

lavoro:

**RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA CON ADEGUAMENTO SISMICO
PER CAMBIO DI DESTINAZIONE D'USO DI PARTE
DEI MAGAZZINI COMUNALI PER LA REALIZZAZIONE
DI UN IMPIANTO SPORTIVO DI ATLETICA LEGGERA**

MURO DI CONTENIMENTO IN C.A. PISTA ATLETICA

luogo:

**PROVINCIA DI REGGIO EMILIA
COMUNE DI RUBIERA
Via Della Chiusa, 2/A - 42048 Riubiera (RE)**

data:

Gennaio 2018

contenuto:

**RELAZIONE TECNICA ESPLICATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO**

INTERVENTO PRIVO DI RILEVANZA PER LA PUBBLICA INCOLUMITA' AI FINI SISMICI
AI SENSI DELLA DGR 2272/2016

committente:

**COMUNE DI RUBIERA
Via Emilia, 5
42048 Rubiera (RE)**

tecnico:



**PROGETTISTA STRUTTURALE
PAOLO DELMONTE Ingegnere
Via Franchini, 4/D
42027 Montecchio (RE)**

**COLLABORATORE
RITA PARISOLI Ingegnere**

A

INDICE

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO AMBIENTALE	3
B. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	3
C. NORME DI RIFERIMENTO COGENTI	4
D. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	5
E. DESCRIZIONE DEI MATERIALI	13
F. CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	13
G. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	14
H. METODO DI ANALISI	14
I. CRITERI DI VERIFICA AGLI S.L. INDAGATI IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA	14
J. RISULTATI DELL'ANALISI	15
J.1 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA.....	15
J.2 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	33
K. CODICE DI CALCOLO	33

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO AMBIENTALE

La presente relazione si riferisce alla realizzazione di pista di atletica da costruirsi lungo il fronte Nord del fabbricato "Magazzini Comunali" di proprietà comunale, ubicato in via Della Chiusa n° 2/A a Rubiera (RE).

Identificativi catastali: foglio 27, mappale 186 sub 1-2 - Comune di Rubiera

Coordinate

Longitudine 10°,77928 E

Latitudine 44°,64396 N

H s.l.m. 53 metri



Figura 1 UBICAZIONE INTERVENTO

B. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione, in corrispondenza del fronte Nord del fabbricato, della nuova pista di atletica per uno sviluppo in pianta pari a 29.30 m di lunghezza per 6.05 m di larghezza. Lungo il perimetro della pista stessa, a contenimento della massicciata di sottofondo, è in progetto la realizzazione di muri di contenimento in c.a., progettati per un'altezza massima del terreno di monte pari a 0.80 m. La ciabatta e la mensola dei suddetti muri hanno spessore rispettivamente pari 0.30 m e 0.25 m mentre la base è pari a 0.80 m.

Si ritiene pertanto corretto considerare l'intervento, ai sensi dell'elenco A dell'allegato 1 della Delibera di Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 2272/2016, **privo di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici**, in quanto ricadente al punto A.2.1.a "Opere di sostegno in genere (muri in c.a., gabbionate, muri

cellulari, terre rinforzate), di altezza fuori terra $\leq 1,50\text{m}$, con inclinazione media del terrapieno sull'orizzontale $\leq 15^\circ$ o per le quali non siano presenti carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta. (L0)"

Nella fase di ricerca documentale eseguita in sede di valutazione della sicurezza del fabbricato esistente, è stato possibile reperire tramite l'Amministrazione Comunale una relazione geologica commissionata al Dott. Geol. Giorgio Gasparini, in occasione della realizzazione di un fabbricato in un lotto adiacente a quello dei magazzini oggetto di verifica. Sono state eseguite due penetrometrie statiche che permettono di ricavare le le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni in esame.

Al di sotto del terreno agrario, si mette in evidenza la presenza di limi argillosi ed argille limose; è stata rilevata la presenza di acque libere ad una profondità di circa 4 m dal piano campagna.

E' stato condotto inoltre uno stendimento sismico, con tecnica MASW, che ha fissato per il suolo in esame una Categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti", avendo misurato una velocità V_{s30} pari a 237 m/s.

Al fine di condurre le verifiche di carattere geotecnico in condizioni drenate, è stata chiesta al Dott. Geol. Giorgio Gasparini un'integrazione alle suddette indagini. In tale ambito sono stati forniti i seguenti parametri geotecnici:

$$\varphi' = 32.35^\circ$$

$$c' = 16.3 \text{ KPa}$$

$$\gamma_t = 1850 \text{ daN/m}^3$$

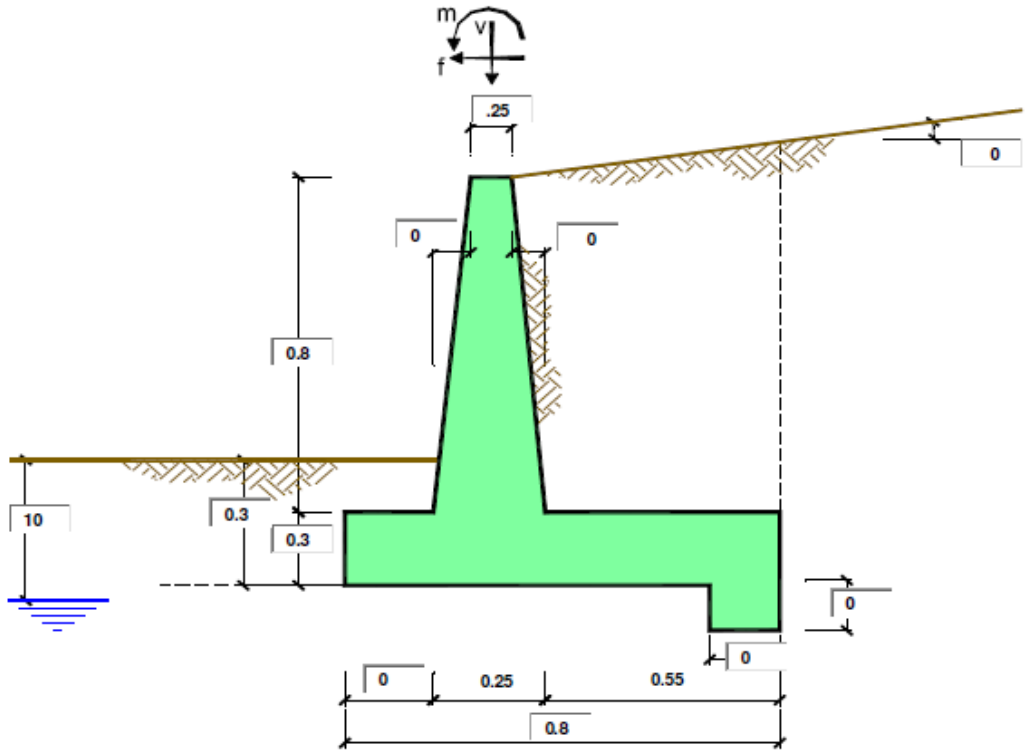
C. NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

Il quadro normativo tecnico, assunto quale riferimento cogente nello sviluppo della progettazione strutturale è il seguente:

- <1> D.P.R. n. 380 06/06/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia"
- <2> D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- <3> Circolare n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 14/01/2008"
- <4> UNI EN 206-1: 2006 "Classi di esposizione ambientale per il calcestruzzo"
- <5> UNI EN 1993-1-1:2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio, parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici"
- <6> Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2272/2016

Nel progetto in esame non è stato fatto uso di norme o documenti tecnici ad integrazione del quadro normativo assunto quale cogente.

D. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE



Dati geotecnici condizioni drenate

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	30.00	24.79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.50	18.50	18.50
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate	<input type="radio"/> Non Drenate		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	16.30	16.30	13.04
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	32.25	32.25	26.78
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.50	18.50	18.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.50	18.50	18.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H - 2"B)	(m)	Hs	2.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	150000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.1617	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.469	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.5	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.11876865	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0594	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.333		0.333		0.409
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.405		0.405		0.489
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.415		0.415		0.501
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	3.288		3.288		2.640
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	3.079		3.079		2.450
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3.051		3.051		2.425

Dati geotecnici condizioni non drenate

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	24.79	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.50	18.50	18.50	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input type="radio"/> drenate	<input checked="" type="radio"/> Non Drenate		
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	c_u	40.00	40.00	28.57	
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	ϕ_1'	0.00	0.00	0.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	18.50	18.50	18.50	
	Peso Unità di Volume del Rinterrato della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	18.50	18.50	18.50	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H= 2*B)	(m)	H_s	2.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	150000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.1617	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.469	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.5	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.11876865	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0594	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.333		0.333		0.409
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.405		0.405		0.489
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.415		0.415		0.501
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	1.000		1.000		1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	1.000		1.000		1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	1.000		1.000		1.000

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte		q_{pm}	0.00	0.00	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	4.00	6.00	6.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f		0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v		0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m		0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1		0.75	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s				
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s				
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s				

Azione sismica (punto 3.2 della <2>)

L'opera è realizzata in area posta in comune di Rubiera (RE), alla quota topografica di 53 m. s.l.m., in zona sismica 3.

Le coordinate rappresentative dell'area sono:

Latitudine 44°,64396 N

Longitudine 10°,77928 E

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in ragione delle caratteristiche dell'opera, si assume:

V_N = vita nominale 50 anni (opere ordinarie)

Classe d'uso II (normale affollamento, opere infrastrutturali, costruzioni ordinarie)

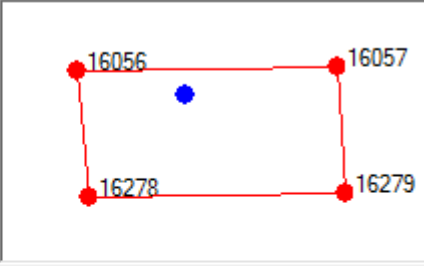
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50$

Dalla zonazione sismica si hanno i seguenti dati:

Par. 3.2 DM 14/1/2008

Reticolo
 Isole
 Interpolaz. con media pond. (DM '08)
 Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) Lat (°)



SLE

SLO

Auto PVR= % TR= anni

Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLD

Auto PVR= % TR= anni

Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLU

SLV

Auto PVR= % TR= anni

Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLC

Auto PVR= % TR= anni

Auto ag/g = Fo= Tc*= s

Nella fase di ricerca documentale, è stato possibile reperire tramite l'Amministrazione Comunale una relazione geologica commissionata al Dott. Geol. Giorgio Gasparini, in occasione della realizzazione di un fabbricato in un lotto adiacente a quello dei magazzini oggetto di verifica.

In tale occasione è stato condotto uno stendimento sismico, con tecnica MASW, che ha fissato per il suolo in esame una Categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti", avendo misurato una velocità V_{s30} pari a 237 m/s e una categoria topografica T1 a cui corrispondono i seguenti coefficienti:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_5=1.469$;
- coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.000$.

Nelle condizioni di carico sismiche, oltre all'addizionale sismica della spinta del terreno, vengono conteggiati gli effetti inerziali ottenuti moltiplicando le masse per i corrispondenti coefficienti di intensità sismica (k_h e k_v).

SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO (STATICA)

coeff. di spinta attiva

$$\lambda_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \Phi/2)$$

spinta terreno

$$S_t = 1/2 * \gamma * H^2 * \lambda_a$$

(punto di applicazione a 1/3 di H)

spinta sovraccarico accidentale

$$S_{qacc} = q * H * \lambda_a$$

(punto di applicazione a 1/2 di H)

Si assume $\delta=2/3\Phi$

SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE

Noti:

$$a_g/g=0.1617 \quad S_S=1.469 \quad S_T=1$$

Considerando la mensola libera di traslare o di ruotare in condizioni sismiche, si assume il fattore $\beta_m=0.24$ (per categoria di suolo C ed essendo soddisfatta la seguente disequazione $0.1 < a_g/g \leq 0.2$).

Si determinano i coefficienti di intensità sismica:

$$k_h = \beta_m * S_S * S_T * a_g/g = 0.0570$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.0285$$

tali coefficienti consentono il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva con la formula di Mononobe-Okabe e si utilizzano anche per valutare le azioni sismiche sulle masse strutturali.

$$\theta_+ = \arctan[k_h / (1 + k_v)] = 3^\circ.1721$$

$$\theta_- = \arctan[k_h / (1 - k_v)] = 3^\circ.3578$$

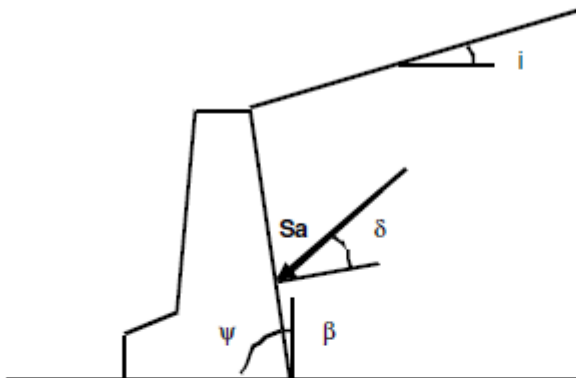
Fissato $i=0^\circ$ (superficie terrapieno orizzontale), e $\beta=0$ (pareti verticali), si applica Mononobe-Okabe per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_{as+} e k_{as-} dai quali si ricavano le addizionali sismiche relative alla spinta del terreno.

Sul terreno di monte si è poi considerato un sovraccarico accidentale pari a:

$$q = 400 \text{ daN/mq.}$$

Si considera inoltre l'addizionale sismica proporzionale al carico gravitazionale del muro.

COEFFICIENTI DI SPINTA



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

Coefficienti di spinta condizioni drenate

Coefficienti di spinta SLE

$\varphi' = 30.0 \text{ (}^\circ\text{)}$ $i = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$ $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$ka_h = Ka \cdot \cos(\delta_{sup} \alpha)$

$ka = 0.3333 \text{ (-)}$ $kah = 0.3333 \text{ (-)}$

SISMICO

$k_h = 0.1188$ $k_v = 0.0594$

$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v))$ $\theta = 6.40 \text{ (}^\circ\text{)}$ $\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v))$ $\theta = 7.20 \text{ (}^\circ\text{)}$

$kas^+ = 0.4050 \text{ (-)}$ $kas^- = 0.4152 \text{ (-)}$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$\varphi_i' = 32.25$
 0.562869

- condizioni statiche

$k_p = 3.2883 \text{ (-)}$ (Rankine)

- condizioni sismiche

$kps^+ = 3.0785 \text{ (-)}$

$kps^- = 3.0510 \text{ (-)}$

Coefficienti di spinta SLU STR/GEO

$$\varphi' = 30.00 \quad \delta_{supid} = 0.00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$kah = Ka \cdot \cos(\delta_{supid})$$

$$ka = 0.3333 \quad (-) \quad kah = 0.3333 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0.4050 \quad (-) \quad kas^- = 0.4152 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 32.25$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 3.2883 \quad (-) \quad (\text{Rankine}) \quad kps^+ = 3.0785 \quad (-)$$

$$kps^- = 3.0510 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 24.8 \quad \delta_{supid} = 0.00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$kah = Ka \cdot \cos(\delta_{supid})$$

$$ka = 0.4091 \quad (-) \quad kah = 0.4091 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0.4894 \quad (-) \quad kas^- = 0.5010 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 26.78$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 2.6404 \quad (-) \quad (\text{Rankine}) \quad kps^+ = 2.4504 \quad (-)$$

$$kps^- = 2.4251 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta condizioni non drenate

Coefficienti di spinta SLE

$\varphi' = 30.0$ (°) $i = 0.0$ (°) $\delta = 0.00$ (°)

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$ka_h = Ka \cdot \cos(\delta_{sup} \alpha)$

$ka = 0.3333$ (-) $ka_h = 0.3333$ (-)

SISMICO

$k_h = 0.1188$ $k_v = 0.0594$

$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v))$ $\theta = 6.40$ (°) $\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v))$ $\theta = 7.20$ (°)

$kas^+ = 0.4050$ (-) $kas^- = 0.4152$ (-)

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$\varphi_1' = 0.00$
0

- condizioni statiche

$k_p = 1.0000$ (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

$kps^+ = 1.0000$ (-)

$kps^- = 1.0000$ (-)

Coefficienti di spinta SLU STR/GEO

$$\varphi' = 30.00 \quad \delta_{supid} = 0.00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0.3333 \quad (-) \quad kah = Ka \cdot \cos(\delta_{supid}) = 0.3333 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0.4050 \quad (-) \quad kas^- = 0.4152 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 0.00$$

- condizioni statiche

$$kp = 1.0000 \quad (-) \quad \text{(Rankine)} \quad kps^+ = 1.0000 \quad (-)$$

- condizioni sismiche

$$kps^- = 1.0000 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 24.8 \quad \delta_{supid} = 0.00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0.4091 \quad (-) \quad kah = Ka \cdot \cos(\delta_{supid}) = 0.4091 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0.4894 \quad (-) \quad kas^- = 0.5010 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 0.00$$

- condizioni statiche

$$kp = 1.0000 \quad (-) \quad \text{(Rankine)} \quad kps^+ = 1.0000 \quad (-)$$

- condizioni sismiche

$$kps^- = 1.0000 \quad (-)$$

E. DESCRIZIONE DEI MATERIALI

La scelta dei materiali è finalizzata a garantire la necessaria durabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche per tutta la vita utile prevista per la struttura.

CEMENTO ARMATO

Le opere di cemento armato in fondazione devono effettuarsi con i seguenti materiali:

- Calcestruzzo classe C25/30 (classe di esposizione ambientale XC2, in conformità con la UNI EN 206-1: 2006)
- Acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata B 450 C controllato in cantiere

STRUTTURE DI FONDAZIONE IN C.A.

Si definisce una classe di esposizione ambientale XC2.

Rapporto A/C max	0.6
Contenuto minimo di cemento	300 daN/m ³
Classe di resistenza minima (N/mm ²)	C25/30
Copriferro minimo (mm)	25

CALCESTRUZZO CLASSE C25/30

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}=250 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}=300 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =26 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =18.2 \text{ daN/cm}^2$
Valore medio modulo di elasticità normale	$E=314758 \text{ daN/cm}^2$
Valore medio modulo di elasticità tangenziale	$G=131149 \text{ daN/cm}^2$

ACCIAIO B450C

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$
Valore medio modulo di elasticità normale	$E=2000000 \text{ daN/cm}^2$
Valore medio modulo di elasticità tangenziale	$G=769231 \text{ daN/cm}^2$

F. CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

L'analisi strutturale è stata svolta risolvendo gli schemi a mensola sottoposti ad analisi statiche e sismiche lineari.

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche dei seguenti stati limite (par. 6.5.3.1.1 delle <2>):

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Si adotta l' approccio progettuale **2** che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo ($\gamma_R=1$).

SLU DI SCORRIMENTO

Le rimanenti verifiche (scorrimento, collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e ribaltamento) vengono effettuate secondo l'Approccio 2:

(A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Le verifiche di tipo geotecnico sono effettuate secondo l'Approccio 2.

Le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) sono effettuate considerando il muro controterra come corpo rigido.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale (SLV), il dimensionamento della ciabatta di fondazione e della mensola verticale sono effettuati considerando lo schema statico di trave incastrata.

G. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Vedi paragrafo D.

H. METODO DI ANALISI

Vedi paragrafo F.

I. CRITERI DI VERIFICA AGLI S.L. INDAGATI IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche dei seguenti stati limite (par. 6.5.3.1.1 delle <2>):

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

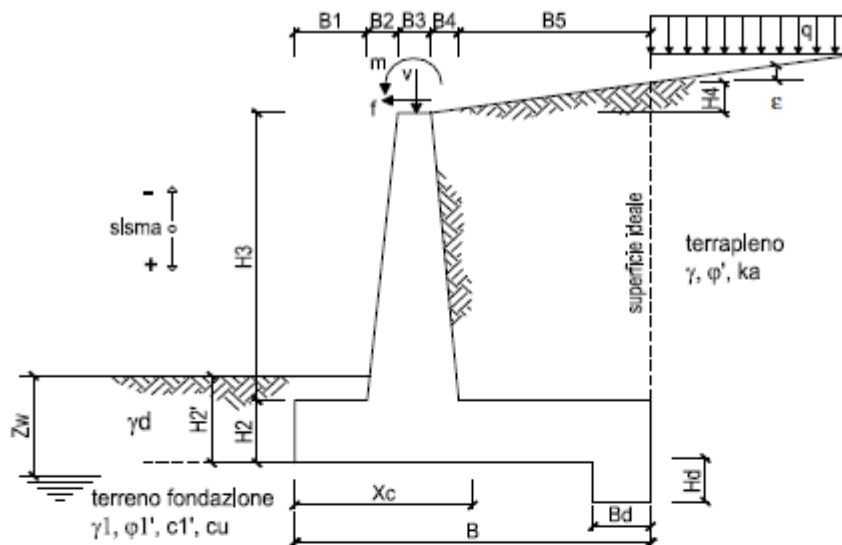
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

J. RISULTATI DELL'ANALISI

J.1 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.25	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	0.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.55	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.40	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	5.00	5.00	4.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	6.00	6.00	5.40
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	11.00	11.00	9.90

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	8.14	8.14	7.33
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	8.14	8.14	7.33

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	2.2	3.3
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 * (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	0.63	0.63	0.56
Mm3 =	$Pm3 * (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	2.40	2.40	2.16
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	3.03	3.03	2.72

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

Mt1 =	$Pt1 * (B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	4.27	4.27	3.85
Mt2 =	$Pt2 * (B1+B2+B3+2/3 * (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 * (B1+B2+B3+2/3 * B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr * (B1+B2+B3+1/2 * (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	4.27	4.27	3.85

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B1+B2+B3+1/2 * (B4+B5))$	(kNm/m)	1.155	1.7325
Sovr acc. Sism	$qs * (B1+B2+B3+1/2 * (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)	1.31	
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)	0.65	

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

Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)	0.97	
Ptsh v =	$Pt * kv$	(kN/m)	0.48	

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

MPs1 h =	$kh * Pm1 * (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 h =	$kh * Pm2 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.42	
MPs3 h =	$kh * Pm3 * (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 h =	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)	0.11	
MPs5 h =	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0.52	

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

MPs1 v =	$kv * Pm1 * (B1+2/3 * B2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 v =	$kv * Pm2 * (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.04	
MPs3 v =	$kv * Pm3 * (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 v =	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	0.14	
MPs5 v =	$kv * Pm5 * (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0.18	

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

MPts1 h =	$kh * Pt1 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.68	
MPts2 h =	$kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h =	$kh * Pt3 * (H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.68	

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

MPts1 v =	$kv * Pt1 * ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) * 0.5)$	(kNm/m)	0.25	
MPts2 v =	$kv * Pt2 * ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v =	$kv * Pt3 * ((H2+H3*2/3) - (B1+B2+B3+2/3 * B4) * 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.25	

Condizioni drenate

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 3.73	4.85	5.04
Sq perm =	$q' \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q' \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 1.47	2.20	2.70

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3.73	4.85	5.04
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 1.47	2.20	2.70

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \right)$	(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) 1.37	1.78	1.85
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.81	1.21	1.49
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	19.14	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + f$	7.05	(kN/m)	
-----	-----------------	------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.63	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.71	>	1.1
------------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	6.57	(kNm/m)	
------	--------------------	------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	3.33	(kNm/m)	
------	-------------------------------------	------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.97	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v$ (+ Sovr acc)	19.14	22.44	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	7.05	7.05	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	4.31	6.04	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	3.35	2.93	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	16.30		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.25		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.13	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.45	0.54	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	23.87		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	36.24		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	31.38		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.58	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0.46	0.49	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	479.26	490.36	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	11.28	>	1.4
		Nmax	11.77	>	

Condizioni non drenate

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		20.28	20.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		7.08		(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)		4.77	4.77	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		3.34	3.34	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	40.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.16	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.47	0.47	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot cu \cdot N_c))$		0.85	0.85	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		--	--	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	181.15	181.15	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.20	>	1.4
		Nmax	4.20	>	

Condizioni drenate

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	3.73	3.73	4.58
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.07	1.07	1.22
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^*$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^*$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.73	3.73	4.58
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.07	1.07	1.22
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1.37	1.37	1.68
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	0.39	0.39	0.45
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 2 - h_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^* / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	20.28	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	7.08	(kN/m)
---	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.63	(-)
--------------------	------	-----

Fs = (N * f + Sp) / T	1.81	>	1.1
------------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	7.30	(kNm/m)
------------------------------	------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSP + MP_s + M_{pts}$	2.89	(kNm/m)
---	------	---------

Fr = Ms / Mr	2.52	>	1
---------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)$		20.28	20.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		7.08		(kN/m)
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		4.77	4.77	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		3.34	3.34	(kNm/m)
$M = Xc \cdot N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	16.30		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.25		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma \cdot d'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.16	(m)
$B' = B - 2e$	larghezza equivalente	0.47	0.47	(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)	23.87		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+π in cond. nd)	36.24		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	31.38		(-)

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)	0.61	0.61	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.59	0.59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B' \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	497.37	497.37	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B' / N$	Nmin	11.54	>	1.4
		Nmax	11.54	>	

Condizioni non drenate

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	20.28	20.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	7.08		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	4.77	4.77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	3.34	3.34	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	40.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.16	0.16	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.47	0.47	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c \cdot \cot \varphi))$		0.85	0.85	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m-1}$		- -		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	181.15	181.15	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.20	>	1.4
		Nmax	4.20	>	

Condizioni drenate

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)	3.73	3.73	4.58
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.64	0.64	0.69
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.73	3.73	4.58
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.64	0.64	0.69
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

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

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	1.37	1.37	1.68
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	0.23	0.23	0.25
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	18.00	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pth$	6.64	(kN/m)
--	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = tg \phi_1'$	0.63	(-)
------------------	------	-----

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad 1.71 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	7.30	(kNm/m)
-------------------------	------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts$	3.57	(kNm/m)
---	------	---------

$$Fr = Ms / Mr \quad 2.05 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		18.00	18.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		6.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		4.06	4.06	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		3.14	3.14	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	16.30		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.25		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.17	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.45	0.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	23.87		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	36.24		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	31.38		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.58	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		0.47	0.47	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	486.48	486.48	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	12.20	>	1.4
		Nmax	12.20	>	

Condizioni non drenate

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsh}$	18.00	18.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	6.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	4.06	4.06	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	3.14	3.14	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	40.00		(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.17	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.45	0.45	(m)

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

$N_q = i_q^2 (45 + \varphi/2) \cdot e^{(1.44 \cdot \varphi)}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.86	0.86	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		-	-	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	181.77	181.77	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.56	>	1.4
		Nmax	4.56	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

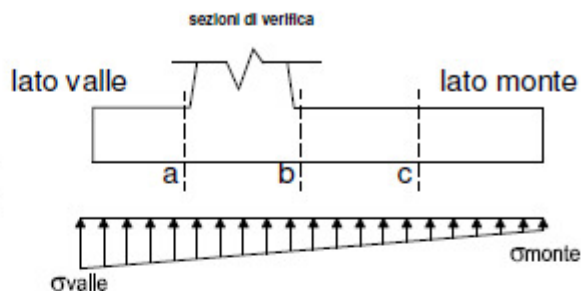
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 0.11 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	19.14	3.35	56.66	0.00
	22.44	2.93	55.55	0.55
sisma+	20.28	3.34	57.44	0.00
	20.28	3.34	57.44	0.00
sisma-	18.00	3.14	53.18	0.00
	18.00	3.14	53.18	0.00



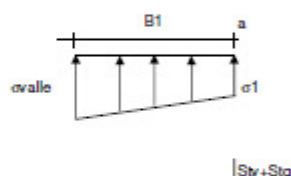
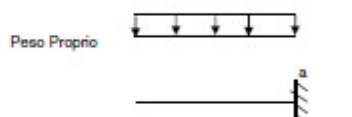
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 7.50 (kN/m)

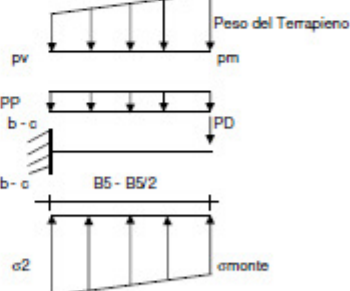
$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 \pm kv)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	56.66	56.66	0.00	0.00
	55.55	55.55	0.00	0.00
sisma+	57.44	57.44	0.00	0.00
	57.44	57.44	0.00	0.00
sisma-	53.18	53.18	0.00	0.00
	53.18	53.18	0.00	0.00



↓ Str+Stq



Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

Nmin N max stat N max sism

pm = 14.80 20.80 14.80 (kN/m²)

pvb = 14.80 20.80 14.80 (kN/m²)

pvc = 14.80 20.80 14.80 (kN/m²)

$$M_b = (\sigma_{monte} (p_{vb} + PP) (1 \pm kv))' B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte})' B^2/6 - (pm - p_{vb})' (1 \pm kv)' B^2/3 +$$

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

$$M_c = (\sigma_{monte} (p_{vc} + PP) (1 \pm kv))' (B/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte})' (B/2)^2/6 - (pm - p_{vc})' (1 \pm kv)' (B/2)^2/3 +$$

$$- (Str + Sqv)' (B/2) \cdot PD' (1 \pm kv)' (B/2 - Bd/2) \cdot PD' kh' (Hd + H/2) + Msp + Sp' H/2$$

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

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

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	35.89	-2.30	-4.67	12.63	-0.80	-5.18
	0.55	38.36	-2.29	-4.98	19.48	-0.81	-5.03
sisma+	0.00	37.10	-2.29	-4.53	14.73	-0.81	-5.16
	0.00	37.10	-2.29	-4.53	14.73	-0.81	-5.16
sisma-	0.00	33.54	-2.15	-4.37	11.94	-0.75	-4.88
	0.00	33.54	-2.15	-4.37	11.94	-0.75	-4.88

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

$$M_t \text{ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a, \text{stat}} \cdot (1 + kv) - K_{a, \text{att}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \alpha \cdot h/3$$

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

$$M_{\text{est}} = m \cdot l \cdot h$$

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

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

$$N_{\text{pp-inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 + kv)$$

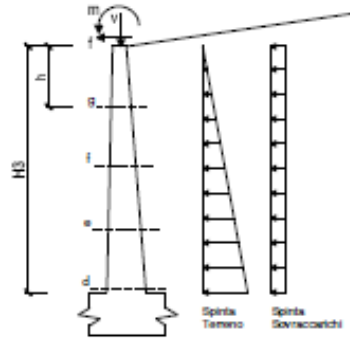
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot h^2$$

$$V_t \text{ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a, \text{stat}} \cdot (1 + kv) - K_{a, \text{att}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a, \text{stat}} \cdot q \cdot h$$

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

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.88	0.84	0.00	1.32	0.00	5.00	5.00
e-e	0.80	0.29	0.38	0.00	0.65	0.00	3.75	3.75
f-f	0.40	0.09	0.16	0.00	0.25	0.00	2.50	2.50
g-g	0.20	0.01	0.04	0.00	0.05	0.00	1.25	1.25

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{est} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	2.57	1.80	0.00	4.17
e-e	0.80	1.44	1.20	0.00	2.64
f-f	0.40	0.64	0.80	0.00	1.44
g-g	0.20	0.16	0.40	0.00	0.56

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.15	0.00	0.00	0.24	0.91	0.00	5.30	5.30
e-e	0.80	0.22	0.06	0.00	0.00	0.13	0.42	0.00	3.97	3.97
f-f	0.40	0.07	0.02	0.00	0.00	0.06	0.14	0.00	2.85	2.85
g-g	0.20	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.00	1.32	1.32

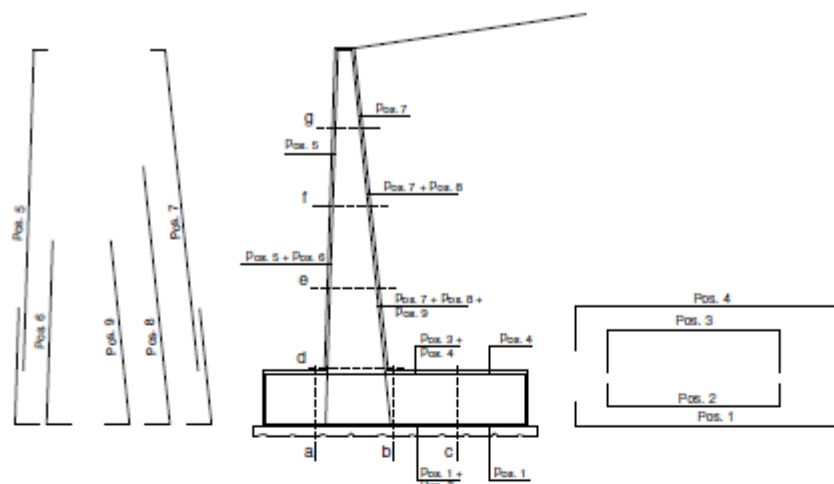
sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{est} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	1.97	0.57	0.00	0.00	0.59	3.13
e-e	0.80	1.11	0.32	0.00	0.00	0.45	1.87
f-f	0.40	0.49	0.14	0.00	0.00	0.30	0.93
g-g	0.20	0.12	0.04	0.00	0.00	0.15	0.31

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.09	0.00	0.00	0.24	0.85	0.00	4.70	4.70
e-e	0.80	0.22	0.04	0.00	0.00	0.13	0.39	0.00	3.53	3.53
f-f	0.40	0.07	0.01	0.00	0.00	0.06	0.14	0.00	2.35	2.35
g-g	0.20	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	1.18	1.18

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{est} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	1.97	0.34	0.00	0.00	0.59	2.91
e-e	0.80	1.11	0.19	0.00	0.00	0.45	1.75
f-f	0.40	0.49	0.08	0.00	0.00	0.30	0.87
g-g	0.20	0.12	0.02	0.00	0.00	0.15	0.29

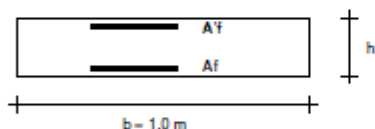
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	Il strato	pos	n°/ml	ϕ	Il strato
1	5.0	10		5	5.0	10	
2	0.0	10	□	6	0.0	10	□
3	0.0	10	□	7	5.0	10	
4	5.0	10		8	0.0	10	□
				9	0.0	10	□

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	0.00	0.00	0.30	3.93	3.93	42.07
b-b	-2.30	0.00	0.30	3.93	3.93	42.07
c-c	-0.81	0.00	0.30	3.93	3.93	42.07
d-d	1.32	5.00	0.25	3.93	3.93	34.88
e-e	0.85	3.75	0.25	3.93	3.93	34.78
f-f	0.25	2.50	0.25	3.93	3.93	34.83
g-g	0.05	1.25	0.25	3.93	3.93	34.51

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

Sez.	V _{ed}	h	V _{ed}	ϕ staffe	I orizz.	I vert.	θ	V _{rad}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a-a	0.00	0.30	114.08	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
b-b	4.86	0.30	114.08	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
c-c	5.18	0.30	114.08	10	20	20	21.8	432.18	Armatura a taglio non necessaria
d-d	4.17	0.25	99.59	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
e-e	2.84	0.25	99.44	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
f-f	1.44	0.25	99.29	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
g-g	0.56	0.25	99.14	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

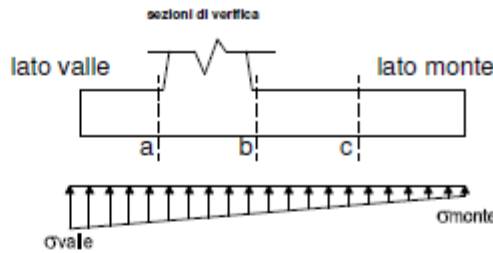
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 0.11 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	19.14	2.33	45.77	2.08
	20.79	2.12	45.90	6.07
Q.P.	19.14	1.73	40.10	7.75
	19.14	1.73	40.10	7.75

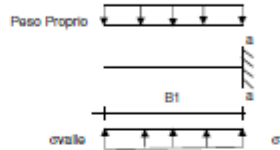


Mensola Lato Valle

$$PP = 7.50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	45.77	45.77	0.00
	45.90	45.90	0.00
Q.P.	40.10	40.10	0.00
	40.10	40.10	0.00



Mensola Lato Monte

$$PP = 7.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

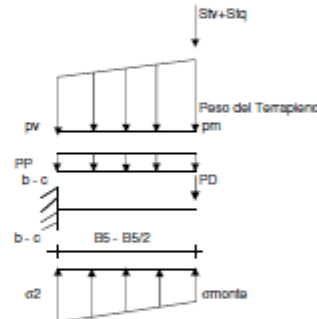
$$PD = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP
pm	14.80	17.80	14.80 (kN/m ²)
pvb	14.80	17.80	14.80 (kN/m ²)
pvc	14.80	17.80	14.80 (kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot (BS/2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (BS/2)^2 \cdot (p_{m} - p_{vb}) \cdot (BS/2) - (Stv + Sqv) \cdot BS \cdot PD \cdot (BS - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (BS/2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (BS/2)^2 \cdot (p_{m} - p_{vc}) \cdot (BS/2) - (Stv + Sqv) \cdot (BS/2) \cdot PD \cdot (BS/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

caso	σ_{monte}	σ_2	Mb	$\sigma_2 c$	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	2.08	32.12	-1.54	17.10	-0.58
	6.07	33.46	-1.53	19.76	-0.55
Q.P.	7.75	29.99	-1.08	18.87	-0.41
	7.75	29.99	-1.08	18.87	-0.41



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

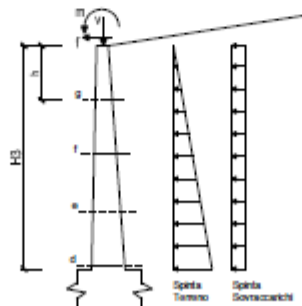
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$Mt = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soil} \cdot y^2 \cdot h^3/3$$

$$Mq = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soil} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{es} = m \cdot l^2 \cdot h$$

$$N_{es} = v$$



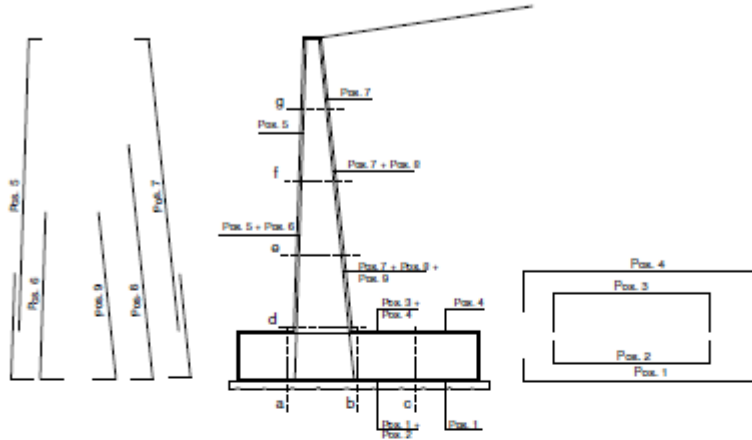
sezione	h [m]	condizione Frequente						
		Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{es} [kNm/m]	M _{es} [kNm/m]	N _{es} [kN/m]	N _{es} [kN/m]	N _{es} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.32	0.00	0.85	0.00	5.00	5.00
e-e	0.60	0.22	0.18	0.00	0.40	0.00	3.75	3.75
f-f	0.40	0.07	0.08	0.00	0.15	0.00	2.50	2.50

g-g | 0.20 | 0.01 | 0.02 | 0.00 | 0.03 | 0.00 | 1.25 | 1.25 |

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{es}	M _{em}	N _{es}	N _{ep}	N _{em}
	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
d-d	0.80	0.53	0.00	0.00	0.53	0.00	5.00	5.00
e-e	0.60	0.22	0.00	0.00	0.22	0.00	3.75	3.75
f-f	0.40	0.07	0.00	0.00	0.07	0.00	2.50	2.50
g-g	0.20	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	1.25	1.25

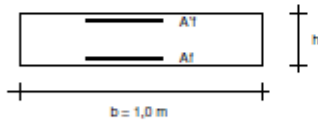
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	10	□	5	5.0	10	□
2	0.0	10	□	6	0.0	10	□
3	0.0	10	□	7	5.0	10	□
4	5.0	10	□	8	0.0	10	□
				9	0.0	10	□

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	A _f	A _t	σ _c	σ _f	w _k	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	0.00	0.00	0.30	3.93	3.93	0.00	0.00	0.000	0.300
b-b	-1.54	0.00	0.30	3.93	3.93	0.27	16.81	0.025	0.300
c-c	-0.58	0.00	0.30	3.93	3.93	0.10	6.26	0.009	0.300
d-d	0.85	5.00	0.25	3.93	3.93	0.19	5.04	0.006	0.300
e-e	0.40	3.75	0.25	3.93	3.93	0.08	1.04	0.001	0.300
f-f	0.15	2.50	0.25	3.93	3.93	0.02	0.00	0.000	0.300
g-g	0.03	1.25	0.25	3.93	3.93	0.00	-	-	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A _f	A _t	σ _c	σ _f	w _k	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	0.00	0.00	0.30	3.93	3.93	0.00	0.00	0.000	0.400
b-b	-1.08	0.00	0.30	3.93	3.93	0.19	11.75	0.017	0.400
c-c	-0.41	0.00	0.30	3.93	3.93	0.07	4.46	0.007	0.400
d-d	0.53	5.00	0.25	3.93	3.93	0.10	1.29	0.001	0.400
e-e	0.22	3.75	0.25	3.93	3.93	0.04	0.00	0.000	0.400
f-f	0.07	2.50	0.25	3.93	3.93	0.00	-	-	0.400
g-g	0.01	1.25	0.25	3.93	3.93	0.00	-	-	0.400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

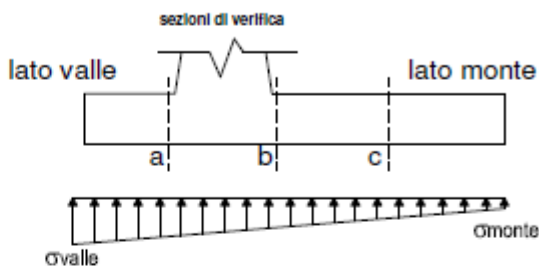
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 0.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 0.11 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	19.14	2.53	47.68	0.19
	21.34	2.26	47.84	5.51
sisma+	20.28	3.34	57.44	0.00
	20.28	3.34	57.44	0.00
sisma-	18.00	3.14	53.18	0.00
	18.00	3.14	53.18	0.00

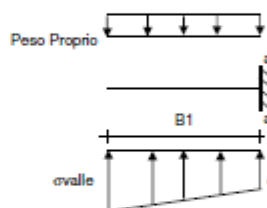


Mensola Lato Valle

Peso Proprio: PP = 7.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	47.68	47.68	0.00
	47.84	47.84	0.00
sisma+	57.44	57.44	0.00
	57.44	57.44	0.00
sisma-	53.18	53.18	0.00
	53.18	53.18	0.00



Mensola Lato Monte

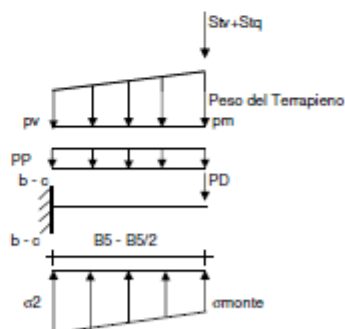
PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	14.80	18.80	14.80	(kN/m ²)
pvb	14.80	18.80	14.80	(kN/m ²)
pvc	14.80	18.80	14.80	(kN/m ²)

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

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

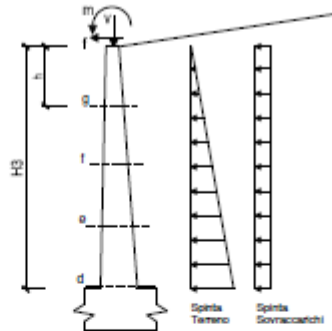
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	0.19	32.83	-1.70	16.51	-0.63
	5.51	34.61	-1.68	20.06	-0.60
sisma+	0.00	37.10	-2.29	14.73	-0.81
	0.00	37.10	-2.29	14.73	-0.81
sisma-	0.00	33.54	-2.15	11.94	-0.75
	0.00	33.54	-2.15	11.94	-0.75



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot \gamma (1 \pm kv) h^2 h/3$
 $M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a, \text{stat}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a, \text{diz}}) \cdot h^2 h/2 \quad o \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{acc} = m \cdot F \cdot h$
 $M_{spinta} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$
 $N_{acc} = v$
 $N_{spinta} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{acc} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{acc} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.43	0.00	0.95	0.00	5.00	5.00
e-e	0.60	0.22	0.24	0.00	0.46	0.00	3.75	3.75
f-f	0.40	0.07	0.11	0.00	0.17	0.00	2.50	2.50
g-g	0.20	0.01	0.03	0.00	0.03	0.00	1.25	1.25

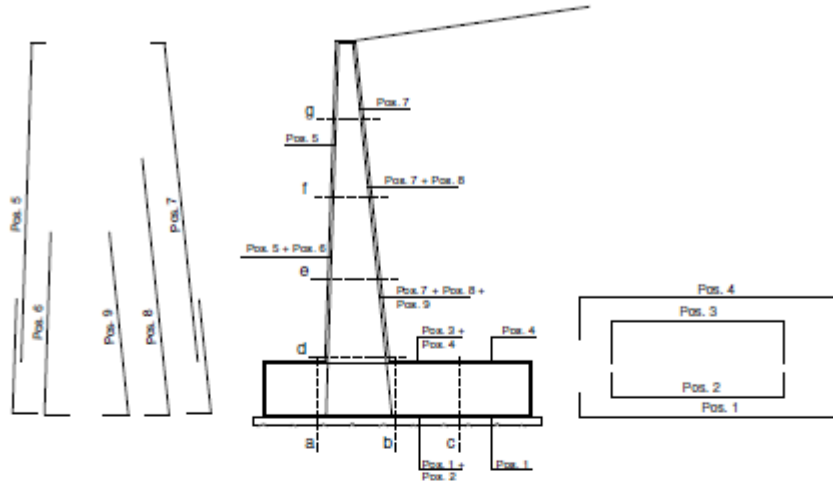
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{acc} [kNm/m]	M _{spinta} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{acc} [kN/m]	N _{spinta} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.15	0.00	0.00	0.24	0.91	0.00	5.30	5.30
e-e	0.60	0.22	0.06	0.00	0.00	0.13	0.42	0.00	3.97	3.97
f-f	0.40	0.07	0.02	0.00	0.00	0.06	0.14	0.00	2.85	2.85
g-g	0.20	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.00	1.32	1.32

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{acc} [kNm/m]	M _{spinta} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{acc} [kN/m]	N _{spinta} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	0.80	0.53	0.09	0.00	0.00	0.24	0.85	0.00	4.70	4.70
e-e	0.60	0.22	0.04	0.00	0.00	0.13	0.39	0.00	3.53	3.53
f-f	0.40	0.07	0.01	0.00	0.00	0.06	0.14	0.00	2.35	2.35
g-g	0.20	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	1.18	1.18

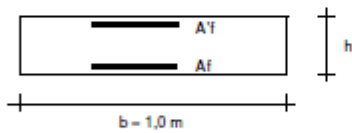
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°ml	φ	Il strato	pos	n°ml	φ	Il strato
1	5.0	10	□	5	5.0	10	□
2	0.0	10		6	0.0	10	
3	0.0	10		7	5.0	10	
4	5.0	10		8	0.0	10	
				9	0.0	10	□

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	εc	εf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
a-a	0.00	0.00	0.30	3.93	3.93	0.00	0.00	
b-b	-1.70	0.00	0.30	3.93	3.93	0.30	18.50	
c-c	-0.83	0.00	0.30	3.93	3.93	0.11	8.88	
d-d	0.95	5.00	0.25	3.93	3.93	0.22	6.42	
e-e	0.46	3.75	0.25	3.93	3.93	0.09	1.67	
f-f	0.17	2.50	0.25	3.93	3.93	0.03	0.06	
g-g	0.03	1.25	0.25	3.93	3.93	0.01	-	sez. compressa

Condizione Sismica	Sez.	M	N	h	Af	A'f	εc	εf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
a-a	0.00	0.00	0.30	3.93	3.93	0.00	0.00	
b-b	-2.29	0.00	0.30	3.93	3.93	0.40	24.90	
c-c	-0.81	0.00	0.30	3.93	3.93	0.14	8.85	
d-d	0.91	4.70	0.25	3.93	3.93	0.21	6.29	
e-e	0.42	3.53	0.25	3.93	3.93	0.08	1.40	
f-f	0.14	2.35	0.25	3.93	3.93	0.02	0.01	
g-g	0.03	1.18	0.25	3.93	3.93	0.01	-	sez. compressa

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

J.2 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Vista la limitata rilevanza dell'intervento in oggetto, si omettono i contenuti del presente paragrafo.

K. CODICE DI CALCOLO

Per la modellazione del muro di sostegno è stato utilizzato il foglio di calcolo PROGETTI E CALCOLO DI GEOTECNICA CON EXCEL, terza edizione, aggiornata e ampliata secondo le NTC 2008, di Marco Mancina, Roberto Nori, Pia Iasiello, DEI s.r.l. TIPOGRAFIA DEL GENIO CIVILE.