97	-109.79	-54.39	75.40	-50.05	-59.60
	111.03	130.29	-104.82	-62.79	120.66	-45.46	-53.79
sisma+	64.68	91.36	-66.41	-38.05	78.02	-28.45	-35.29
	73.38	94.74	-66.13	-39.56	84.06	-27.93	-34.70
sisma-	60.29	87.08	-63.95	-36.26	73.68	-27.50	-34.07
	68.99	90.46	-62.90	-37.00	79.72	-26.79	-33.11

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

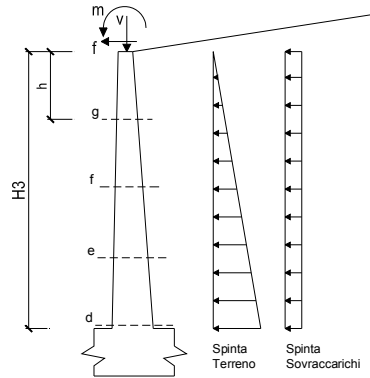
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	35.58	69.60	0.00	105.18	15.90	18.77	34.67
e-e	2.48	15.01	39.15	0.00	54.16	15.90	13.09	28.99
f-f	1.65	4.45	17.40	0.00	21.85	15.90	8.07	23.97
g-g	0.83	0.56	4.35	0.00	4.91	15.90	3.71	19.61

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	32.35	42.18	0.00	74.53
e-e	2.48	18.20	31.63	0.00	49.83
f-f	1.65	8.09	21.09	0.00	29.18
g-g	0.83	2.02	10.54	0.00	12.57

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	27.37	4.82	16.33	0.00	1.62	50.14	15.90	19.31	35.21
e-e	2.48	11.55	2.03	9.19	0.00	0.86	23.63	15.90	13.47	29.37
f-f	1.65	3.42	0.60	4.08	0.00	0.36	8.47	15.90	8.31	24.21
g-g	0.83	0.43	0.08	1.02	0.00	0.09	1.61	15.90	3.82	19.72

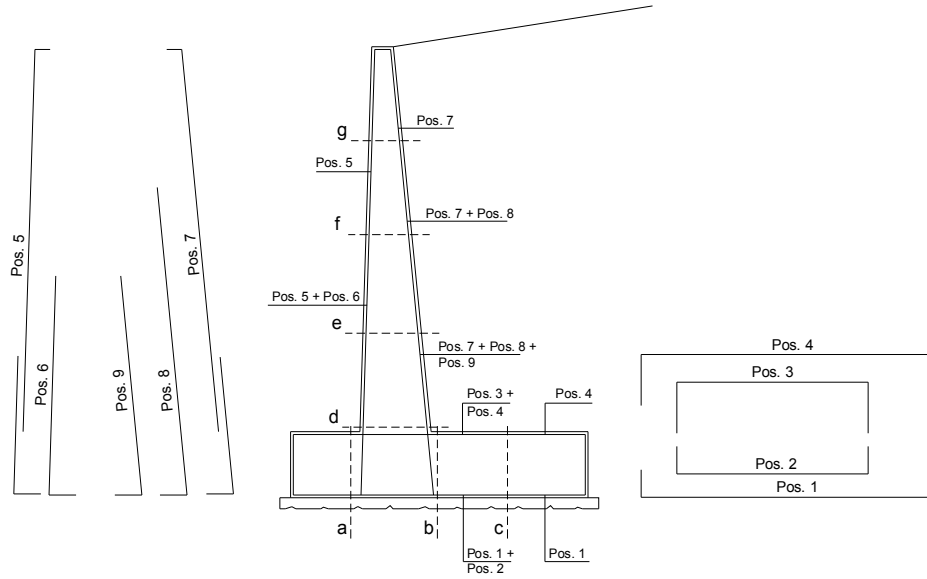
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	24.88	4.38	9.90	0.00	1.08	40.24
e-e	2.48	14.00	2.46	7.42	0.00	0.75	24.64
f-f	1.65	6.22	1.10	4.95	0.00	0.46	12.73
g-g	0.83	1.56	0.27	2.47	0.00	0.21	4.52

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	27.37	3.15	16.45	0.00	1.62	48.59	15.90	18.23	34.13
e-e	2.48	11.55	1.33	9.26	0.00	0.86	22.99	15.90	12.72	28.62
f-f	1.65	3.42	0.39	4.11	0.00	0.36	8.29	15.90	7.84	23.74
g-g	0.83	0.43	0.05	1.03	0.00	0.09	1.59	15.90	3.60	19.50

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	24.88	2.86	9.97	0.00	1.08	38.80
e-e	2.48	14.00	1.61	7.48	0.00	0.75	23.84
f-f	1.65	6.22	0.72	4.99	0.00	0.46	12.39
g-g	0.83	1.56	0.18	2.49	0.00	0.21	4.44

SCHEMA DELLE ARMATURE

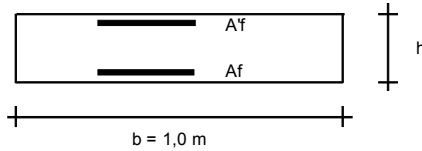


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	22.39	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
b - b	-109.79	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
c - c	-50.05	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	74.07	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
b - b	62.79	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
c - c	59.60	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

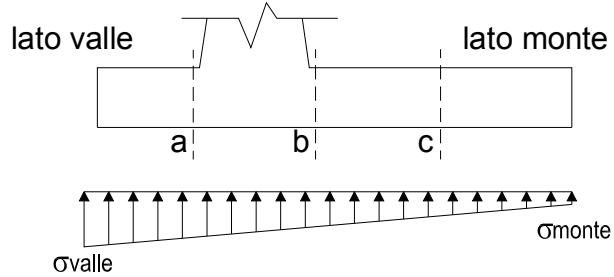
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.90 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.40 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	240.95	23.44	99.81	66.37
	293.76	3.27	103.63	98.96
Q.P.	232.72	-5.40	76.40	84.10
	232.72	-5.40	76.40	84.10

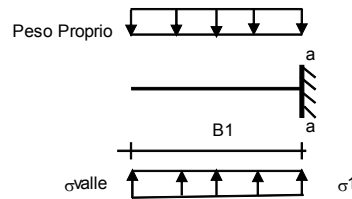


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	99.81	92.89	15.30
	103.63	102.66	16.34
Q.P.	76.40	77.99	11.60
	76.40	77.99	11.60



Mensola Lato Monte

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

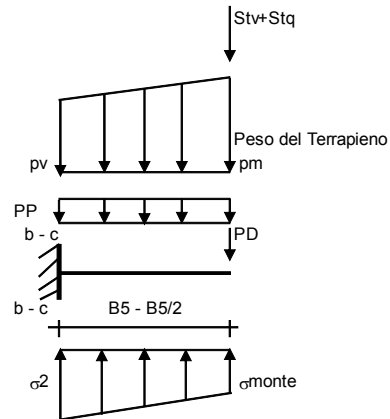
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	71.00	95.72	71.00	(kN/m ²)	
pvb	71.00	95.72	71.00	(kN/m ²)	
pvc	71.00	95.72	71.00	(kN/m ²)	

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	66.37	89.53	-64.34	77.95	-29.37
	98.96	102.19	-61.85	100.58	-27.07
Q.P.	84.10	78.76	-31.18	81.43	-14.54
	84.10	78.76	-31.18	81.43	-14.54



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

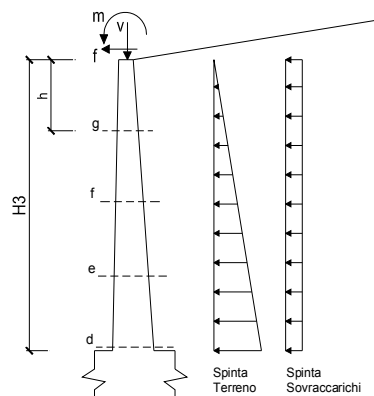
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



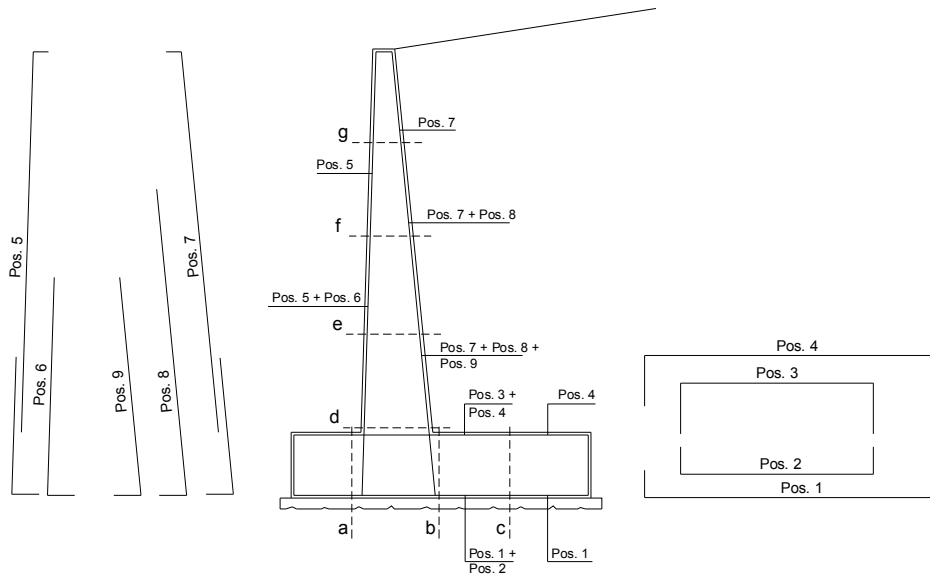
condizione Frequente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.30	27.37	36.98	0.00	64.35	15.90	18.77	34.67
e-e	2.48	11.55	20.80	0.00	32.35	15.90	13.09	28.99
f-f	1.65	3.42	9.24	0.00	12.67	15.90	8.07	23.97
g-g	0.83	0.43	2.31	0.00	2.74	15.90	3.71	19.61

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.30	27.37	6.22	0.00	33.59	15.90	18.77	34.67
e-e	2.48	11.55	3.50	0.00	15.05	15.90	13.09	28.99
f-f	1.65	3.42	1.56	0.00	4.98	15.90	8.07	23.97
g-g	0.83	0.43	0.39	0.00	0.82	15.90	3.71	19.61

SCHEMA DELLE ARMATURE

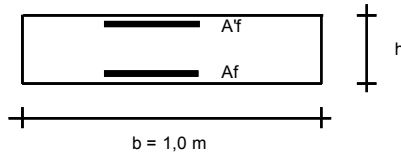


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	16.34	0.00	0.50	10.05	10.05	0.69	38.61	0.047	0.400
b - b	-64.34	0.00	0.50	10.05	10.05	2.72	151.99	0.187	0.400
c - c	-29.37	0.00	0.50	10.05	10.05	1.24	69.38	0.085	0.400

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	11.60	0.00	0.50	10.05	10.05	0.49	27.40	0.034	0.300
b - b	-31.18	0.00	0.50	10.05	10.05	1.32	73.65	0.091	0.300
c - c	-14.54	0.00	0.50	10.05	10.05	0.61	34.36	0.042	0.300

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

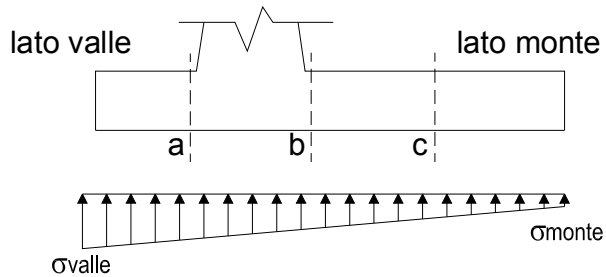
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 2.90 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.40 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	243.70	41.01	113.30	54.77
	314.10	14.12	118.39	98.24
sisma+	243.42	26.99	103.20	64.68
	257.52	21.61	104.22	73.38
sisma-	230.90	27.10	98.96	60.29
	245.00	21.71	99.97	68.99

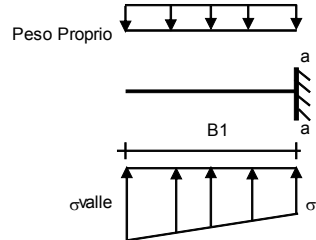


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	113.30	101.19	17.42
	118.39	114.22	18.81
sisma+	103.20	95.23	15.78
	104.22	97.84	16.06
sisma-	98.96	90.96	15.15
	99.97	93.56	15.43



Mensola Lato Monte

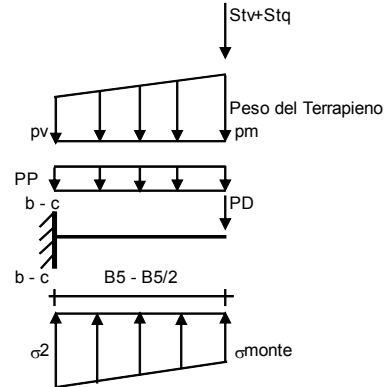
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	71.00	103.96	77.60	(kN/m ²)
pvb	71.00	103.96	77.60	(kN/m ²)
pvc	71.00	103.96	77.60	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	54.77	95.32	-81.56	75.04	-36.51
	98.24	112.20	-78.25	105.22	-33.45
sisma+	64.68	91.36	-63.29	78.02	-27.67
	73.38	94.74	-63.01	84.06	-27.15
sisma-	60.29	87.08	-61.01	73.68	-26.76
	68.99	90.46	-59.96	79.72	-26.05



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

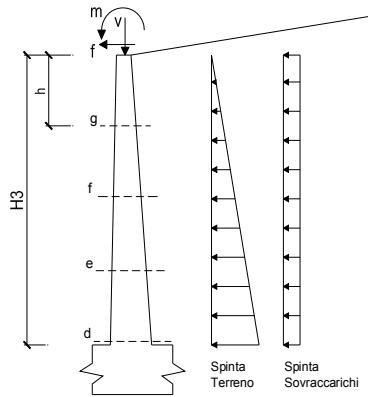
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.30	27.37	47.23	0.00	74.60	15.90	18.77	34.67
e-e	2.48	11.55	26.57	0.00	38.11	15.90	13.09	28.99
f-f	1.65	3.42	11.81	0.00	15.23	15.90	8.07	23.97
g-g	0.83	0.43	2.95	0.00	3.38	15.90	3.71	19.61

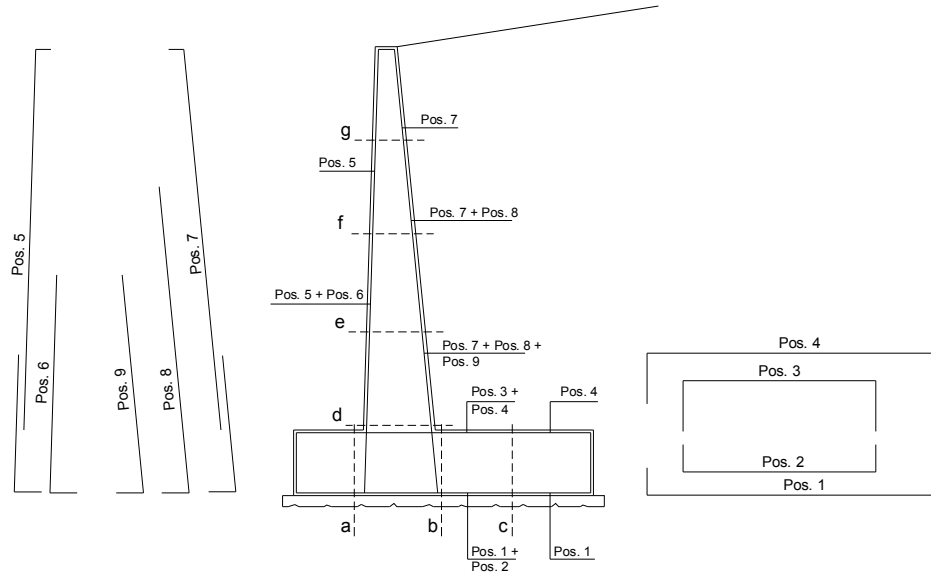
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.30	27.37	4.82	16.33	0.00	1.62	50.14	15.90	19.31	35.21
e-e	2.48	11.55	2.03	9.19	0.00	0.86	23.63	15.90	13.47	29.37
f-f	1.65	3.42	0.60	4.08	0.00	0.36	8.47	15.90	8.31	24.21
g-g	0.83	0.43	0.08	1.02	0.00	0.09	1.61	15.90	3.82	19.72

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.30	27.37	3.15	16.45	0.00	1.62	48.59	15.90	18.23	34.13
e-e	2.48	11.55	1.33	9.26	0.00	0.86	22.99	15.90	12.72	28.62
f-f	1.65	3.42	0.39	4.11	0.00	0.36	8.29	15.90	7.84	23.74
g-g	0.83	0.43	0.05	1.03	0.00	0.09	1.59	15.90	3.60	19.50

SCHEMA DELLE ARMATURE

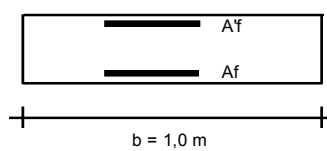


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

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	18.81	0.00	0.50	10.05	10.05	0.80	44.44
b - b	-81.56	0.00	0.50	10.05	10.05	3.45	192.68
c - c	-36.51	0.00	0.50	10.05	10.05	1.54	86.26

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	16.06	0.00	0.50	10.05	10.05	0.68	37.94
b - b	-63.29	0.00	0.50	10.05	10.05	2.68	149.53
c - c	-27.67	0.00	0.50	10.05	10.05	1.17	65.37

Combinazione Eccezionale (Urto di veicolo in svio)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A (STR/GEO)
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40
Scorrimento		1.10
Ribaltamento		1.00

Carichi Agenti

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	5.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	15.90	15.90
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	23.67	23.67
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	12.57	12.57
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	7.54	7.54
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	13.53	13.53
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.24	5.24
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	36.25	36.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	55.02	55.02
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	132.59	132.59
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	4.19	4.19
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	10.68	10.68
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	147.47	147.47
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	50.55912	50.55912
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	21.36	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	9.23	9.23
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.22	4.22
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	52.56	52.56
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	66.01	66.01
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	251.33	251.33
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	3.56	3.56
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	19.57	19.57
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	274.45	274.45
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	92.6243078	92.6243078
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	39.13152	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3.16
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.58
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		8.48
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4.24
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1.67
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.48
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.52
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.68
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.27
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.12
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.51
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1.90
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		16.39
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.65
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		17.04
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		7.23
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.12
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		7.34

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 35.34	35.34	35.34
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 4.65	4.65	4.65
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 22.01	22.01	22.01

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 32.99	32.99	32.99
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.34	4.34	4.34
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.55	20.55	20.55

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 12.67	12.67	12.67
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.67	1.67	1.67
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.89	7.89	7.89

- Spinta passiva sul dente

S _p =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------------------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d$	(kNm/m) 41.79	41.79	41.79
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 36.73	36.73	36.73
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m) 8.25	8.25	8.25
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m) 39.05	39.05	39.05
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 4.83	4.83	4.83
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 22.88	22.88	22.88
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 =	$mp + m$	(kNm/m) 7.54	7.54	7.54
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 47.77	47.77	47.77
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 10.84	10.84	10.84

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	240.60	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	70.46	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.82	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + Mfext3$	351.31	(kNm/m)	
------	----------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	79.95	(kNm/m)	
------	-------------------------------------	-------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.39	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	240.60	291.16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	70.46	70.46	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	271.36	363.98	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	77.52	58.21	(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)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.55		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.32	0.20	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.26	2.50	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2 + π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	201.59	216.18	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	1.89	>	1.4
		Nmax	1.86	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

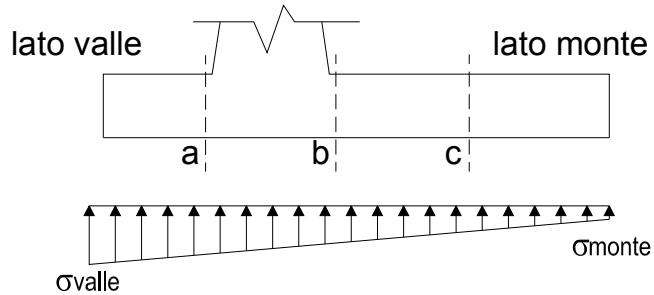
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.90 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.40 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	240.60	77.52	138.27	27.66
	291.16	58.21	141.93	58.88
sisma+	244.61	31.35	106.71	61.98
	265.97	23.19	108.26	75.17
sisma-	232.29	31.75	102.75	57.44
	253.65	23.59	104.30	70.63



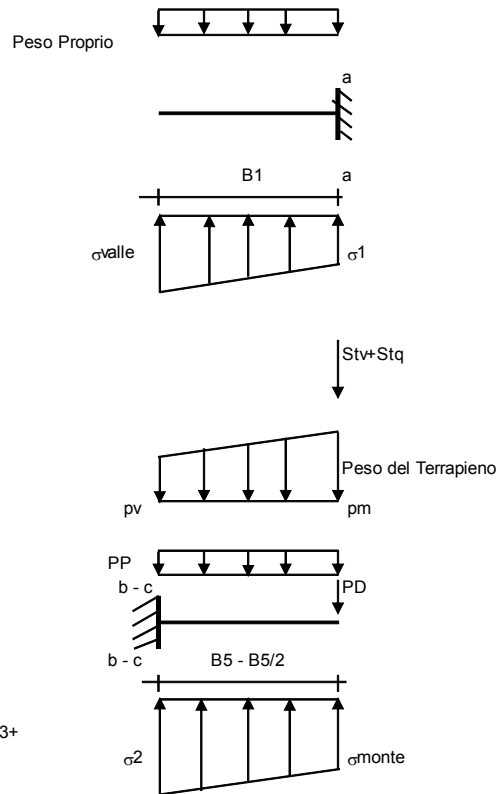
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	138.27	115.39	21.27	68.60
	141.93	124.74	22.27	72.50
sisma+	106.71	97.46	16.34	55.39
	108.26	101.41	16.83	56.55
sisma-	102.75	93.38	15.75	53.00
	104.30	97.33	16.11	54.17



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	71.00	94.67	81.00	(kN/m ²)
pvb	71.00	94.67	81.00	(kN/m ²)
pvc	71.00	94.67	81.00	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	27.66	104.29	-105.78	-57.43	65.98	-44.05	-59.07
	58.88	116.41	-103.40	-61.45	87.64	-41.85	-56.28

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

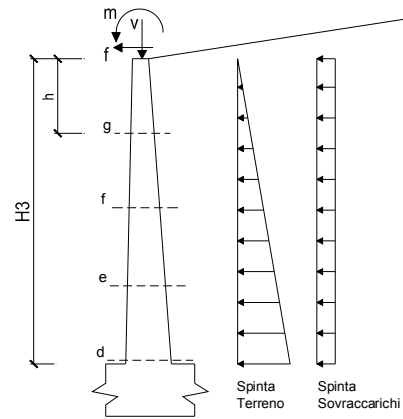
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

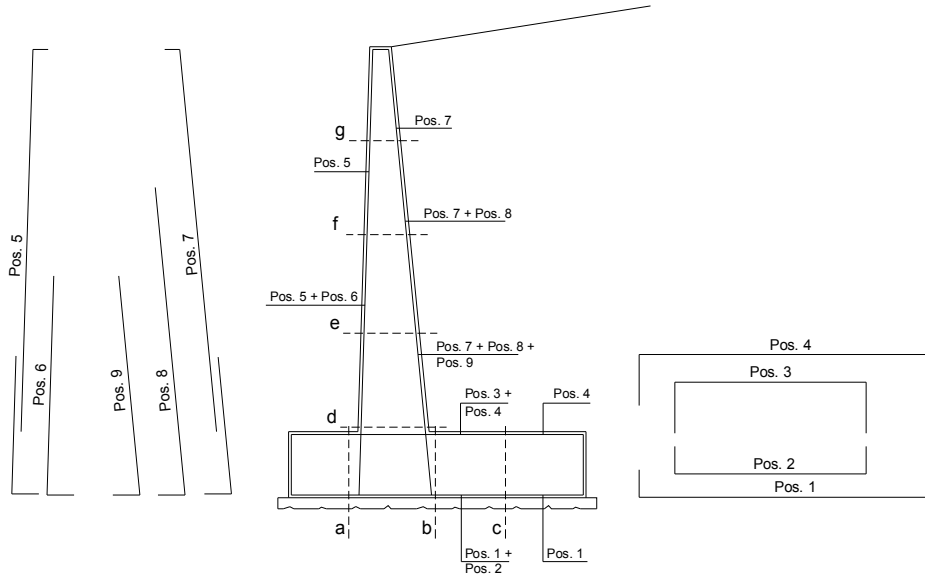


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	27.37	35.67	49.02	112.06	15.90	18.77	34.67
e-e	2.48	11.55	20.06	38.65	70.26	15.90	13.09	28.99
f-f	1.65	3.42	8.92	28.28	40.62	15.90	8.07	23.97
g-g	0.83	0.43	2.23	17.91	20.57	15.90	3.71	19.61

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	24.88	21.62	12.57	59.07
e-e	2.48	14.00	16.21	12.57	42.78
f-f	1.65	6.22	10.81	12.57	29.60
g-g	0.83	1.56	5.40	12.57	19.53

SCHEMA DELLE ARMATURE

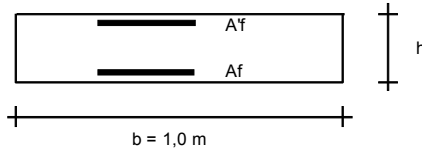


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	┌┐
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	22.27	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
b - b	-105.78	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
c - c	-44.05	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	72.50	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
b - b	61.45	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00
c - c	59.07	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

Per le verifiche strutturali, le sollecitazioni a metro lineare ottenute dal foglio di calcolo sono state riportate ad una lunghezza di 1.25m, pari all'interasse delle costole.

Verifica SLU a pressoflessione alla base del paramento

Sezione a T di larghezza 1.25m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: Eccezionale con urto del veicolo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paramento_Muro_C

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Paramento Muro C

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	14	1	6.79	5
2	30	63	2	6.03	72

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 43.34 kN
M_{xEd}: 140.08 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

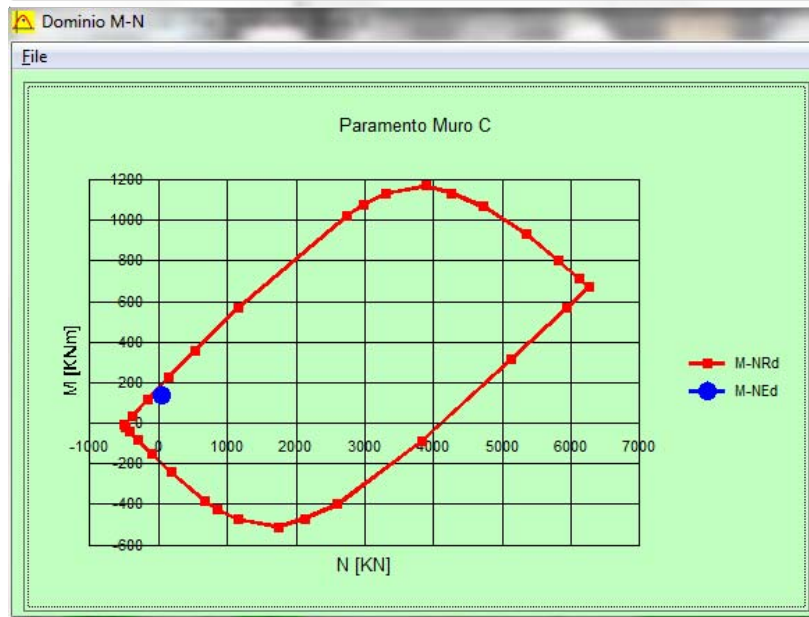
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
E_s/E_c: 12 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 191.3 kNm
σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.186 ‰
ε_s: 67.5 ‰
d: 72 cm
x: 3.245 x/d: 0.04507
δ: 0.7



Verifica SLU a taglio alla base del paramento

Sezione rettangolare 0.30x0.77m

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: SLU

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fcd [Mpa]	16.5

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

Geometria sezione

b [mm]	300
h [mm]	770
c [mm]	50
d [mm]	720

Parametri di verifica

k	1.53
vmin	0.36
ρl	0.0028
σcp	0.1876
v	0.5
(σcp)*	0.187619
αc	1.011
ωsw	0.025
cotgθ	4.396
cotgθ*	2.500

Armatura longitudinale

n° barre	3
diámetro	16
Area [mm ²]	602.88

Armatura trasversale

Staffe Φ	10
n° bracci	2
Asw [mm ²]	157
s [mm]	500

Sollecitazioni di calcolo

NEd [kN]	43.34
VEd [kN]	93.16

VERIFICHE

Sezione non armata a taglio

VRd [kN]	85.60
	Armare!!!

Sezione armata a taglio

Crisi armatura a taglio

VRsd [kN]	199.05
VRcd [kN]	279.02

VRd [kN]	199.05
	Verificato

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

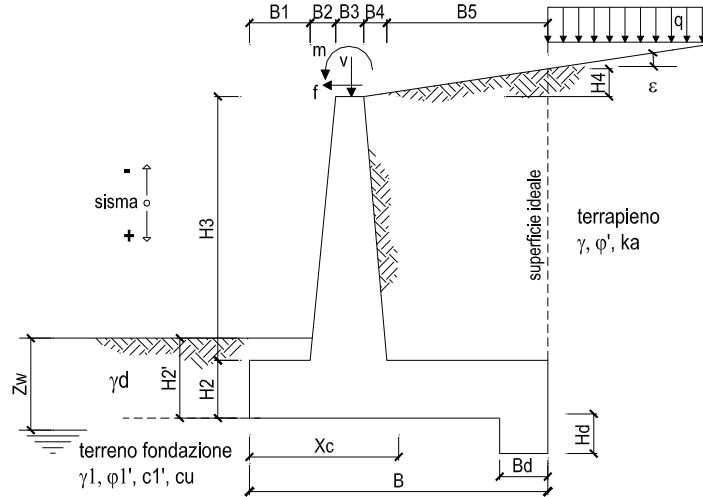
Tipo di combinazione SLE					
Comb.	Frequente				
Materiali					
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa	f_{ck}	29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa		
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione					
M_{Ed}	80.44 kNm	Sollecitazione flettente			
N_{ed}	-43.34 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)			
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo			
H	770 mm	Altezza totale della sezione			
B	300 mm	Base della sezione			
d	720 mm	Altezza utile della sezione			
A_s	603 mm ²	Armatura tesa			
A'_s	339 mm ²	Armatura compressa			
n	15	Omogeneizzazione acciaio/clc compr.			
y	385 mm	Posizione del baricentro			
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)					
A^*	245130 mm ²	Area omogeneizzata			
I^*	1.2999E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata			
M_{fess}	85.74 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd			
SEZIONE NON FESSURATA					

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE					
Comb.	Q. Perm.				
Materiali					
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa	f_{ck}	29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa		
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione					
M_{Ed}	41.99 kNm	Sollecitazione flettente			
N_{ed}	-43.34 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)			
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo			
H	770 mm	Altezza totale della sezione			
B	300 mm	Base della sezione			
d	720 mm	Altezza utile della sezione			
A_s	603 mm ²	Armatura tesa			
A'_s	339 mm ²	Armatura compressa			
n	15	Omogeneizzazione acciaio/clc compr.			
y	385 mm	Posizione del baricentro			
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)					
A^*	245130 mm ²	Area omogeneizzata			
I^*	1.2999E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata			
M_{fess}	85.74 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd			
SEZIONE NON FESSURATA					

9.4 Sezione muro tipo D

Sezione utilizzata nei Muri 1 e 2. L'altezza del paramento considerata nelle verifiche è quella massima, pari a 3.70 m.



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.16	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.14	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.30	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.60	(m)

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

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21.00	21.00	17.55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22500		
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.2		(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.198		(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1		(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.24		(-)
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0.057504		(-)
	Coefficiente sismico verticale		kv	0.0288		(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.245	0.307	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277	0.277	0.344	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.279	0.279	0.346	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.770	2.286	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.675	2.675	2.200	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.669	2.669	2.194	

Combinazione SLU (solo carichi accidentali verticali da traffico)

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	6.50	5.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	16.94	16.94	15.25
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	31.12	46.68	46.68
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	6.20		
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.59	4.64	1.54
Sismico	2.09	6.07	2.62

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.17	13.65
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	6.43	5.79
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	36.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	61.60	55.44
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	169.98	152.98
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	5.14	4.63
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12.18	13.40
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	187.30	171.01
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	75.80832	113.71248
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	15.1032	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	10.35	9.31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	5.21	4.69
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	64.00	57.60
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	79.56	71.60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	348.71	313.84
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.41	3.97
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	24.14	26.55
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	377.26	344.36
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	150.25209	225.378135
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	29.9345424	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3.54
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.77
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		10.98
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		5.49
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.05
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.64
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.58
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3.27
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.30
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.15
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.84
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.29
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		22.97
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.88
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		23.85
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		10.03
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.14
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		10.17

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 43.17	56.13	59.66
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 5.14	6.68	7.10
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 31.99	47.98	60.28

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 40.31	52.40	56.89
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.80	6.24	6.77
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 29.86	44.80	57.48

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.47	20.11	17.99
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.84	2.39	2.14
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 11.46	17.20	18.18

- Spinta passiva sul dente

S _p =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------------------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d$	(kNm/m) 56.43	73.36	79.64
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 49.51	64.36	57.58
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m) 10.08	13.10	14.22
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m) 62.72	94.07	120.70
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 5.89	7.66	6.86
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 36.68	55.03	58.18
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 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 11.55	11.55	10.40

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	309.20	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	103.43	(kN/m)	
-----	-----------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.53	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 1.59 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + Mfext3$	426.36	(kNm/m)	
------	----------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	91.94	(kNm/m)	
------	-------------------------------------	-------	---------	--

Fs ribaltamento Ms / Mr 4.64 > 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	309.20	422.91	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	103.43	103.43	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	422.13	647.51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	72.59	29.15	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.94		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.23	0.07	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.73	3.06	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

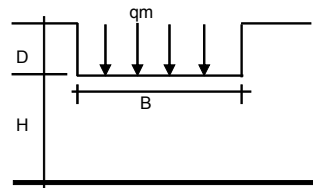
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.44	0.57	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.40	0.40	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	187.18	212.20	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	1.65	>	1.4
		Nmax	1.54	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	291.75	(kN/m)
M	29.06	(kNm/m)
e=M/N	0.10	(m)
B*	3.00	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0.70	(m)
	D/B*	0.23	(m)
	Hs/B*	2.00	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B*	103.04	(kN/mq)
Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)	μ0 =	0.951	(-)
Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)	μ1 =	0.66	(-)
Cedimento della fondazione	δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E =	8.64	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	43.17	43.17	54.24
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	7.10	7.10	8.18
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	5.82	5.82	7.22
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	7.21	7.21	8.96
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.31	40.31	51.71
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.63	6.63	7.80
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.43	5.43	6.89
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.73	6.73	8.54
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.47	15.47	16.36
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.54	2.54	2.47
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.08	2.08	2.18
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.59	2.59	2.70
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	56.43	56.43	72.40
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	9.28	9.28	10.92
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	49.51	49.51	52.35
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	8.14	8.14	7.90
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	25.55	25.55	32.40
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	14.94	14.94	15.62
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)		4.77

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		285.85	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		73.62	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.06	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		468.83	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		54.51	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		8.60	>	1

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)	43.17	43.17	54.24
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	7.10	7.10	8.18
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	5.82	5.82	7.22
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	7.21	7.21	8.96

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.31	40.31	51.71
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.63	6.63	7.80
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.43	5.43	6.89
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.73	6.73	8.54

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.47	15.47	16.36
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.54	2.54	2.47
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.08	2.08	2.18
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.59	2.59	2.70

- 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 = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	56.43	56.43	72.40
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	9.28	9.28	10.92
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	49.51	49.51	52.35
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	8.14	8.14	7.90
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	25.55	25.55	32.40
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	14.94	14.94	15.62
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)		11.55	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		295.79	(kN/m)	
---	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		73.62	(kN/m)	
---	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = tg \phi_1'$		0.53	(-)	
------------------	--	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T **2.14** > **1.1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		475.61	(kNm/m)	
-------------------------	--	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$		54.51	(kNm/m)	
---	--	-------	-----------	--

Fr = Ms / Mr **8.72** > **1**

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	295.79	310.89	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	73.62		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	435.05	464.98	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	38.21	32.44	(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		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.94		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.94	2.99	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	266.08	272.29	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.65	>	1.4
		Nmax	2.62	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	43.17	43.17	54.24
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	4.64	4.64	5.09
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	5.86	5.86	7.27
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	7.27	7.27	9.02
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.31	40.31	51.71
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.33	4.33	4.85
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.47	5.47	6.93
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.78	6.78	8.60
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.47	15.47	16.36
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.66	1.66	1.54
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.10	2.10	2.19
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.60	2.60	2.72
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	56.43	56.43	72.40
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	6.06	6.06	6.79
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	49.51	49.51	52.35
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5.32	5.32	4.91
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	25.74	25.74	32.62
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	15.05	15.05	15.72
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		11.55

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		280.42	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		71.41	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.09	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		475.61	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$		78.40	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		6.07	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	280.42	295.52	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	71.41		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	410.45	440.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	38.21	32.44	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 \cdot Nq \cdot iq + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot Ny \cdot iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	14.94		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.14	0.11	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.93	2.98	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$Nc = (Nq - 1) \cdot tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$iq = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.58	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.52	0.54	(-)
$iy = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	260.09	266.66	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	2.72	>	1.4
		Nmax	2.69	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

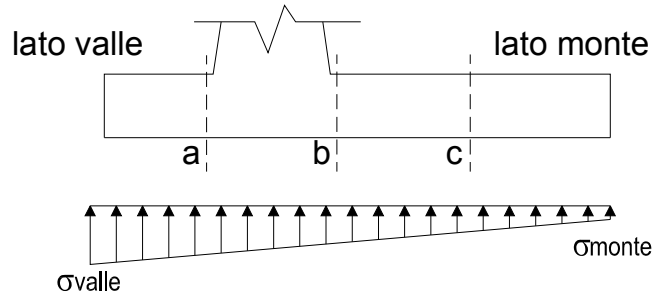
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	309.20	72.59	139.15	54.09
	422.91	29.15	149.24	115.08
sisma+	295.79	38.21	114.82	70.05
	310.89	32.44	116.16	78.15
sisma-	280.42	38.21	110.02	65.24
	295.52	32.44	111.36	73.34



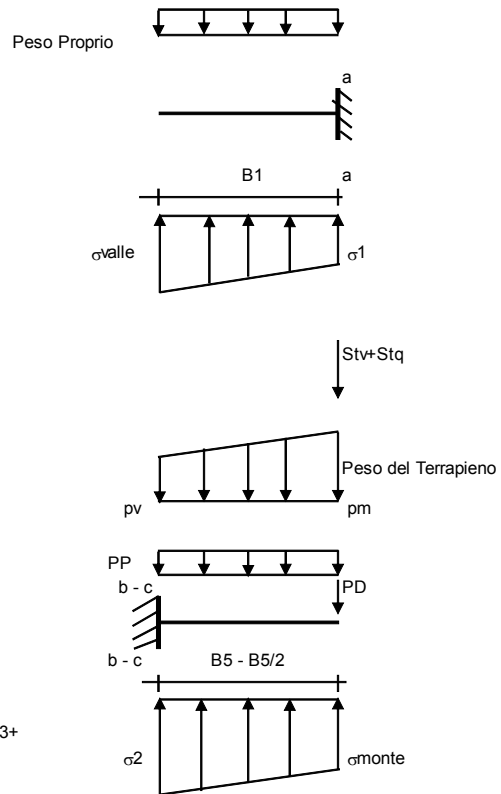
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	139.15	123.21	21.84	71.21
	149.24	142.83	24.23	80.12
sisma+	114.82	106.43	17.85	60.34
	116.16	109.03	18.23	61.27
sisma-	110.02	101.62	17.11	57.46
	111.36	104.23	17.37	58.39



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	80.50	127.18	86.70	(kN/m ²)
pvb =	80.50	127.18	86.70	(kN/m ²)
pvc =	80.50	127.18	86.70	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot k \cdot h \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot k \cdot h \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	54.09	115.15	-140.15	-58.95	84.62	-64.55	-66.86
	115.08	139.60	-134.53	-68.05	127.34	-59.13	-60.92
sisma+	70.05	102.19	-91.46	-44.64	86.12	-39.42	-42.89
	78.15	105.43	-91.18	-46.26	91.79	-38.82	-42.31
sisma-	65.24	97.38	-88.08	-42.54	81.31	-38.09	-41.42
	73.34	100.63	-86.86	-43.34	86.99	-37.26	-40.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

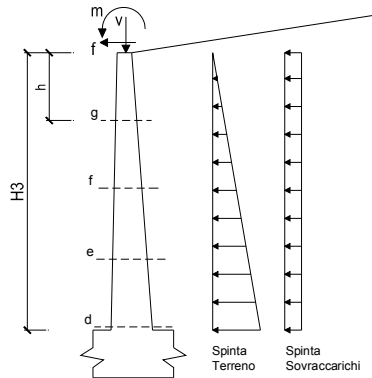
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	3.70	50.15	83.17	0.00	133.33	16.94	21.60	38.54
e-e	2.78	21.16	46.79	0.00	67.94	16.94	14.99	31.93
f-f	1.85	6.27	20.79	0.00	27.06	16.94	9.19	26.13
g-g	0.93	0.78	5.20	0.00	5.98	16.94	4.19	21.13

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	40.66	44.96	0.00	85.62
e-e	2.78	22.87	33.72	0.00	56.59
f-f	1.85	10.17	22.48	0.00	32.65
g-g	0.93	2.54	11.24	0.00	13.78

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	3.70	38.58	6.79	19.83	0.00	2.07	67.27	16.94	22.22	39.16
e-e	2.78	16.28	2.87	11.15	0.00	1.10	31.39	16.94	15.42	32.36
f-f	1.85	4.82	0.85	4.96	0.00	0.46	11.09	16.94	9.46	26.40
g-g	0.93	0.60	0.11	1.24	0.00	0.11	2.06	16.94	4.31	21.25

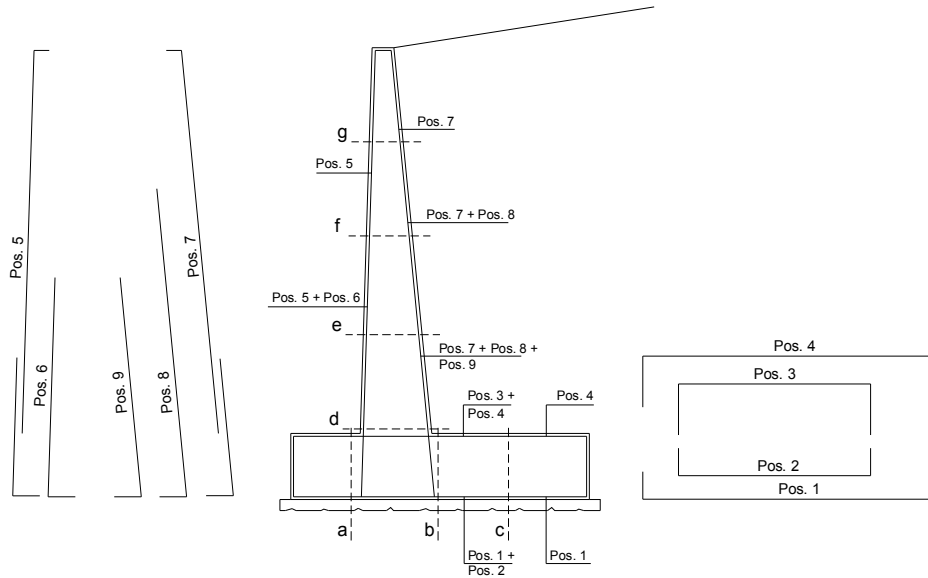
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	31.28	5.51	10.72	0.00	1.24	48.75
e-e	2.78	17.60	3.10	8.04	0.00	0.86	29.59
f-f	1.85	7.82	1.38	5.36	0.00	0.53	15.08
g-g	0.93	1.96	0.34	2.68	0.00	0.24	5.22

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	3.70	38.58	4.44	19.97	0.00	2.07	65.06	16.94	20.98	37.92
e-e	2.78	16.28	1.87	11.23	0.00	1.10	30.48	16.94	14.56	31.50
f-f	1.85	4.82	0.55	4.99	0.00	0.46	10.83	16.94	8.93	25.87
g-g	0.93	0.60	0.07	1.25	0.00	0.11	2.03	16.94	4.07	21.01

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	3.70	31.28	3.60	10.80	0.00	1.24	46.92
e-e	2.78	17.60	2.02	8.10	0.00	0.86	28.58
f-f	1.85	7.82	0.90	5.40	0.00	0.53	14.65
g-g	0.93	1.96	0.22	2.70	0.00	0.24	5.12

SCHEMA DELLE ARMATURE

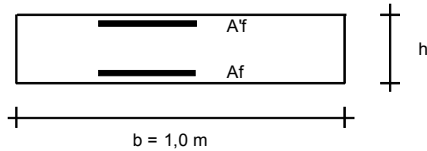


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu			
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)			
a - a	24.23	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86			
b - b	-140.15	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86			
c - c	-64.55	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86			
Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	80.12	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	68.05	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	66.86	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

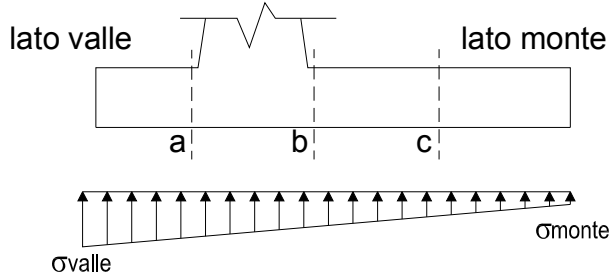
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	291.75	29.06	108.20	74.14
	348.61	7.34	113.24	104.64
Q.P.	283.15	-4.22	86.01	90.96
	283.15	-4.22	86.01	90.96

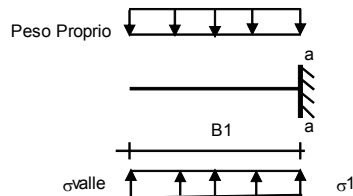


Mensola Lato Valle

$$Peso\ Proprio.\quad PP = 12.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	108.20	101.81	16.84
	113.24	111.63	18.04
Q.P.	86.01	86.94	13.29
	86.01	86.94	13.29



Mensola Lato Monte

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

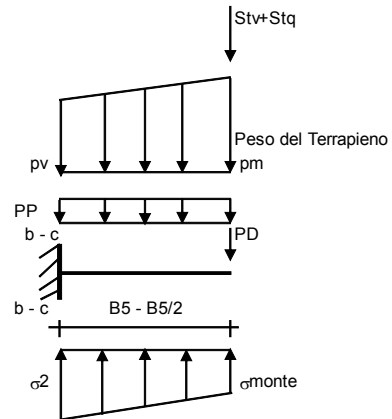
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	79.00	102.34	79.00	(kN/m ²)	
pvb	79.00	102.34	79.00	(kN/m ²)	
pvc	79.00	102.34	79.00	(kN/m ²)	

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd) / 2 + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	74.14	98.59	-83.81	86.37	-38.52
	104.64	110.81	-81.00	107.73	-35.81
Q.P.	90.96	87.41	-44.32	89.18	-20.63
	90.96	87.41	-44.32	89.18	-20.63



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

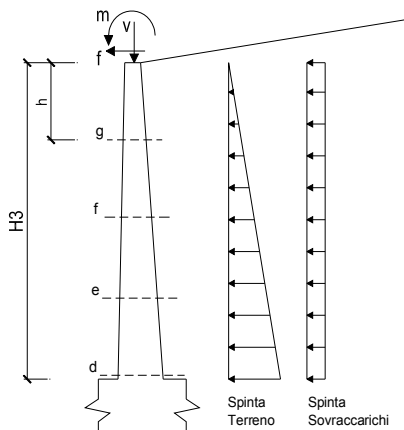
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



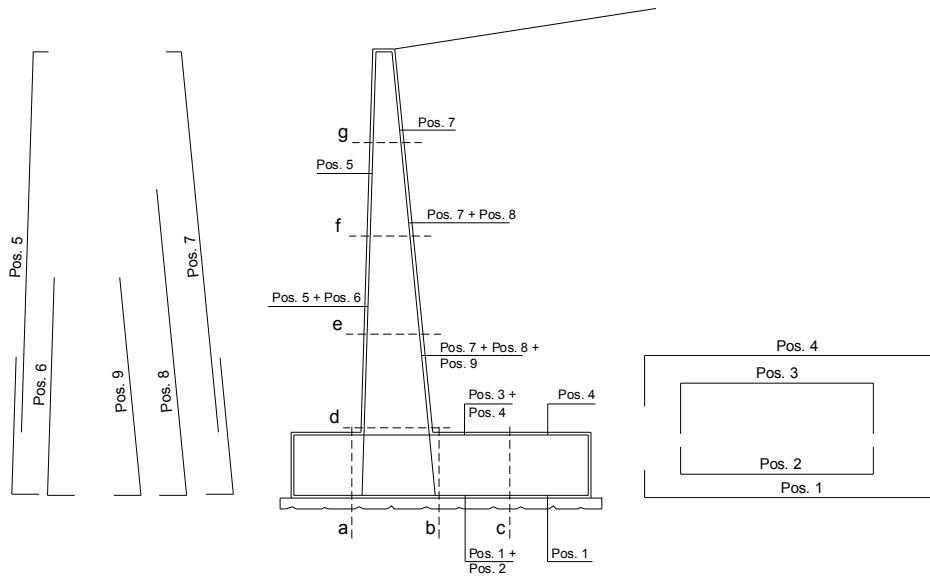
condizione Frequente

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	3.70	38.58	44.32	0.00	82.90	16.94	21.60	38.54
e-e	2.78	16.28	24.93	0.00	41.21	16.94	14.99	31.93
f-f	1.85	4.82	11.08	0.00	15.90	16.94	9.19	26.13
g-g	0.93	0.60	2.77	0.00	3.37	16.94	4.19	21.13

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	3.70	38.58	7.82	0.00	46.40	16.94	21.60	38.54
e-e	2.78	16.28	4.40	0.00	20.67	16.94	14.99	31.93
f-f	1.85	4.82	1.96	0.00	6.78	16.94	9.19	26.13
g-g	0.93	0.60	0.49	0.00	1.09	16.94	4.19	21.13

SCHEMA DELLE ARMATURE

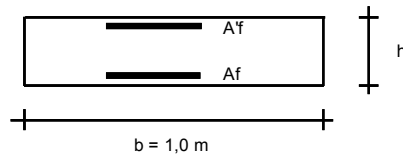


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	18.04	0.00	0.50	10.05	10.05	0.76	42.61	0.052	0.400
b - b	-83.81	0.00	0.50	10.05	10.05	3.54	197.99	0.243	0.400
c - c	-38.52	0.00	0.50	10.05	10.05	1.63	91.00	0.112	0.400

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	13.29	0.00	0.50	10.05	10.05	0.56	31.39	0.039	0.300
b - b	-44.32	0.00	0.50	10.05	10.05	1.87	104.71	0.129	0.300
c - c	-20.63	0.00	0.50	10.05	10.05	0.87	48.74	0.060	0.300

VERIFICHE TENSIONE

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	38.58	56.49	0.00	95.07	16.94	21.60	38.54
e-e	2.78	16.28	31.78	0.00	48.05	16.94	14.99	31.93
f-f	1.85	4.82	14.12	0.00	18.95	16.94	9.19	26.13
g-g	0.93	0.60	3.53	0.00	4.13	16.94	4.19	21.13

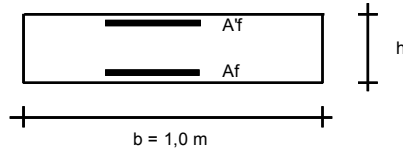
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	38.58	6.79	19.83	0.00	2.07	67.27	16.94	22.22	39.16
e-e	2.78	16.28	2.87	11.15	0.00	1.10	31.39	16.94	15.42	32.36
f-f	1.85	4.82	0.85	4.96	0.00	0.46	11.09	16.94	9.46	26.40
g-g	0.93	0.60	0.11	1.24	0.00	0.11	2.06	16.94	4.31	21.25

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	38.58	4.44	19.97	0.00	2.07	65.06	16.94	20.98	37.92
e-e	2.78	16.28	1.87	11.23	0.00	1.10	30.48	16.94	14.56	31.50
f-f	1.85	4.82	0.55	4.99	0.00	0.46	10.83	16.94	8.93	25.87
g-g	0.93	0.60	0.07	1.25	0.00	0.11	2.03	16.94	4.07	21.01

VERIFICHE



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

Condizione Statica

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	20.47	0.00	0.50	10.05	10.05	0.87	48.35
b - b	-104.36	0.00	0.50	10.05	10.05	4.41	246.55
c - c	-47.18	0.00	0.50	10.05	10.05	1.99	111.45

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	18.17	0.00	0.50	10.05	10.05	0.77	42.92
b - b	-87.38	0.00	0.50	10.05	10.05	3.69	206.44
c - c	-38.41	0.00	0.50	10.05	10.05	1.62	90.73

Combinazione Eccezionale (Urto di veicolo in svio)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A (STR/GEO)
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40
Scorrimento		1.10
Ribaltamento		1.00

Carichi Agenti

					valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
					STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	5.00	5.00		
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no							
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	16.94	16.94	16.94		
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	21.39	21.39	21.39		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	11.69	11.69	11.69		
	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	7.01	7.01	7.01		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00			

Coefficienti di sicurezza

Statico	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	2.00	5.50	2.05

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.17	15.17
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	6.43	6.43
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	40.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	61.60	61.60
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	169.98	169.98
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	5.14	5.14
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12.18	12.18
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	187.30	187.30
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	52.10604	52.10604
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	24.36	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	10.35	10.35
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	5.21	5.21
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	64.00	64.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	79.56	79.56
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	348.71	348.71
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.41	4.41
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	24.14	24.14
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	377.26	377.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	103.274171	103.274171
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	48.28152	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3.54
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1.77
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		10.77
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		5.39
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.05
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.64
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.58
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3.27
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.30
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.15
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.84
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.29
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		22.97
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.88
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		23.85
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		10.03
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.14
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		10.17

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 43.17	43.17	43.17
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 5.14	5.14	5.14
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 21.99	21.99	21.99
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 40.31	40.31	40.31
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.80	4.80	4.80
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.53	20.53	20.53
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.47	15.47	15.47
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.84	1.84	1.84
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.88	7.88	7.88
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 56.43	56.43	56.43
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 49.51	49.51	49.51
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 10.08	10.08	10.08
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 43.11	43.11	43.11
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 5.89	5.89	5.89
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 25.21	25.21	25.21
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 =	$mp + m$	(kNm/m) 7.01	7.01	7.01
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 49.10	49.10	49.10
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 11.55	11.55	11.55

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	291.03	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	77.32	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.00	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	468.36	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	85.10	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.50	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	291.03	343.14	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	77.32	77.32	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	383.26	486.54	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	82.39	62.48	(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)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.94		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.28	0.18	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.63	2.84	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	235.78	247.70	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	2.13	>	1.4
		Nmax	2.05	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

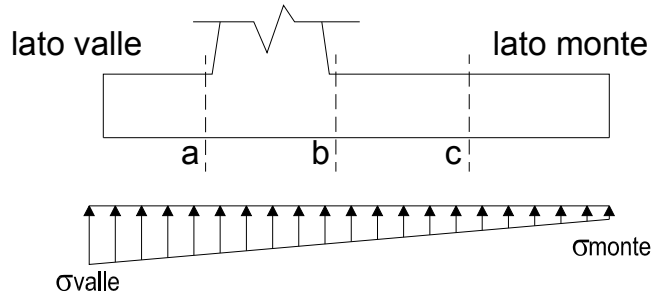
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	291.03	82.39	139.22	42.67
	343.14	62.48	143.84	70.62
sisma+	297.27	44.17	118.78	67.01
	321.63	34.87	120.94	80.08
sisma-	282.12	44.56	114.27	62.05
	306.48	35.25	116.43	75.12



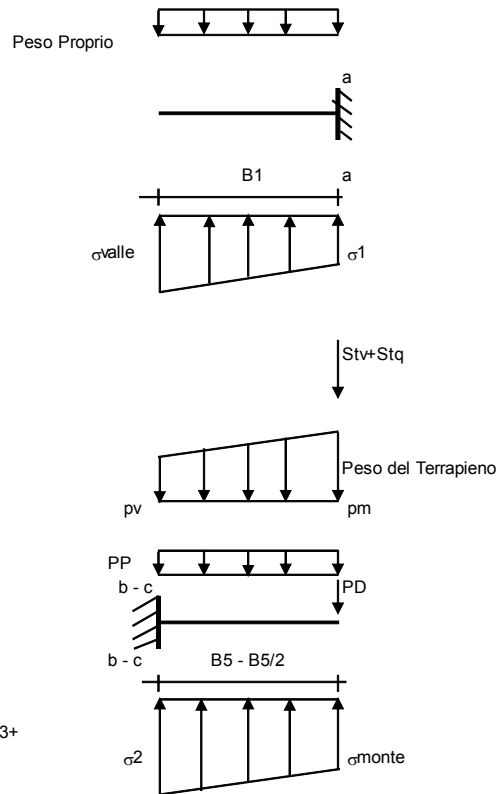
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	139.22	121.12	21.72	70.60
	143.84	130.11	22.82	74.69
sisma+	118.78	109.07	18.48	62.58
	120.94	113.28	19.06	64.08
sisma-	114.27	104.48	17.80	59.87
	116.43	108.68	18.24	61.37



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	79.00	100.39	89.00	(kN/m ²)
pvb	79.00	100.39	89.00	(kN/m ²)
pvc	79.00	100.39	89.00	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	42.67	111.98	-125.74	-57.75	77.33	-53.52	-61.37
	70.62	123.18	-123.16	-61.92	96.90	-51.04	-58.65

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

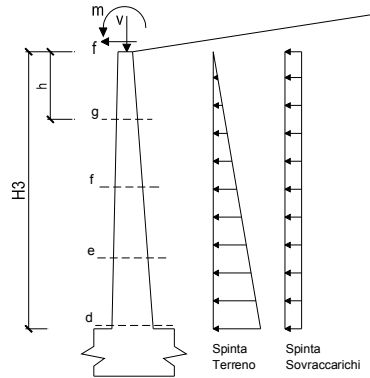
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

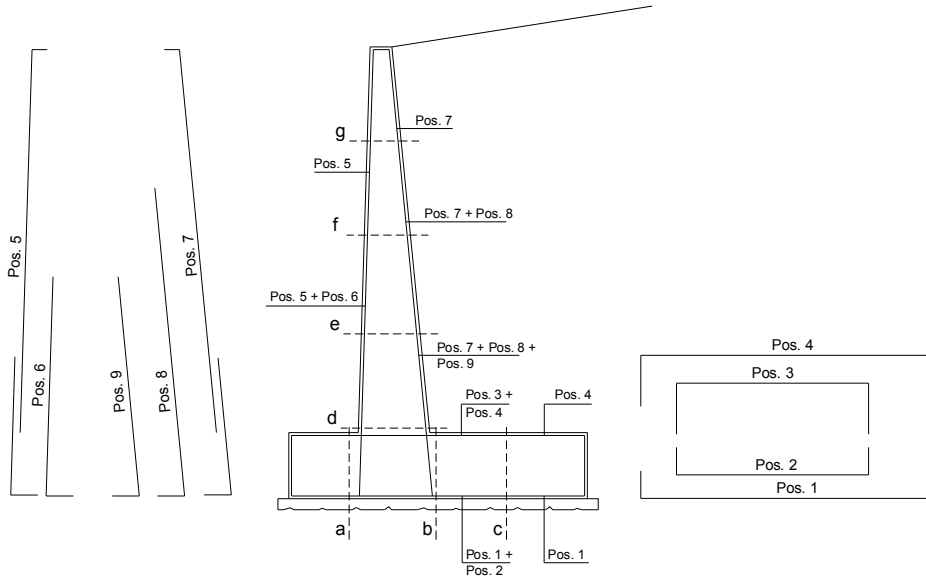


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	38.58	41.27	50.26	130.12	16.94	21.60	38.54
e-e	2.78	16.28	23.22	39.45	78.94	16.94	14.99	31.93
f-f	1.85	4.82	10.32	28.64	43.78	16.94	9.19	26.13
g-g	0.93	0.60	2.58	17.82	21.01	16.94	4.19	21.13

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	31.28	22.31	11.69	65.28
e-e	2.78	17.60	16.73	11.69	46.02
f-f	1.85	7.82	11.16	11.69	30.67
g-g	0.93	1.96	5.58	11.69	19.22

SCHEMA DELLE ARMATURE

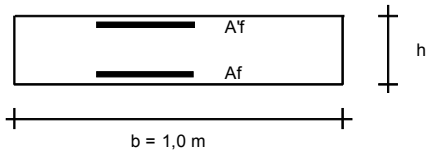


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	22.82	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
b - b	-125.74	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86
c - c	-53.52	0.00	0.50	10.05	10.05	173.86

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	74.69	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	61.92	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	61.37	0.50	180.72	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria

Per le verifiche strutturali, le sollecitazioni a metro lineare ottenute dal foglio di calcolo sono state riportate ad una lunghezza di 1.25m, pari all'interasse delle costole.

Verifica SLU a pressoflessione alla base del paramento

Sezione a T di larghezza 1.25m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: SLU con soli carichi verticali da traffico

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paramento_Muro_D

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Paramento Muro D

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	14	1	6.79	5
2	30	68	2	6.03	77

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 48.18 0 kN
 M_{xEd} 166.66 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

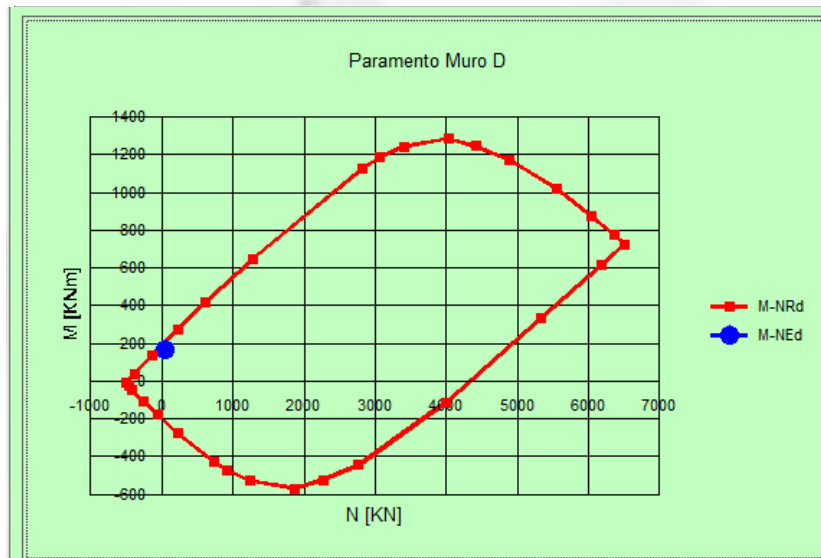
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Fletta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 12 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 205.7 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 2.963 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 77 cm
 x 3.238 x/d 0.04205
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica SLU a taglio alla base del paramento

Sezione rettangolare 0.30x0.82m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø16

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: SLU con soli carichi verticali da traffico

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	300	n° barre	3	NEd [kN]	48.18
Rck [Mpa]	35	h [mm]	820	diametro	16	VEd [kN]	107.03
fck [Mpa]	29.1	c [mm]	50	Area [mm ²]	602.88		
fcd [Mpa]	16.5	d [mm]	770				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.51	Staffe Φ	10	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	vmin	0.35	n° bracci	2	VRd [kN]	89.00
		ρl	0.0026	Asw [mm ²]	157		Armare!!!
		σcp	0.1959	s [mm]	500	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		(σcp)*	0.1958537			VRsd [kN]	212.87
		αc	1.012			VRcd [kN]	298.54
		ωsw	0.025				
		cotgθ	4.397			VRd [kN]	212.87
		cotgθ*	2.500				Verificato

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

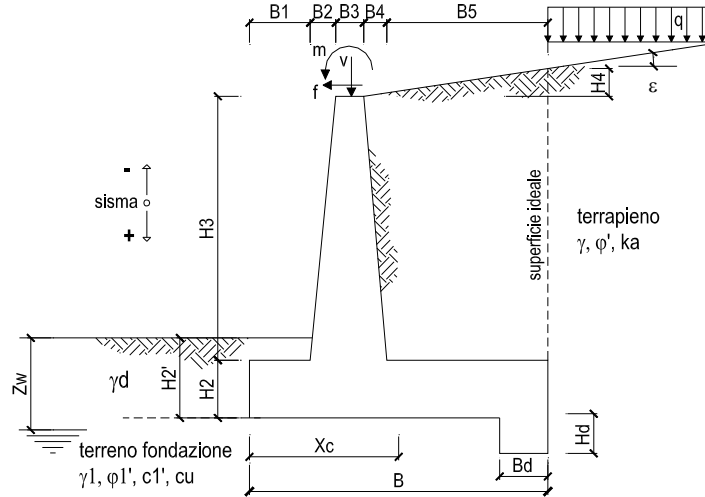
Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	103.63	kNm	Sollecitazione flettente
N_{ed}	-48.18	kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)
c	50	mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo
H	820	mm	Altezza totale della sezione
B	300	mm	Base della sezione
d	770	mm	Altezza utile della sezione
A_s	603	mm ²	Armatura tesa
$A's$	339	mm ²	Armatura compressa
n	15		Omogeneizzazione acciaio/cls compr.
y	410	mm	Posizione del baricentro
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	260130	mm ²	Area omogeneizzata
I^*	1.5615E+10	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
M_{fess}	97.03	kNm	Momento di prima fessurazione <MEd
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Calcolo delle tensioni nel caso di presso(tenso)-flessione (sezione fessurata)			
$e = M/N$	2150.89	mm	Grande eccentricità -> Calcola posizione asse neutro
a	1740.89	mm	Distanza dal baricentro del centro di pressione
x_c	205	mm	Posizione dell'asse neutro CALCOLA
I_n	3.8715E+09	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
S_n	1.9895E+06	mm ³	Momento statico
σ_{tmax}	205.21	MPa	Tensione nell'acciaio Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	-4.97	MPa	Tensione nel calcestruzzo Verifica tensionale OK
M_y	206	kNm	Momento allo snervamento

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE		
Comb.	Q. Perm.	
Materiali		
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$ 2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione		
M_{Ed}	58 kNm	Sollecitazione flettente
N_{ed}	-48.18 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo
H	820 mm	Altezza totale della sezione
B	300 mm	Base della sezione
d	770 mm	Altezza utile della sezione
A_s	603 mm ²	Armatura tesa
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.
y	410 mm	Posizione del baricentro
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)		
A^*	260130 mm ²	Area omogeneizzata
I^*	1.5615E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
M_{fess}	97.03 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd
SEZIONE NON FESSURATA		

9.5 Sezione muro tipo E

Sezione utilizzata nel Muro 1. L'altezza del paramento considerata nelle verifiche è quella massima, pari a 4.00 m.



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.16	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.15	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.49	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.70	(m)

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

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21.00	21.00	17.55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate	<input type="checkbox"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22500		
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.2	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.198	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.24	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0.057504	(-)	
	Coefficiente sismico verticale		kv	0.0288	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si	<input type="checkbox"/> no	
Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO	EQU
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245		0.245	0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.277		0.277	0.344
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.279		0.279	0.346
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770		2.770	2.286
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.675		2.675	2.200
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.669		2.669	2.194

Combinazione SLU (carichi accidentali verticali da traffico)

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00

Carichi Agenti

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
				STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	5.00	6.50	5.50
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	17.72	17.72	15.95
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	29.73	44.60	44.60
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	6.00		
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.64	4.61	1.57
Sismico	2.08	5.74	2.48

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	16.40	14.76
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	7.45	6.71
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	51.00	45.90
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	74.85	67.37
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	198.96	179.06
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	5.96	5.36
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	13.18	14.50
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	218.10	198.93
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	78.36828	117.55242
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	15.816	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	11.18	10.07
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	6.06	5.46
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	86.70	78.03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	103.95	93.55
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	429.06	386.15
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	5.15	4.63
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	27.44	30.18
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	461.64	420.97
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	163.162759	244.744138
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	32.928912	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		4.30
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		2.15
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		12.77
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		6.38
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.45
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.83
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.88
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4.16
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.32
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.17
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		2.49
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.99
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		29.75
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		1.12
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		30.87
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		12.34
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.17
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		12.51

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m)	51.79	67.32	71.57
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m)	5.63	7.32	7.78
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m)	33.47	50.21	63.08
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48.35	62.85	68.24
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.26	6.83	7.42
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	31.25	46.87	60.14
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.56	24.13	21.59
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.02	2.62	2.35
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.99	17.99	19.02
- Spinta passiva sul dente					
S _p =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d$	(kNm/m)	74.13	96.37	104.63
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	63.10	82.03	73.39
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m)	12.09	15.71	17.06
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d$	(kNm/m)	71.87	107.80	138.32
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	6.86	8.92	7.98
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	40.78	61.17	64.68
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 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	12.09	12.09	10.88

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	359.37	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	116.56	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.64	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + Mfext3$	525.40	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	113.96	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.61	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [*]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	359.37	476.92	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	116.56	116.56	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	518.14	762.88	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	92.79	47.88	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B^*N\gamma'i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.29		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.26	0.10	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.88	3.20	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.46	0.57	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.42	0.42	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

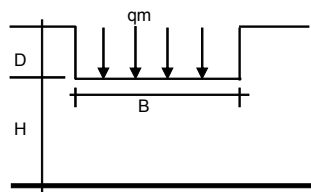
qlim	(carico limite unitario)	208.41	234.01	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	1.67	>	1.4
Nmax	1.57	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	340.24	(kN/m)
M	40.31	(kNm/m)
e=M/N	0.12	(m)
B*	3.16	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B* =	0.25	(m)
Hs/B* =	1.90	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2*e) = N / B^* = 113.61 \text{ (kN/mq)}$$

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.950 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.64 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 9.67 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	51.79	51.79	65.06
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	8.51	8.51	9.82
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	6.37	6.37	7.91
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	7.65	7.65	9.49
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48.35	48.35	62.03
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.95	7.95	9.36
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.95	5.95	7.54
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.14	7.14	9.05
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.56	18.56	19.62
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.05	3.05	2.96
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.28	2.28	2.39
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.74	2.74	2.86
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	74.13	74.13	95.12
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	12.19	12.19	14.35
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	63.10	63.10	66.72
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	10.37	10.37	10.07
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	30.10	30.10	38.17
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	17.08	17.08	17.85
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)		12.09

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		345.84	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		86.46	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0.53	(-)
Fs =	(N*f + Sp) / T		2.13	>
				1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		585.91	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		72.54	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr		8.08	>
				1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	345.84	361.66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	86.46		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	532.28	565.21	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	55.65	49.61	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.29		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.14	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.08	3.13	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng 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)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.53	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	281.02	287.11	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	2.50	>	1.4
		Nmax	2.48	>	

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)	51.79	51.79	65.06
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.56	5.56	6.11
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	6.42	6.42	7.96
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	7.70	7.70	9.56

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48.35	48.35	62.03
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.19	5.19	5.82
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.99	5.99	7.59
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.19	7.19	9.11

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.56	18.56	19.62
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.99	1.99	1.84
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.30	2.30	2.40
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.76	2.76	2.88

- 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)	74.13	74.13	95.12
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	7.96	7.96	8.93
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	63.10	63.10	66.72
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	6.78	6.78	6.26
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	30.32	30.32	38.42
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	17.20	17.20	17.97
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)		12.09	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	327.75	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	83.80	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.53	(-)	
--------------------	------	-----	--

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.08} > \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	585.91	(kNm/m)	
-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	102.04	(kNm/m)	
---	--------	-----------	--

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{5.74} > \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	327.75	343.56	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	83.80		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	501.82	534.75	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	55.35	49.30	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	14.29		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.17	0.14	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.06	3.11	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

$iq = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.57	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.52	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	274.83	281.28	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	2.57	>	1.4
		Nmax	2.55	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

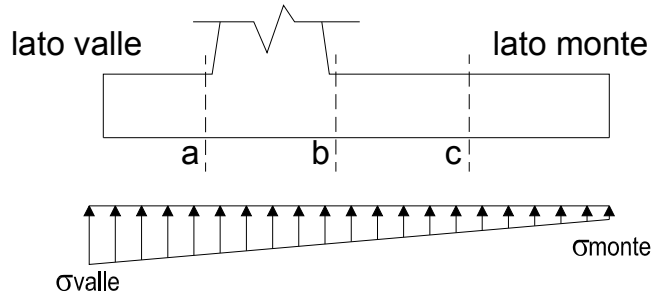
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	359.37	92.79	153.85	57.54
	476.92	47.88	165.12	115.42
sisma+	345.84	55.65	130.60	72.83
	361.66	49.61	132.12	80.62
sisma-	327.75	55.35	125.12	67.67
	343.56	49.30	126.64	75.46



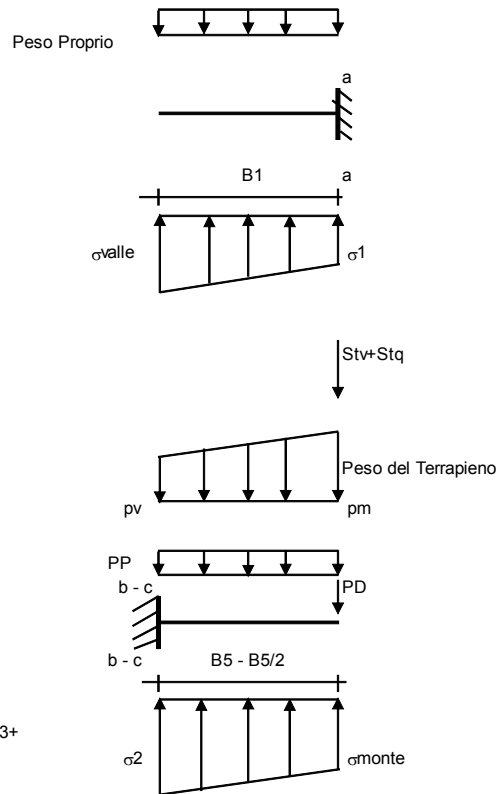
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	153.85	136.86	23.97	78.21
	165.12	156.35	26.50	87.44
sisma+	130.60	120.41	20.12	68.08
	132.12	123.03	20.54	69.10
sisma-	125.12	114.98	19.29	64.80
	126.64	117.61	19.55	65.82



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	86.50	131.10	92.50	(kN/m ²)
pvb	86.50	131.10	92.50	(kN/m ²)
pvc	86.50	131.10	92.50	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	57.54	127.99	-174.60	-66.47	92.76	-80.55	-77.51
	115.42	151.77	-168.66	-75.82	133.60	-74.67	-71.59
sisma+	72.83	115.09	-120.36	-52.64	93.96	-52.09	-52.77
	80.62	118.29	-120.09	-54.33	99.46	-51.44	-52.19
sisma-	67.67	109.69	-115.98	-50.23	88.68	-50.33	-50.99
	75.46	112.89	-114.64	-51.06	94.18	-49.41	-49.98

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

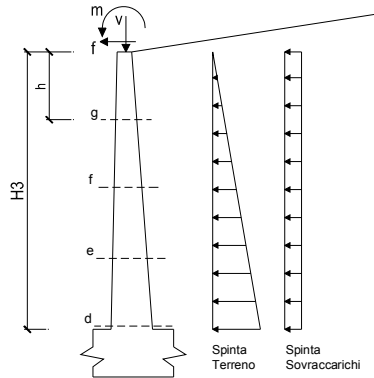
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	63.37	93.40	0.00	156.77	17.72	23.85	41.57
e-e	3.00	26.73	52.54	0.00	79.27	17.72	16.49	34.21
f-f	2.00	7.92	23.35	0.00	31.27	17.72	10.06	27.78
g-g	1.00	0.99	5.84	0.00	6.83	17.72	4.57	22.29

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	47.53	46.70	0.00	94.22
e-e	3.00	26.73	35.02	0.00	61.76
f-f	2.00	11.88	23.35	0.00	35.23
g-g	1.00	2.97	11.67	0.00	14.65

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	48.74	8.58	22.76	0.00	2.46	82.54	17.72	24.54	42.26
e-e	3.00	20.56	3.62	12.80	0.00	1.30	38.29	17.72	16.96	34.68
f-f	2.00	6.09	1.07	5.69	0.00	0.54	13.40	17.72	10.35	28.07
g-g	1.00	0.76	0.13	1.42	0.00	0.13	2.44	17.72	4.70	22.42

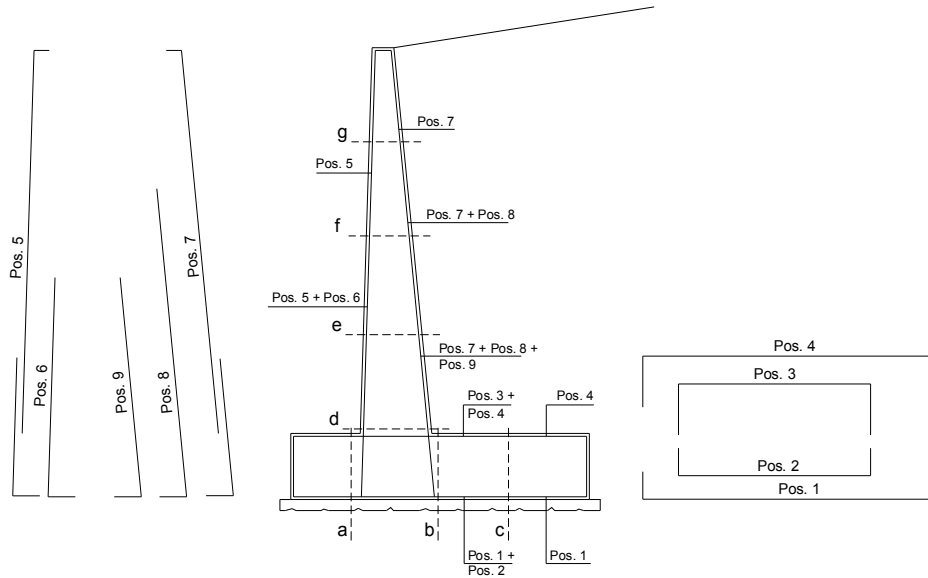
sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	36.56	6.44	11.38	0.00	1.37	55.75
e-e	3.00	20.56	3.62	8.53	0.00	0.95	33.67
f-f	2.00	9.14	1.61	5.69	0.00	0.58	17.02
g-g	1.00	2.28	0.40	2.84	0.00	0.26	5.79

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	48.74	5.61	22.93	0.00	2.46	79.74	17.72	23.16	40.88
e-e	3.00	20.56	2.37	12.90	0.00	1.30	37.13	17.72	16.02	33.74
f-f	2.00	6.09	0.70	5.73	0.00	0.54	13.07	17.72	9.77	27.49
g-g	1.00	0.76	0.09	1.43	0.00	0.13	2.41	17.72	4.43	22.15

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	36.56	4.21	11.46	0.00	1.37	53.60
e-e	3.00	20.56	2.37	8.60	0.00	0.95	32.48
f-f	2.00	9.14	1.05	5.73	0.00	0.58	16.50
g-g	1.00	2.28	0.26	2.87	0.00	0.26	5.68

SCHEMA DELLE ARMATURE

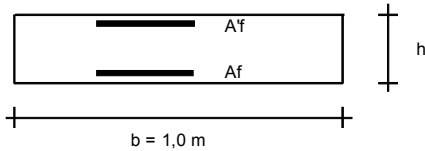


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	24	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu			
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)			
a - a	26.50	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20			
b - b	-174.60	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20			
c - c	-80.55	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20			
Sez.	VEd	h	Vrd	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	VRsd	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	87.44	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
b - b	75.82	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria
c - c	77.51	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

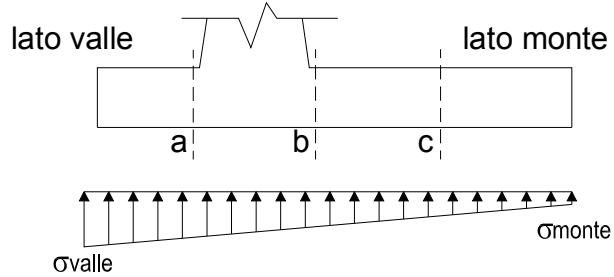
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	340.24	40.31	121.00	79.15
	399.02	17.86	126.63	108.09
Q.P.	331.25	1.71	98.31	96.54
	331.25	1.71	98.31	96.54

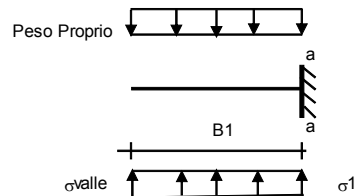


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	121.00	113.61	18.64
	126.63	123.36	19.90
Q.P.	98.31	98.00	14.98
	98.31	98.00	14.98



Mensola Lato Monte

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

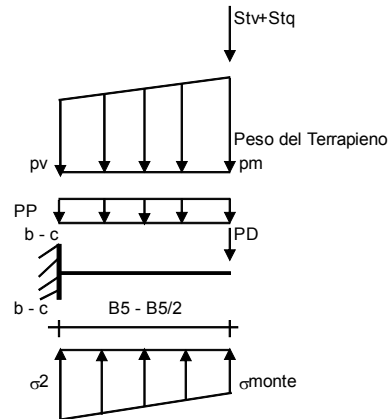
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	85.00	107.30	85.00	(kN/m ²)
pvb	85.00	107.30	85.00	(kN/m ²)
pvc	85.00	107.30	85.00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	79.15	109.76	-106.48	94.45	-48.95
	108.09	121.65	-103.51	114.87	-46.01
Q.P.	96.54	97.84	-60.54	97.19	-28.09
	96.54	97.84	-60.54	97.19	-28.09



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

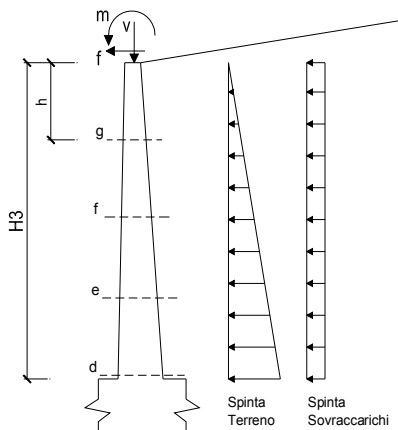
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



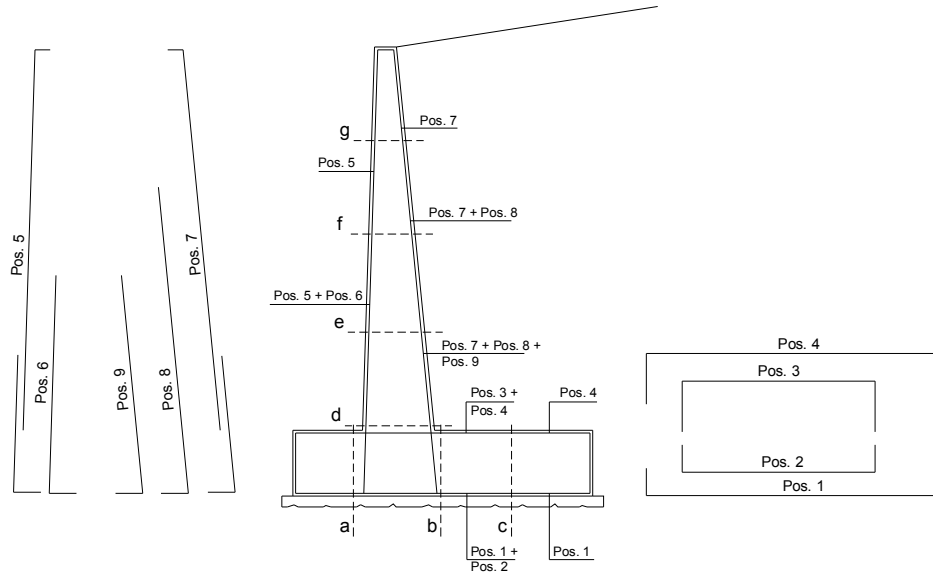
condizione Frequente

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	4.00	48.74	49.90	0.00	98.64	17.72	23.85	41.57
e-e	3.00	20.56	28.07	0.00	48.63	17.72	16.49	34.21
f-f	2.00	6.09	12.47	0.00	18.57	17.72	10.06	27.78
g-g	1.00	0.76	3.12	0.00	3.88	17.72	4.57	22.29

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	4.00	48.74	9.14	0.00	57.88	17.72	23.85	41.57
e-e	3.00	20.56	5.14	0.00	25.71	17.72	16.49	34.21
f-f	2.00	6.09	2.28	0.00	8.38	17.72	10.06	27.78
g-g	1.00	0.76	0.57	0.00	1.33	17.72	4.57	22.29

SCHEMA DELLE ARMATURE

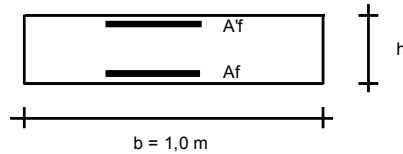


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	24	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	19.90	0.00	0.60	10.05	10.05	0.61	38.22	0.047	0.400
b - b	-106.48	0.00	0.60	10.05	10.05	3.28	204.55	0.251	0.400
c - c	-48.95	0.00	0.60	10.05	10.05	1.51	94.03	0.116	0.400

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	14.98	0.00	0.60	10.05	10.05	0.46	28.77	0.035	0.300
b - b	-60.54	0.00	0.60	10.05	10.05	1.87	116.29	0.143	0.300
c - c	-28.09	0.00	0.60	10.05	10.05	0.87	53.97	0.066	0.300

VERIFICHE TENSIONE

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	68.06	116.18	-130.18	92.12	-59.00
	106.65	132.04	-126.22	119.34	-55.08
sisma+	72.83	115.09	-115.59	93.96	-50.90
	80.62	118.29	-115.32	99.46	-50.24
sisma-	67.67	109.69	-111.47	88.68	-49.21
	75.46	112.89	-110.14	94.18	-48.28

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

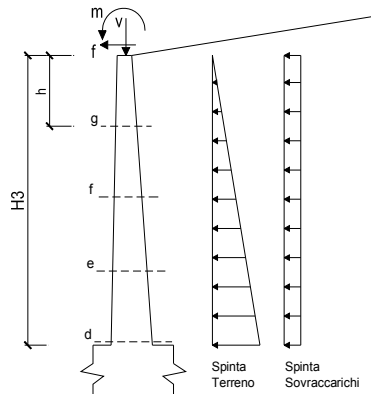
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	48.74	63.48	0.00	112.23	17.72	23.85	41.57
e-e	3.00	20.56	35.71	0.00	56.27	17.72	16.49	34.21
f-f	2.00	6.09	15.87	0.00	21.96	17.72	10.06	27.78
g-g	1.00	0.76	3.97	0.00	4.73	17.72	4.57	22.29

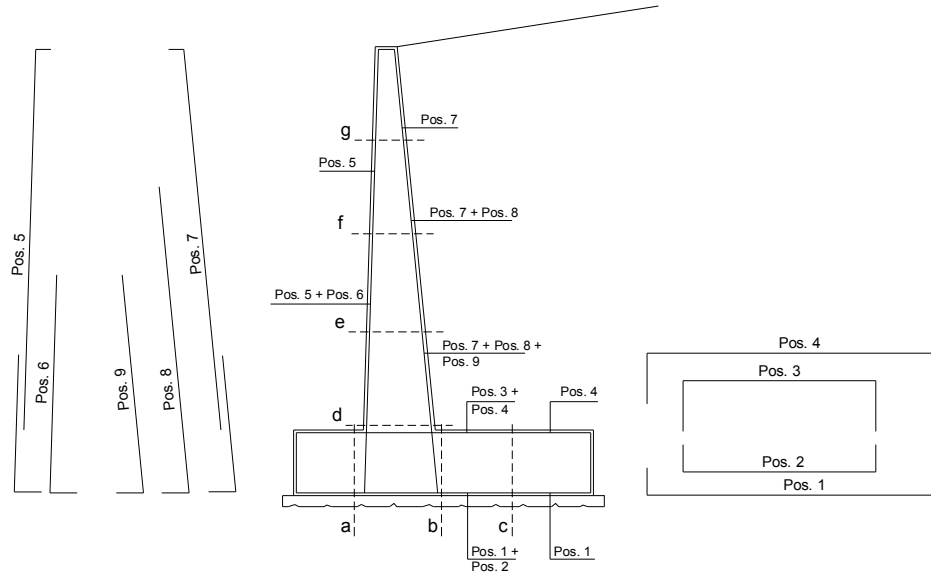
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	48.74	8.58	22.76	0.00	2.46	82.54	17.72	24.54	42.26
e-e	3.00	20.56	3.62	12.80	0.00	1.30	38.29	17.72	16.96	34.68
f-f	2.00	6.09	1.07	5.69	0.00	0.54	13.40	17.72	10.35	28.07
g-g	1.00	0.76	0.13	1.42	0.00	0.13	2.44	17.72	4.70	22.42

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	48.74	5.61	22.93	0.00	2.46	79.74	17.72	23.16	40.88
e-e	3.00	20.56	2.37	12.90	0.00	1.30	37.13	17.72	16.02	33.74
f-f	2.00	6.09	0.70	5.73	0.00	0.54	13.07	17.72	9.77	27.49
g-g	1.00	0.76	0.09	1.43	0.00	0.13	2.41	17.72	4.43	22.15

SCHEMA DELLE ARMATURE

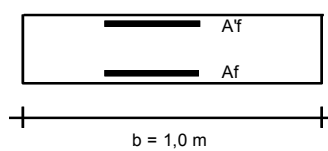


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	24	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

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	22.38	0.00	0.60	10.05	10.05	0.69	42.99
b - b	-130.18	0.00	0.60	10.05	10.05	4.01	250.07
c - c	-59.00	0.00	0.60	10.05	10.05	1.82	113.33

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	20.46	0.00	0.60	10.05	10.05	0.63	39.30
b - b	-115.59	0.00	0.60	10.05	10.05	3.56	222.03
c - c	-50.90	0.00	0.60	10.05	10.05	1.57	97.78

Combinazione SLU Eccezionale (Urto di veicolo in svio)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A (STR/GEO)
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R
Capacità portante fondazione	γ_R	1.40
Scorrimento		1.10
Ribaltamento		1.00

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		qp	5.00	5.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no	(kN/m ²)			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	17.72	17.72
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	20.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	11.01	11.01
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	6.60	6.60
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	2.11	6.12	2.15

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	16.40	16.40
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	7.45	7.45
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	51.00	51.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	74.85	74.85
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	198.96	198.96
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	5.96	5.96
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	13.18	13.18
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	218.10	218.10
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	52.72	52.72
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	13.18	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	11.18	11.18
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	6.06	6.06
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	86.70	86.70
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	103.95	103.95
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	429.06	429.06
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	5.15	5.15
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	27.44	27.44
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	461.64	461.64
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	109.76304	109.76304
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	27.44076	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		4.30
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		2.15
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		12.54
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		6.27
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.45
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.83
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.88
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4.16
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.32
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.17
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		2.49
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2.99
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		29.75
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		1.12
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		30.87
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		12.34
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.17
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		12.51

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 51.79	51.79	51.79
Sq perm = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 5.63	5.63	5.63
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$	(kN/m) 22.52	22.52	22.52
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 48.35	48.35	48.35
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 5.26	5.26	5.26
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 21.02	21.02	21.02
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 18.56	18.56	18.56
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2.02	2.02	2.02
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.07	8.07	8.07
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 74.13	74.13	74.13
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 63.10	63.10	63.10
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 12.09	12.09	12.09
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 48.35	48.35	48.35
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 6.86	6.86	6.86
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 27.44	27.44	27.44
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m) 6.60	6.60	6.60
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 50.65	50.65	50.65
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 12.09	12.09	12.09

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	339.32	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	85.63	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.11	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	577.68	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	94.42	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.12	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	339.32	392.04	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	85.63	85.63	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	483.25	593.02	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	93.58	73.44	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.29		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.28	0.19	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.85	3.03	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.56	0.61	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.53	0.53	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	267.27	278.88	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	Nmin	2.24	>	1.4
		Nmax	2.15	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

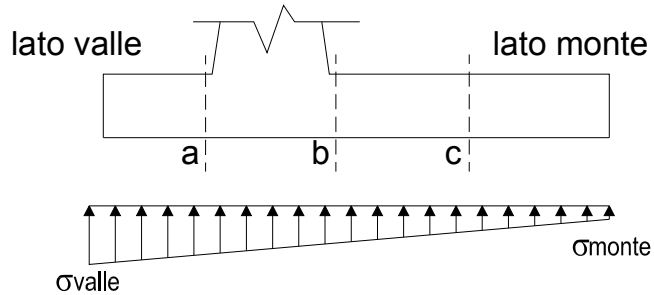
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	339.32	93.58	148.37	51.23
	392.04	73.44	153.42	77.19
sisma+	345.27	53.50	129.32	73.78
	358.45	48.46	130.58	80.27
sisma-	327.40	53.57	124.10	68.49
	340.58	48.53	125.36	74.98



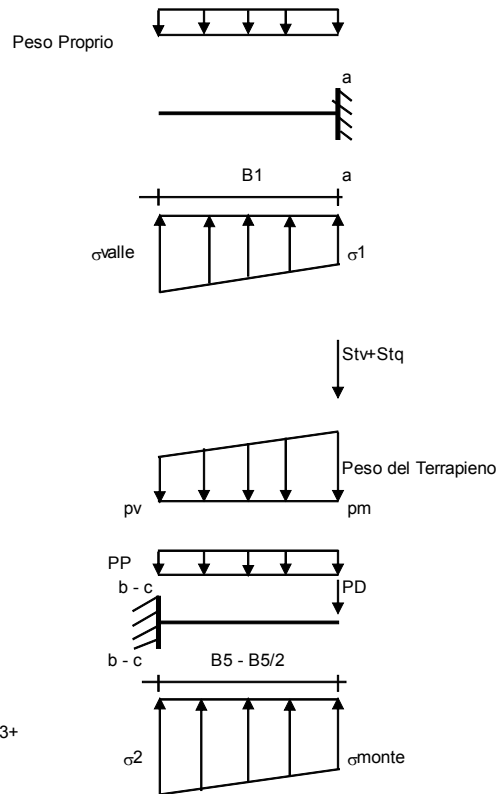
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	148.37	131.23	22.98	74.88
	153.42	139.97	24.11	79.02
sisma+	129.32	119.52	19.91	67.35
	130.58	121.70	20.27	68.20
sisma-	124.10	114.28	19.13	64.22
	125.36	116.47	19.33	65.07



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	85.00	105.00	90.00	(kN/m ²)
pvb	85.00	105.00	90.00	(kN/m ²)
pvc	85.00	105.00	90.00	(kN/m ²)

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

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

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

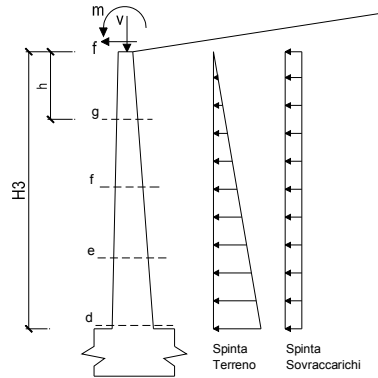
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	51.23	122.28	-148.83	-61.58	86.76	-64.17	-67.21
	77.19	132.95	-146.16	-65.78	105.07	-61.54	-64.55

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \sum P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz}}} \cdot (1 \pm k_v) - K_{a_{\text{orizz}}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$

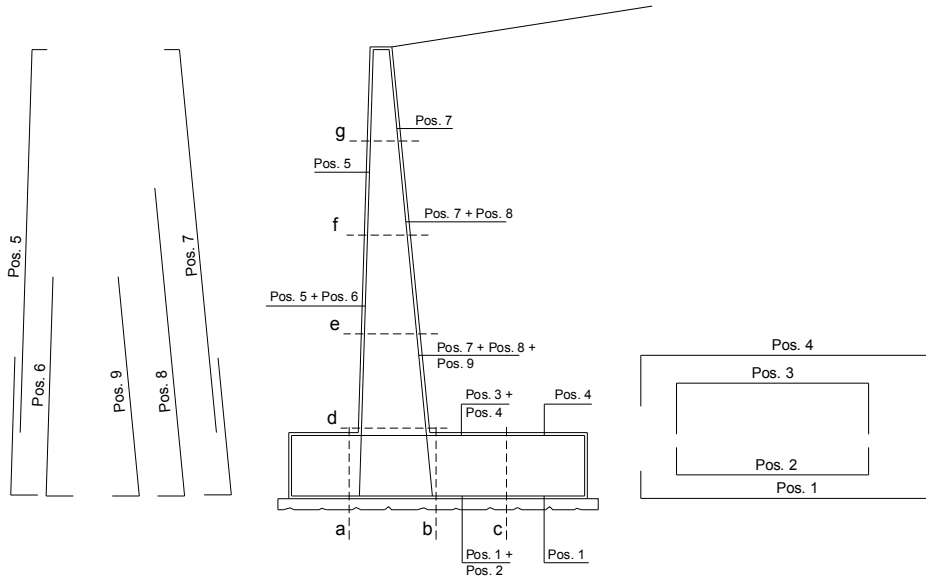


condizione statica

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	4.00	48.74	45.70	50.64	145.08	17.72	23.85	41.57
e-e	3.00	20.56	25.71	39.63	85.90	17.72	16.49	34.21
f-f	2.00	6.09	11.42	28.62	46.14	17.72	10.06	27.78
g-g	1.00	0.76	2.86	17.61	21.23	17.72	4.57	22.29

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	36.56	22.85	11.01	70.42
e-e	3.00	20.56	17.14	11.01	48.71
f-f	2.00	9.14	11.42	11.01	31.57
g-g	1.00	2.28	5.71	11.01	19.01

SCHEMA DELLE ARMATURE

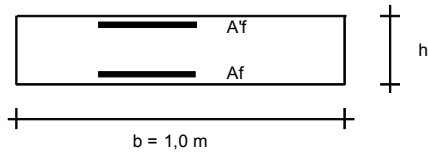


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	12	
2	0.0	24	┌┐	6	0.0	16	┌┐
3	0.0	16	┌┐	7	5.0	24	
4	5.0	16		8	0.0	20	┌┐
				9	0.0	12	┌┐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)

a - a	24.11	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20
b - b	-148.83	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20
c - c	-64.17	0.00	0.60	10.05	10.05	213.20

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)

a - a	79.02	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00
b - b	65.78	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00
c - c	67.21	0.60	208.09	0	20	20	21.8	0.00

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

Per le verifiche strutturali, le sollecitazioni a metro lineare ottenute dal foglio di calcolo sono state riportate ad una lunghezza di 1.25m, pari all'interasse delle costole.

Verifica SLU a pressoflessione alla base del paramento

Sezione a T di larghezza 1.25m

Armatura compressa: 6Ø12

Armatura tesa: 3Ø18

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: SLU con soli carichi verticali da traffico

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paramento_Muro_E

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Paramento Muro E

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	14	1	6.79	5
2	30	72	2	7.63	81

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 51.96 0 kN
M_{xEd} 195.96 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

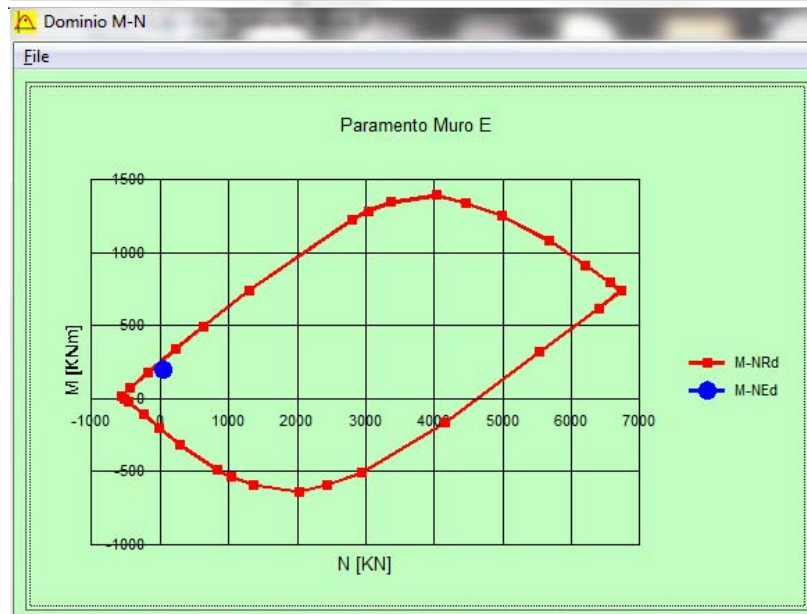
M_{xRd} 265.8 kN m

Materiali: B450C C28/35

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 12 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 2.99 %
ε_s 67.5 %
d 81 cm
x 3.436 x/d 0.04242
δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso



Verifica SLU a taglio alla base del paramento

Sezione rettangolare 0.30x0.86m

Armatura tesa: 3Ø18

Staffe Ø10/50cm

Combinazione più gravosa: SLU con soli carichi verticali da traffico

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fcd [Mpa]	16.5

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

Geometria sezione

b [mm]	300
h [mm]	860
c [mm]	50
d [mm]	810

Parametri di verifica

k	1.50
vmin	0.35
ρl	0.0031
σcp	0.2014
v	0.5
(σcp)*	0.2013953
αc	1.012
ωsw	0.025
cotgθ	4.398
cotgθ*	2.500

Armatura longitudinale

n° barre	3
diámetro	18
Area [mm ²]	763.02

Armatura trasversale

Staffe Φ	10
n° bracci	2
Asw [mm ²]	157
s [mm]	500

Sollecitazioni di calcolo

NEd [kN]	51.96
VEd [kN]	117.78

VERIFICHE

Sezione non armata a taglio

VRd [kN]	98.54
	Armare!!!

Sezione armata a taglio

Crisi armatura a taglio

VRsd [kN]	223.93
VRcd [kN]	314.16
VRd [kN]	223.93
	Verificato

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	123.3 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{Ed}	-51.96 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	860 mm	Altezza totale della sezione	
B	300 mm	Base della sezione	
d	810 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	763 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	339 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	430 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	274530 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	1.8288E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	108.53 kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Calcolo delle tensioni nel caso di presso(tenso)-flessione (sezione fessurata)			
$e = M/N$	2372.98 mm	Grande eccentricità -> Calcola posizione asse neutro	
a	1942.98 mm	Distanza dal baricentro del centro di pressione	
x_c	232 mm	Posizione dell'asse neutro	<input type="button" value="CALCOLA"/> OK
I_n	5.2422E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
S_n	2.4099E+06 mm ³	Momento statico	
σ_{tmax}	186.84 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	-5.01 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	272 kNm	Momento allo snervamento	

VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Q. Perm.		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.36 MPa f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	72.35	kNm	<i>Sollecitazione flettente</i>
N_{Ed}	-51.96	kN	<i>Sforzo normale (negativo se di compressione)</i>
c	50	mm	<i>Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo</i>
H	860	mm	<i>Altezza totale della sezione</i>
B	300	mm	<i>Base della sezione</i>
d	810	mm	<i>Altezza utile della sezione</i>
A_s	763	mm ²	<i>Armatura tesa</i>
$A's$	339	mm ²	<i>Armatura compressa</i>
n	15		<i>Omogeneizzazione acciaio/cls compr.</i>
y	430	mm	<i>Posizione del baricentro</i>
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	274530	mm ²	<i>Area omogeneizzata</i>
I^*	1.8288E+10	mm ⁴	<i>Inerzia omogeneizzata</i>
M_{fess}	108.53	kNm	<i>Momento di prima fessurazione >MEd</i>
SEZIONE NON FESSURATA			

10. Conclusioni

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.