COMUNE DI ZOLA PREDOSA

CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA

MESSA IN SICUREZZA STRADALE A SEGUITO DI EVENTO FRANOSO VIA DON MINZONI INCROCIO VIA VALLE

ALLEGATI: REL11 – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Il TECNICO:

Ing. Marcello Marino

GATE INGEGNERI
Servizi per l'ingegneria civile

ORDINE INGEGNERI PROV. BOLOGNA
INGEGNERE
MARCELLO MARINO
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
N° 7426/A
Settori civile ambientale, industriale, dell'informazione

SPAZIO RISERVATO AGLI ENTI

COMMITTENTE:

COMUNE DI ZOLA PREDOSA

ALLEGATI: 1	**NOME FILE:** REL11_RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.doc	**N. PAGINE:** 35

Rev.	***Data***	***Note Revisione***	***Contr.***	***App.***
00	Ottobre 2021	EMISSIONE	x	x

SOMMARIO

1 PREMESSA 3

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 4

3 INQUADRAMENTO E DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTO 5

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 7

4.1 CALCESTRUZZO 7
4.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO 8

5 CARATTERISTICHE DEI TERRENI 10

6 DEFINIZIONE COEFFICIENTI DI SPINTA 11

7 DEFINIZIONE AZIONE SISMICA 12

8 CRITERI DI VERIFICA 15

8.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI 15
8.1.1 Capacità Portante Opera di sostegno 15
8.1.2 Modello di Rottura Per Scorrimento 20
8.1.3 Capacità portante in Condizioni Sismiche 21
8.1.1 Verifica a ribaltamento 21
8.1.2 Stabilità globale terreno-muro 22

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 23

9.1 MURO DI SOSTEGNO 23

10 ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE 25

10.1 VERIFICHE GEOTECNICHE 25
10.1.1 Verifica Stabilità Globale 25
10.1.2 Verifica carico limite e scorrimento 27
10.1.3 Verifica Ribaltamento 30
10.1 VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO 33
10.1 VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO 34
10.1.1 Verifica Fessurazione 34
10.1.1 Verifica Tensione 35

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa agli interventi di ripristino delle normali condizioni di transitabilità nel tempo di via Don Minzoni in prossimità del civ. 19. Nel tratto in questione la viabilità è interessata da un fenomeno di erosione spondale, come indicato anche nella relazione geologica redatta dalla GEOTEA s.r.l. e parte integrante di questo progetto.

L'intervento prevede la modifica del tracciato stradale, allontanandolo dalla scarpata Sud-Ovest, interessando parte della proprietà privata presente a Nord. La stessa proprietà privata, è delimitata da un muro di recinzione in muratura che presenta numerose criticità strutturali, che potrebbero nel tempo portare a collassi parziali dello stesso andando ad interessare la viabilità. Per tali ragioni, sia per la modifica del tracciato che andrà ad interessare parte del muro, sia per motivi di sicurezza e omogeneità dell'intervento, l'esistente muro di delimitazione della proprietà verrà integralmente sostituito.

Il presente documento riguarda le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno ricostruito e posto a lato del tracciato stradale nella sua configurazione finale.

Il muro, realizzato in c.c.a., è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- Spessore muro: 0.25m;
- Spessore fondazione: 0.25cm;
- Larghezza fondazione: 1.15m;
- Altezza massima muro: 1.40m;
- Altezza minima muro: 0.70m.

Da un punto di vista normativo l'intervento rientra, per tipologia e dimensioni, tra le categorie di opere prive di rilevanza ai fini sismici e pertanto non sussiste obbligo di denuncia di deposito sismico.

In particolare il manufatto rientra nella fattispecie di cui al p.to **A.2.1.b della DGR 2272/2016:**

" *Opere di sostegno in c.a. a sbalzo di altezza fuori terra ≤ 2.5 m, $\leq 30°$ o per le quali nonsiano presenti carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta, il cui eventuale collasso non pregiudichi la stabilità e la funzionalità di infrastrutture esistenti a monte o a valle.(L2)***"**

Trattandosi di opera strutturale sono stati comunque svolti e riportati i calcoli di dimensionamento degli elementi secondo vigenti norme tecniche. Nel presente documento sono riassunti i risultati ottenuti.

Le analisi strutturali sono state svolte adoperando i metodi della scienza e tecnica delle costruzioni e le verifiche di sicurezza condotte nel rispetto delle prescrizioni normative e dei livelli di sicurezza ivi fissati.

Le unità di misura utilizzate sono quelle del S.I., cioè N, m e loro multipli e sottomultipli rispettivamente per forze e lunghezze.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996"
- **Eurocodice 1 - Parte 1 -** "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo"
- **Eurocodice 7 - Parte 1 -** "Progettazione geotecnica - Regole generali"
- **Eurocodice 8 - Parte 5 -** "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7/2019**

3 INQUADRAMENTO E DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTO

Opera: Infrastruttura di servizio dell'impianto idrico pubblico

Coordinate Geografiche (UTM-ED50):

LAT. **44.469806** **N**

LONG. **11.231929** **E**

Caratteristiche Costruzione:

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	50	1	50

In figura seguente è riportata una vista aerea della zona di intervento:

***Figura 1** – Vista Aerea zona di intervento*

In figura seguente è riportata una rappresentazione in sezione del muro di sostegno. Si rimanda comunque agli elaborati grafici per ulteriori dettagli.

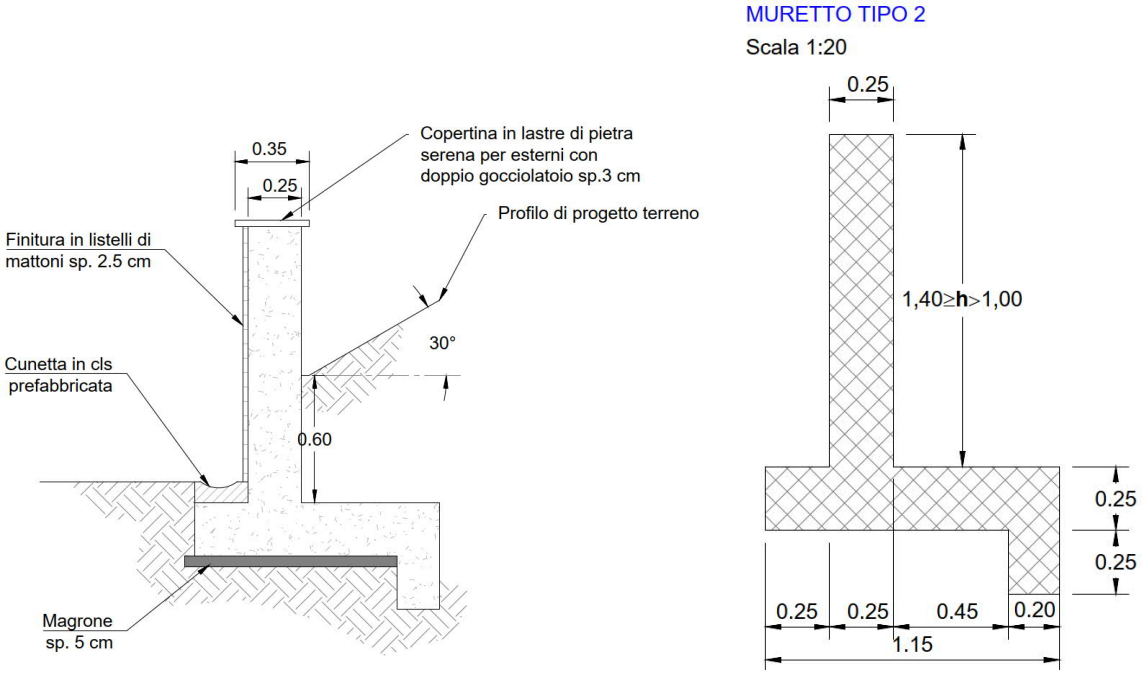


Figura 2 – *Sezioni muro di confine generale (sx) e muto tipo 2 (dx)*

È previsto il riempimento di terreno a tergo del muro di sostegno fino ad una quota pari a +0.60cm a partire dall'estradosso della ciabatta di fondazione.

Il profilo di progetto del terreno avrà pendenza $\leq$30°. di La struttura risulta parzialmente interrata su tre lati e un quarto lato libero con porta di accesso alla cameretta di misurazione.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

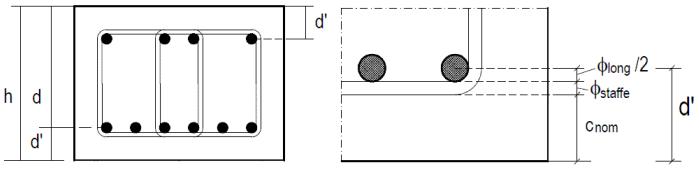
Con riferimento a UNI EN 11104:

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1		C25/30, 0.60, 300						
XC2				C25/30, 0.60, 300				
XC3				C28/35, 0.55, 320				
XC4					C32/40, 0.50, 340			
XD1						C28/35, 0.55, 320		
XD2							C35/45, 0.45, 360	
XD3								C35/45, 0.45, 360
XS1						C28/35, 0.55, 320		
XS2							C35/45, 0.45, 360	
XS3								C35/45, 0.45, 360
XF1	C28/35, 0,50, 320							
XF2 – XF3	C25/30, 0,50, 340							
XF4	C28/35, 0,45, 360							
XA1	C28/35, 0,55, 320							
XA2	C32/40, 0,50, 340							
XA3	C35/45, 0,45, 360							

50 anni
100 anni

$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \ (mm) \geq 20 \ mm$

$c_{min,b} = \phi\sqrt{n_b}$ n_b numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola $n_b = 1$.



Altezze d e d'

Tabella C4.1.IV - *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Getto/i: Ciabatta di fondazione e pareti

Classe di Esposizione strutture: **XC2 – ambiente ordinario**

Classe di Resistenza: C25/30

R_{ck} = 30 MPa = 300.0 daN/cmq

f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 0.83 * 30 MPa = 24.9 MPa = 249 daN/cmq

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.9$ MPa + 8 = 32.9 MPa = 329 daN/cmq

$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 0.30 * (24.9 \text{ MPa})^{2/3} = 2.56$ MPa = 25.6 daN/cmq

$f_{ctk} = 0.70 * f_{ctm} = 0.70 * 2.56$ MPa = 1.79 MPa = 17.9 daN/cmq

$\gamma_m = 1.5$

$\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = (\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_m = (0.85 * 24.9 \text{ MPa}) / 1.5 = 14.11$ MPa = 141.10 daN/cmq

$f_{ctd} = (\alpha_{cc} * f_{ctk}) / \gamma_m = (0.85 * 1.79 \text{ MPa}) / 1.5 = 1.01$ MPa = 10.1 daN/cmq

Modulo elastico: $E_c = 22000 * [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 * [32.9 \text{ MPa} / 10]^{0.3} = 31447.16$ MPa = 314471.6 daN/cmq

Modulo di elasticità tangenziale: $G_c = E / [2 * (1+v)] = 31447.16 \text{ MPa} / [2 * (1+0.16)] = 13554.81$ Mpa = 135548.1 daN/cmq

Peso specifico calcestruzzo = 2400.0 daN/mc

Peso specifico calcestruzzo armato = 2500.0 daN/mc

Prescrizioni esecutive

Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	(Slump) = S4
Contenuto a/c	0.60
Contenuto min. di cemento	360 kg/mc
Copriferro	4.0 cm

Getto/i: Solette di copertura

Classe di Esposizione strutture: **XC4 – XF3**

4.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento fy	≥450 MPa
Limite di rottura ft	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo Agt	≥7%
Rapporto ft/fy	1,13 ≤ Rm/Re ≤ 1,35
Rapporto fy misurato/ fy nom	≤ 1,25

(Valori di calcolo metodo SLU)

Tensione di snervamento caratteristica f_{yk} ≥ 450 N/mm^2

Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} $\geq$ 540	N/mm^2
Tensione di calcolo elastica	σ_s =0.80* f_{yk} =360.00 N/mm^2	
Fattore di sicurezza acciaio	γ_s = 1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	**f_{yd}** = f_{yk} / γ_s = **391.30 N/mm^2**	

5 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Con l'obiettivo di acquisire dati sufficienti alla caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dell'area di intervento, è stato preso in esame quanto riscontrato in una precedente campagna di indagini geologiche e geotecniche condotta nelle immediate vicinanze del sito in cui verrà realizzato tale intervento.

Le indagini geognostiche sito-specifiche sono state condotte dal laboratorio "GEOTEA s.r.l. – Geologia Territorio Ambiente" e descritta nel documento "Progetto di Definitivo-Esecutivo per il ripristino del versante in dissesto a valle della Via Don Minzoni all'altezza del civico n.17" da essi redatto e in allegato alla presente relaizone.

Le risultanze dell'indagine in sito hanno evidenziato la seguente stratigrafia geologica sulla base della quale è stato assunto il modello geotecnico di progetto:

profondità (m.)	litologia	γ_{nk} (kg/cm²)	φ'_k (°)	c'_k (kg/cm²)	c_{uk} (kg/cm²)
0.00 - 0.70	Suolo alterato	-	-	-	-
0.70 – 1.70	Limi sabbioso argillosi	1850	26°	0.19	1.20
1.70 – 3.80	Limi argillosi	1950	24°	0.006	1.65
3.80 – 11.80	Argille molto compatte	2000	24°	0.09	2.50

La falda non è presente alle quote di pertinenza delle strutture.

Le indagini e il modello geotecnico definito sono state estese fino alla quota di -11.80 mt da piano campagna.

La profondità del volume significativo di terreno è stata definita, conformemente a indicazioni tecniche di riconosciuta validità in:

H=1.50B

Dove:

B=1.15 mt dimensione minore della fondazione

Pertanto H=1.50*1.15=1.725mt

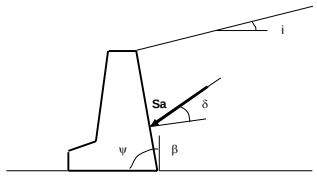
Dal documento succitato si sono inoltre ricavati i parametri utili alla definizione dell'azione sismica attesa in sito:

CATEGORIA SISMICA STRATIGRAFICA: C

CATEGORIA SISMICA TOPOGRAFICA: T3

6 DEFINIZIONE COEFFICIENTI DI SPINTA

COEFFICIENTI DI SPINTA



per $i \le \varphi' - \theta$

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

per $i > \varphi' - \theta$

$$k_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

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

Coefficienti di spinta SLE

φ' = 26.0 (°) i = 30.0 (°) δ = 17.30 (°)

cofficienti di spinta attiva

STATICO

ka = 0.8461 (-) *kah = Ka*cos($\delta_{sup\ id}$)* **kah = 0.8078 (-)**

SISMICO

k_h = 0.1096 k_v = 0.0548

θ^+ = arctg (k_h/(1+k_v)) θ = 5.93 (°) θ^- = arctg (k_h/(1-k_v)) θ = 6.62 (°)

kas^+ = **0.9653** (-) kas^- = **0.9800** (-)

cofficienti di spinta passiva
(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

φ_1' = 26.00
0.453786

- condizioni statiche

kp = **2.5611** (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

kps^+= **2.3878** (-)

kps^-= **2.3667** (-)

Coefficienti di spinta SLU_STR/GEO

φ' = 26.00 $\delta_{sup\ id}$ = 17.30 (°)

cofficienti di spinta attiva

STATICO

ka = 0.8461 (-) *kah = Ka*cos($\delta_{sup\ id}$)* **kah = 0.8078 (-)**

SISMICO

kas^+ = **0.9653** (-) kas^- = **0.9800** (-)

cofficienti di spinta passiva
(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

φ_1' = 26.00

- condizioni statiche

kp = **2.5611** (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

kps^+= **2.3878** (-)

kps^-= **2.3667** (-)

Coefficienti di spinta SLU_EQU

φ' = 21.3 $\delta_{sup\ id}$ = 0.00 (°)

cofficienti di spinta attiva

STATICO

ka = 0.8679 (-) *kah = Ka*cos($\delta_{sup\ id}$)* **kah = 0.8679 (-)**

SISMICO

kas^+ = **0.9397** (-) kas^- = **0.9482** (-)

cofficienti di spinta passiva
(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

φ_1' = 21.32

- condizioni statiche

kp = **2.1422** (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

kps^+= **1.9814** (-)

kps^-= **1.9614** (-)

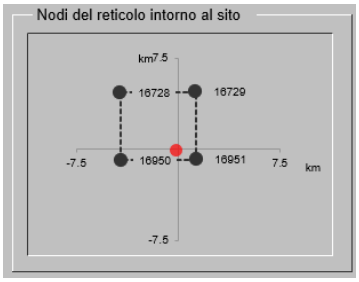
SISMICO SLV

7 DEFINIZIONE AZIONE SISMICA

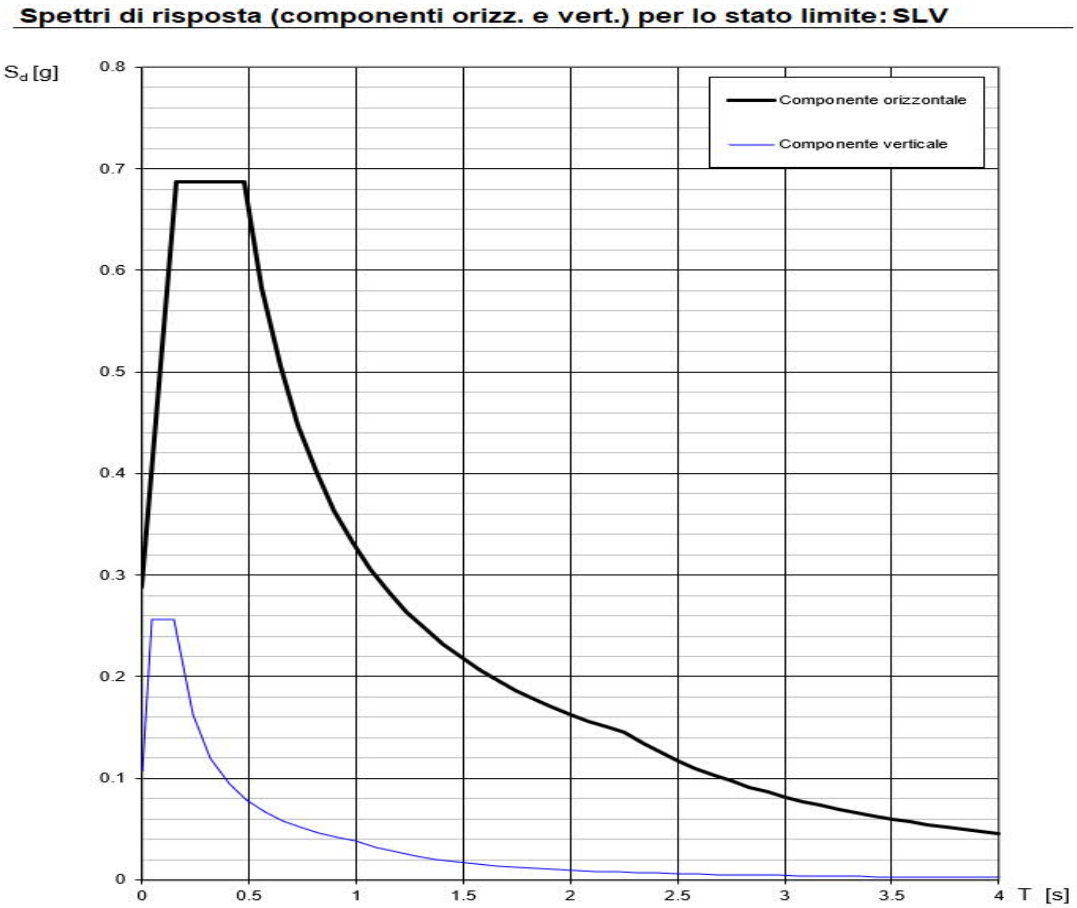
PARAMETRI STRUTTURALI	
Vita Nominale V_N :	**50 anni**
Classe d'Uso:	**II**
Fatt. Struttura q	**1**

Cat. Suolo: **C**

Cat. topografica: **T3**



Spettro elastico (q=1.00) di progetto allo SLV:



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.164 g
F_o	2.387
T_C^*	0.306 s
S_S	1.466
C_C	1.552
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.759
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	2.255 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.288
T_B ←	0.158	0.687
T_C ←	0.475	0.687
	0.560	0.583
	0.644	0.506
	0.729	0.448
	0.814	0.401
	0.899	0.363
	0.983	0.332
	1.068	0.305
	1.153	0.283
	1.238	0.264
	1.322	0.247
	1.407	0.232
	1.492	0.219
	1.577	0.207
	1.661	0.196
	1.746	0.187
	1.831	0.178
	1.916	0.170
	2.000	0.163
	2.085	0.156
	2.170	0.150
T_D ←	2.255	0.145
	2.338	0.135
	2.421	0.126
	2.504	0.117
	2.587	0.110
	2.670	0.103
	2.753	0.097
	2.836	0.091
	2.920	0.086
	3.003	0.082
	3.086	0.077
	3.169	0.073
	3.252	0.070
	3.335	0.066
	3.418	0.063
	3.501	0.060
	3.584	0.057
	3.668	0.055
	3.751	0.052
	3.834	0.050
	3.917	0.048
	4.000	0.046

La stima dell'azione sismica sulle strutture viene svolta, in accordo al §7.11.6.2.1 delle NTC 2018,con riferimento al metodo pseudostatico ipotizzando che la struttura possa spostarsi ovvero eseguendo l'analisi pseudo-statica mediante i metodi dell'equilibrio limite.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h e k_v definiti di seguito secondo quanto indicato al §7.11.6.2.1 delle ntc2018:

- Stato limite di salvaguardia dlela vita (SLV)

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.164	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.466	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.10963334	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0548	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	◉ si	○ no	

- Stato limite di Danno (SLD)

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.067	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.47	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.056682	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0283	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	◉ si	○ no	

Per il calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento alla teoria offerta da Mononobe-Okabe.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

8.1.1 Capacità Portante Opera di sostegno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Dove η_q viene posto pari a η_q>=1.4

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot tg(\varphi)}.$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}; \qquad E = E_{ed}\frac{1-\nu-2\cdot\nu^2}{1-\nu}; \qquad \nu = \frac{k_0}{1+k_0}; \qquad k_0 = 1 - sen(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "$I_{r,crit}$":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3-0.45\cdot\frac{B}{L}\right)\cdot ctg\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right]}}{2}.$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6\cdot\frac{B}{L}-4.4\right)\cdot tg(\varphi)+\frac{3.07\cdot sen(\varphi)\log_{10}(2\cdot I_r)}{1+sen(\varphi)}\right]} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1-\Psi_q}{N_c \cdot tg(\varphi)} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12\cdot\frac{B}{L} + 0.6\cdot\log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ, coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25\cdot\log_{10}\left(\frac{B}{2}\right) \qquad \text{dove } "B" \text{ va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \qquad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \qquad$ dove e_B, e_L sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se φ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se φ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove}: \; m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se φ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove}: \; m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se φ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \qquad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se φ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui φ = 0 => N_q = 1.0, N_γ = 1.0 e N_c = 2+π.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \qquad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinato il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i-esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT}\right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f}\left(P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c\right)\right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

8.1.2 Modello di Rottura Per Scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento T_{Rd} e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro T_{Sd} risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Sd}} >= \eta_s$$

Dove viene posto η_r = R_3 >= 1.10

Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del

terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

8.1.3 Capacità portante in Condizioni Sismiche

La capacità portante di terreni incoerenti in caso sismico può ridursi significativamente per effetto di:

inerzia delle masse di terreno (effetto cinematico) valutabile in funzione dei coefficienti sismici K_{hk} e K_{vh} precedentemente definiti

inerzia delle masse strutturali (effetto inerziale) valutabile in funzione del coefficiente sismico $K_{hi} = S_d(T_1)$

L'effetto cinematico interviene sul solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_h.

L'effetto inerziale produce variazioni, per effetto dell'inclinazione del carico, su tutti i coefficienti N_q, N_c, N_γ, operando direttamente sui coefficienti correttivi i_c, i_q, i_γ della formula trinomia.

8.1.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.

Dove viene posto $\eta_r = R_3 >= 1.15$

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una

spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

8.1.2 Stabilità globale terreno-muro

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_g>=1.0

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro.

Il coefficiente di sicurezza viene fornito dalla teoria di Bishop e calcolato tramite le seguenti equazioni:

$$N_i' = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{FS} \cdot c_i' \cdot \Delta x_i \cdot \tan\alpha_i}{\cos\alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan\varphi_i' \cdot \tan\alpha_i}{FS}\right)}$$

$$M_S = \sum_1^n \left[c_i' \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan\varphi_i'\right] \cdot \left[\frac{1}{\cos\alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan\alpha_i \cdot \tan\varphi_i'}{FS}\right)}\right]$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).

La soluzione è ricercata per via iterativa fissando un prmio valore di tentativo per FS.

Il coefficiente di sicurezza calcolato è relativo alla superficie di scorrimento potenziale considerata. Il valore minimo di FS corrisponde alla superficie di scorrimento potenziale critica e deve essere determinato in via iterativa.

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

9.1 MURO DI SOSTEGNO

Sono state condotte tutte le verifiche previste dalle attuali norme vigienti NTC2018 e precisate al relativo §6.5.3.1.1

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità globale del comlesso opera di sostegno-terreno, le verifiche sono state condotte secondo l'apporccio progettuale "*Approccio 1 – Combinazione 2*" del D.M. 17/01/2018;mentre le restanti verifiche sono state condotte secondo l'approccio progettuale "*Approccio 2* " del D.M. 17/01/2018.

A sefuire si riassumono i gruppi di combinazione utilizzati:

Approccio 1 – Combinazione 2	→	(A2+M2+R2)	STABILITA' GLOBALE
Approccio 2 – gruppo 1A	→	(A1+M1+R3)	STR/GEO
gruppo 1B	→	(1+M1+R3)	SLV(sisma)

Si riportano di seguito i coefficienti utilizzati nelle verifiche.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

Tab. 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno*

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

Tab. 7.11.III - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.*

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

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle riportate precedentemente e del gruppo R1 pari all'unità.

Ai fini delle verifiche strutturali agli stati limite ultimi si assume la seguente combinazione:

$\gamma G1\ G1 + \gamma G2\ G2 + \gamma Q1\ Qk1 + \Sigma i\ \Psi 0i*Qki$ (combinazione fondamentale)

Ai fini delle verifiche strutturali agli stati limite di esercizio si assumono le seguenti combinazioni:

$G1 + G2 + \Psi 11\ Qk1 + \Sigma i\ \Psi 2i*Qki$ (combinazione frequente)

$G1 + G2 + \Psi 21\ Qk1 + \Sigma i\ \Psi 2i*Qki$ (combinazione quasi permanente)

10 ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE

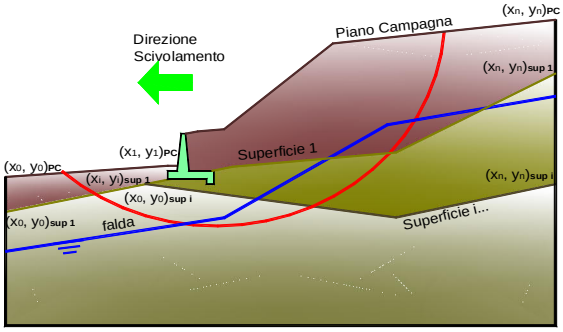
La verifiche condotte restituiscono il rapporto Su/Sd con sollecitazioni ultime proporzionali, che pertanto ha significato di coefficiente di sicurezza della sezione rispetto allo SLU. Valori maggiori o uguali a quelli indicati al §8 della presente relazione, individuano la verifica positiva.

10.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Di seguito si riportano le verifiche geotecniche condotte sia allo Stato limite Ultimo (SLU) sia allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

10.1.1 Verifica Stabilità Globale

	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18.5	26	0	Limi sabbioso argillosi
materiale 2	19.5	24	0	Limi argillosi
materiale 3	20	24	0	Argille molto compatte
materiale 4				



peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

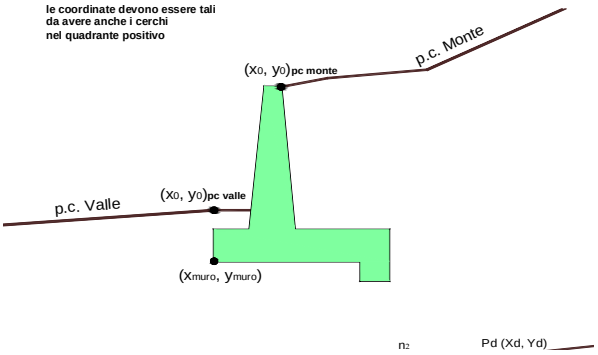
azioni sismiche a_g/g 0.164 (-) S_s 1.466 k_h 0.1096 (-)

β_s 0.38 S_T 1.2 k_v 0.0548 (-)

x muro 200 (m) **y muro** 200 (m)

p.c. valle (materiale 1)			p.c. monte			superficie 1 (materiale 2)			superficie 2 (materiale 4)			superficie 3 (materiale 2)			falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	200.000	200.350	0	200.500	200.850	0	190.000	197.300	0			0			0	170.000	90.000
1	194.000	200.350	1	203.000	202.400	1	194.000	198.650	1			1			1	229.000	90.000
2	190.000	199.000	2	204.400	202.600	2	200.000	198.300	2			2			2		
3			3	207.000	203.000	3	200.500	198.800	3			3			3		
4			4	215.000	203.000	4	203.000	200.000	4			4			4		
5			5			5	204.000	201.000	5			5			5		
6			6			6	207.000	201.500	6			6			6		
7			7			7	215.000	201.500	7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

N.B. inserire coordinate positive
le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1					
sovraccarico 2					

Limiti ricerca superfici

Xa	191	**Xc**	202	**alfa min**	40	**# superfici massimo**	1331
Xb	198	**Xd**	210	**alfa max**	70		
n1	10	**n2**	10	**n alfa**	10		

Coefficienti di spinta SLU_EQU

φ' = 21.3 $\delta_{sup\ id}$ = 14.18 (°)

cofficienti di spinta attiva

STATICO

*kah = Ka*cos($\delta_{sup\ id}$)*

ka = 0.4162 (-) **kah = 0.4035 (-)**

SISMICO

kas^+ = **0.5042** (-) kas^- = **0.5163** (-)

cofficienti di spinta passiva
(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

φ_1' = 21.32

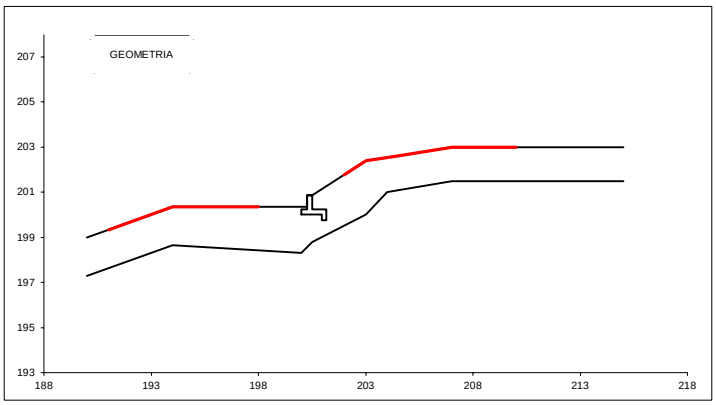
- condizioni statiche

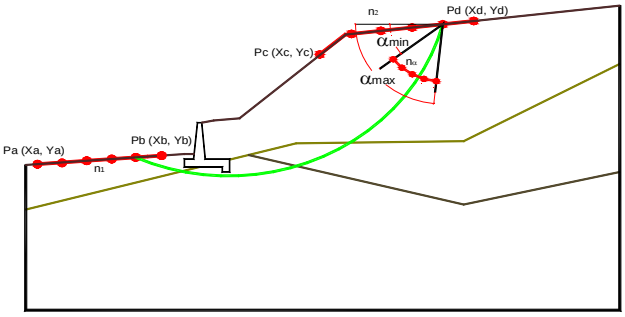
kp = **2.1422** (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

kps^+= **1.9814** (-)

kps^-= **1.9614** (-)





#strisce
30

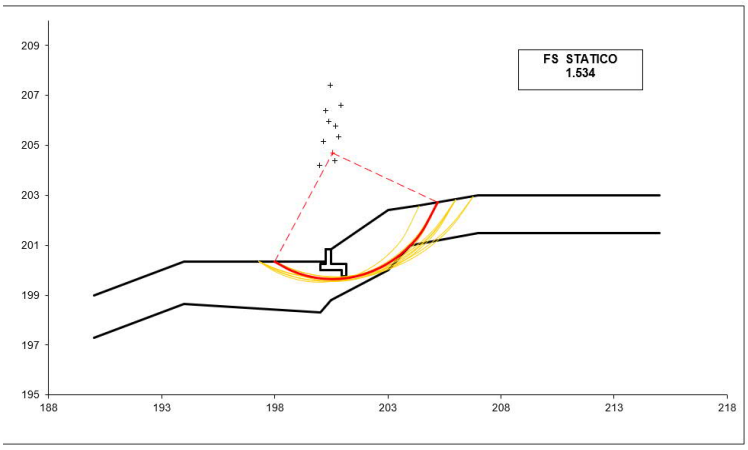
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
651	STATICO	1.534
	SISMICO	1.158

CALCOLO

Condizione di Carico: STATICA

superfici da disegnare: 10

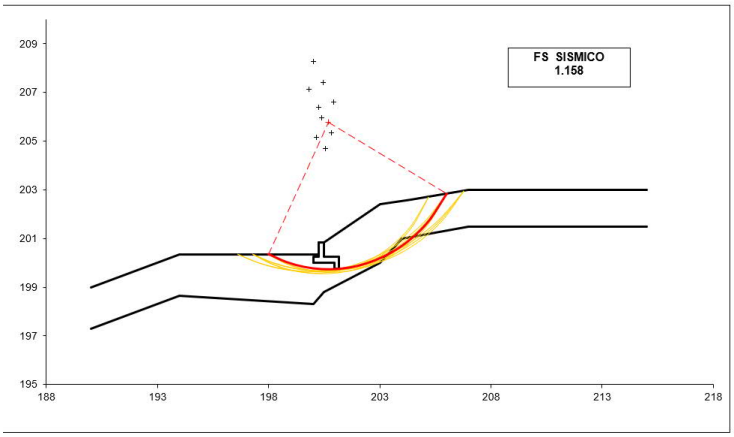
DISEGNO



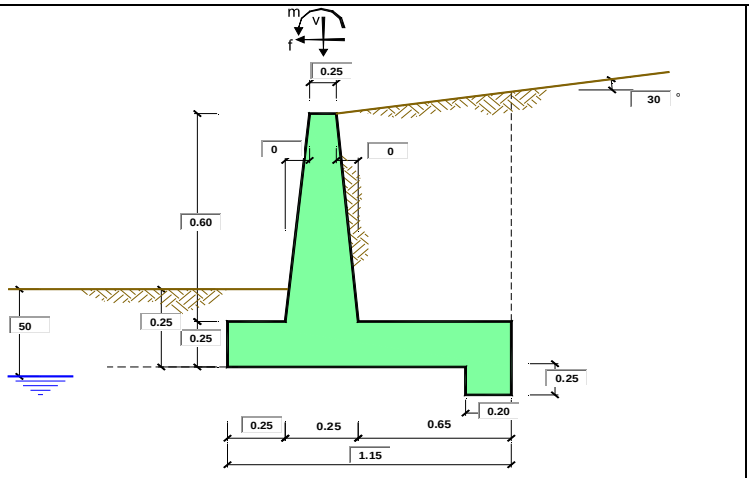
Condizione di Carico: SISMICA

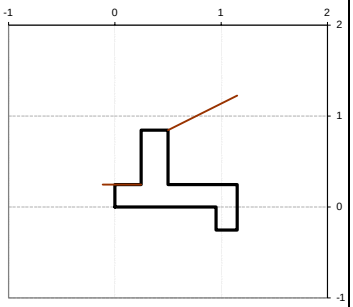
superfici da disegnare: 10

DISEGNO



10.1.2 Verifica carico limite e scorrimento





OPERA ZOLA PEDROSA DON MINZONI - STATICA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
SLE (DM88)			
altro			

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m3)

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

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

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

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	26.00	26.00	26.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	18.50	18.50	18.50
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	17.30	17.30	17.30
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			drenate / Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	26.00	26.00	26.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	18.50	18.50	18.50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	18.50	18.50	18.50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	2.30		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	76000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.164	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.466	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.10963334	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0548	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		si / no	

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.846		0.846		0.846	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.965		0.965		0.965	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.980		0.980		0.980	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.561		2.561		2.561	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.388		2.388		2.388	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.367		2.367		2.367	

Carichi Agenti

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte (si / no)					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γc	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γs =	1.15	
fyd = fyk /γs / γE =	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0.19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

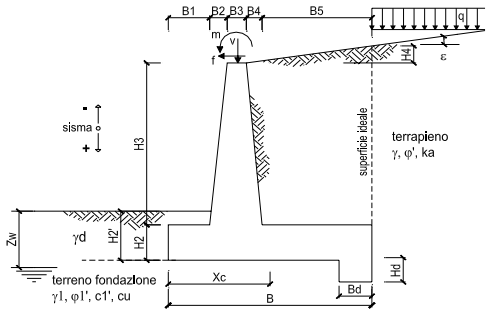
c_{min} = 2.00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w3	0.4	mm

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.60	(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 =	1.15	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.25	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.25	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.65	(m)
Altezza dente	Hd =	0.25	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.20	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.58	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m³)

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	3.75	3.75	3.75
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	7.19	7.19	7.19
Pm5 =	(Bd*Hd*γcls)	(kN/m)	1.25	1.25	1.25
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	12.19	12.19	12.19
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	7.22	7.22	7.22
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	2.26	2.26	2.26
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	9.47	9.47	9.47
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	0	0	
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)	1.41	1.41	1.41
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kNm/m)	4.13	4.13	4.13
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)	1.31	1.31	1.31
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5	(kNm/m)	6.85	6.85	6.85
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)	5.95	5.95	5.95
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)	2.11	2.11	2.11
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)	8.06	8.06	8.06
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	*(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)	1.34
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	0.67
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	1.04
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	0.52
- 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)	0.23
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	0.10
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	-0.02
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.31
- 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)	0.08
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	0.23
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.07
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.38
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	0.44
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.46
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.90
- 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)	0.33
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.12
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)	0.44

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica					
St =	0,5*γ'*(H2+H3+H4+Hd)²*ka	(kN/m)	17.03	22.14	22.14
Sq perm =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	St*cosδ	(kN/m)	16.26	21.14	21.14
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	St*senδ	(kN/m)	5.07	6.59	6.59
Sqv perm=	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	½*g1*Hd2*½*γ1'*Hd²*kp+(2*c1'*kp^0.5+γ1*kp*H2')*Hd	(kN/m)	19.65	19.65	19.65

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	3.93	5.11	5.11
MSt2 =	Stv*B	(kNm/m)	5.83	7.57	7.57
MSq1 perm=	Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm=	Sqv perm*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	Sqv acc*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	γ1*Hd³*kp/3+(2*c1*kp^0.5+γ1*kp*H2')*Hd²/2	(kNm/m)	2.52	2.52	2.52

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp + m	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	(fp + f)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	(vp+v)*(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 perm + Sqv acc 28.24 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
T = Sth + Sqh + f 21.14 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
f = tgφ1' 0.49 (-)

Fs scorr. **(N*f + Sp) / T** **1.58** > **1.1**

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	28.24	28.24	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	1.50	1.50	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	14.85	14.85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	1.39	1.39	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

qlim = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*γ1*B*Nγ*iγ

c1'	coesione terreno di fondaz.	19.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m³)
q_0 =γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	4.63		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.05	0.05	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	1.05	1.05	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	11.85	(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	22.25	(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	12.54	(-)

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

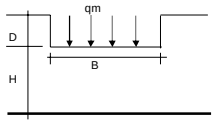
$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.96	0.96	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.95	0.95	(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0.94	0.94	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	569.80	569.80	(kN/m²)

FS carico limite **F = qlim*B*/ N** Nmin **21.22** > **1.4**
Nmax **21.22** >

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E (Christian e Carrier, 1976)

	N	26.72	(kN/m)
	M	1.08	(kNm/m)
	e=M/N	0.04	(m)
	B*	1.07	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0.25	(m)
	D/B* =	0.23	(m)
	Hs/B* =	2.15	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B* =	26.42	(kN/mq)
Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)	μ0 =	0.951	(-)
Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)	μ1 =	0.69	(-)
Cedimento della fondazione	δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E =	0.25	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	17.03	17.03	17.03
Sst1 sism =	$0,5*\gamma*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^+$-Sst1 stat	(kN/m)	3.47	3.47	3.47
Ssq1 perm=	$q\rho*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	16.26	16.26	16.26
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	3.31	3.31	3.31
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	5.07	5.07	5.07
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	1.03	1.03	1.03
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$½*\gamma_1'(1+kv)\ Hd^2*kps^+ +(2*c_1'*kps^{+0,5}+\gamma 1'\ (1+kv)\ kps^+*H2')*Hd$	(kN/m)	19.05	19.05	19.05

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica +

			SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	3.93	3.93	3.93
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.80	0.80	0.80
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	5.83	5.83	5.83
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	1.19	1.19	1.19
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0,5}+\gamma 1'*kps^+*H2')*Hd^2/2$	(kNm/m)	2.41	2.41	2.41

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv — 28.94 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh — 21.95 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
f = tgφ1' — 0.49 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T — 1.51 > 1.1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	28.94	28.94	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	2.90		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	14.39	14.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	2.25	2.25	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*\gamma 1*B*N\gamma*i\gamma$

c1'	coesione terreno di fondaz.	19.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d*H2'$	sovraccarico stabilizzante	4.63		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.08	0.08	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	0.99	0.99	(m)

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

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

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

$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.92	0.92	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.91	0.91	(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0.88	0.88	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	535.50	535.50	(kN/m²)

FS carico limite — **F = qlim*B*/ N** — Nmin **18.40** > 1.4; Nmax **18.40** >

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	17.03	17.03	17.03
Sst1 sism =	$0,5*\gamma*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^-$-Sst1 stat	(kN/m)	1.61	1.61	1.61
Ssq1 perm=	$q\rho*(H2+H3+H4+Hd)*kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	16.26	16.26	16.26
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	1.54	1.54	1.54
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	5.07	5.07	5.07
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.48	0.48	0.48
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$½*\gamma_1'(1-kv)\ Hd^2*kps^- +(2*c_1'*kps^{-0,5}+\gamma 1'\ (1-kv)\ kps^-*H2')*Hd$	(kN/m)	18.49	18.49	18.49

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica -

			SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	3.93	3.93	3.93
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.37	0.37	0.37
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	5.83	5.83	5.83
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0.55	0.55	0.55
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0,5}+\gamma 1'*kps^+*H2')*Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv — 26.02 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh — 20.18 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
f = tgφ1' — 0.49 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T — 1.55 > 1.1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	26.02	26.02	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	1.68		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	14.96	14.96	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	0.00	0.00	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*\gamma 1*B*N\gamma*i\gamma$

c1'	coesione terreno di fondaz.	19.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d*H2'$	sovraccarico stabilizzante	4.63		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.00	0.00	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	1.15	1.15	(m)

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

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

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

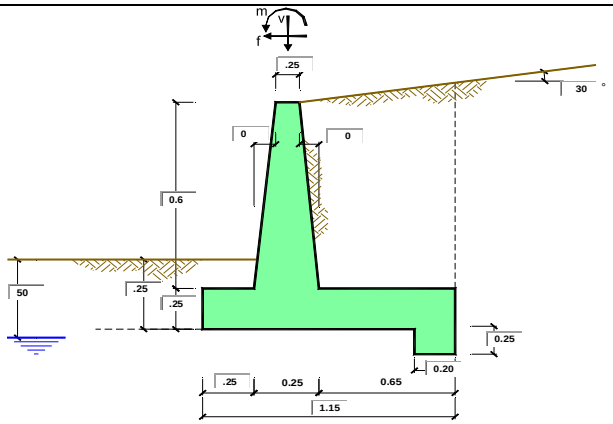
$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.95	0.95	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.95	0.95	(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0.93	0.93	(-)

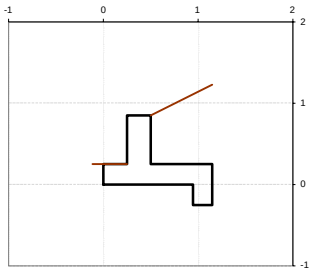
(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	577.48	577.48	(kN/m²)

FS carico limite — **F = qlim*B*/ N** — Nmin **25.52** > 1.4; Nmax **25.52** >

10.1.3 Verifica Ribaltamento





OPERA ZOLA PEDROSA DON MINZONI - STATICA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
SLE (DM88)			
altro			

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m3)

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

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

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

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	26.00	21.32	21.32
	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			● drenate ○ Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	19.00	15.20	15.20
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	26.00	21.32	21.32
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m^3)	γ1	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	2.30		
	Modulo di deformazione	(kN/m^2)	E	76000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.164	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.466	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.10963334	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0548	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	● si	○ no	

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.808		0.868		0.868	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.892		0.940		0.940	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.902		0.948		0.948	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.561		2.142		2.142	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.388		1.981		1.981	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.367		1.961		1.961	

Carichi Agenti

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m^2)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte ○ si ● no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m^2)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m^2)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls C25/30

Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γc	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk =	450	(MPa)
γs =	1.15	
fyd = fyk / γs / γE =	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0.19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

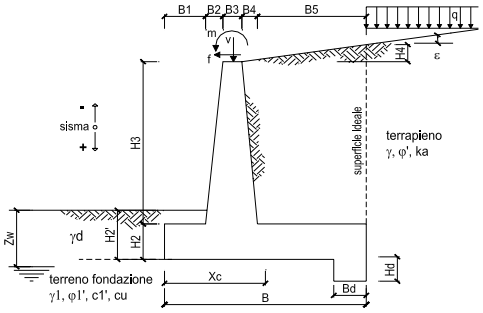
c_{min} = 2.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w3	0.4	mm



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3	=	0.60	(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	=	1.15	(m)
Spessore Fondazione	H2	=	0.25	(m)
Suola Lato Valle	B1	=	0.25	(m)
Suola Lato Monte	B5	=	0.65	(m)
Altezza dente	Hd	=	0.25	(m)
Larghezza dente	Bd	=	0.20	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	=	0.58	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls	=	25.00	(kN/m³)

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	3.75	3.38	3.38
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	7.19	6.47	6.47
Pm5 =	(Bd*Hd*γcls)	(kN/m)	1.25	1.13	1.13
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	12.19	10.97	10.97
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	7.22	6.49	6.49
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	2.26	2.03	2.03
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	9.47	8.52	8.52
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	0	0	
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)	1.41	1.27	1.27
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kNm/m)	4.13	3.72	3.72
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)	1.31	1.18	1.18
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5	(kNm/m)	6.85	6.17	6.17
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)	5.95	5.36	5.36
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)	2.11	1.90	1.90
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)	8.06	7.25	7.25
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	*(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)	1.20
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	0.60
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	0.93
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	0.47
- 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)	0.20
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	0.09
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	-0.02
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.28
- 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)	0.07
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	0.20
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.06
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.34
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	0.39
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.42
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.81
- 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)	0.29
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.10
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)	0.40

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	16.26	19.22	19.22
Sq perm =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	St*cosδ	(kN/m)	16.26	19.22	19.22
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	St*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm=	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=½*g1*Hd2*l ½*γ_1'*Hd^2*kp+(2*c_1'*$kp^{0.5}$+γ1'*kp*H2')*Hd		(kN/m)	19.65	14.84	14.84

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	3.93	4.65	4.65
MSt2 =	Stv*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm=	Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm=	Sqv perm*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	Sqv acc*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	γ1'*Hd^3*kp/3+(2*c1'*$kp^{0.5}$+γ1'*kp*H2')*Hd^2/2	(kNm/m)	2.52	1.91	1.91

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3 13.42 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp 6.55 (kNm/m)

Fs ribaltamento Ms / Mr 2.05 > 1.15

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	16.26	17.47	17.47
Sst1 sism =	$0,5*\gamma'*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^+$-Sst1 stat	(kN/m)	2.67	2.48	2.48
Ssq1 perm=	$qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	16.26	17.47	17.47
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	2.67	2.48	2.48
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=½*γ_1'(1+kv) Hd^2*kps^++(2*c_1'*$kps^{+0.5}$+γ1' (1+kv) kps^+*H2')*Hd		(kN/m)	19.05	14.32	14.32

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica +

			SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	3.93	4.22	4.22
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.65	0.60	0.60
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	γ_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*$kps^{+0.5}$+γ1'*kps^+*H2')*Hd^2/2	(kNm/m)	2.41	1.81	1.81

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
Ms = Mm + Mt + Mfext3 — 13.42 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts — 6.99 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr — 1.92 > 1.15

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	16.26	17.47	17.47
Sst1 sism =	$0,5*\gamma'*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^{-}$-Sst1 stat	(kN/m)	0.90	0.57	0.57
Ssq1 perm=	$qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas^{-}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^{-}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	16.26	17.47	17.47
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	0.90	0.57	0.57
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$½*\gamma_1'(1-kv)\ Hd^2*kps^{-}+(2*c_1'*kps^{-0.5}+\gamma 1'\ (1-kv)\ kps^{-}*H2')*Hd$	(kN/m)	18.49	13.86	13.86

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica -

			SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	3.93	4.22	4.22
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.22	0.14	0.14
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1'*Hd^3*kps^{+}/3+(2*c1'*kps^{+0.5}+\gamma 1*kps^{+}*H2')*Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
Ms = Mm + Mt + Mfext3 — 13.42 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts — 6.18 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr — 2.17 > 1.15

10.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche strutturali sugli elemento del muro di sostegno condotte sia allo Stato limite Ultimo (SLU) sia allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

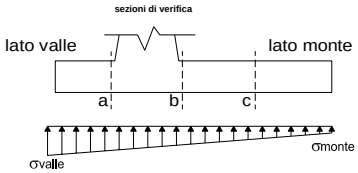
Reazione del terreno

σvalle = N / A + M / Wgg

σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 1.15 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 0.22 (m^3)



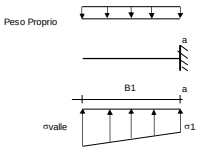
caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m²]	[kN/m²]
statico	28.24	1.39	30.85	18.27
	28.24	1.39	30.85	18.27
sisma+	28.94	2.25	35.39	14.95
	28.94	2.25	35.39	14.95
sisma-	26.02	0.00	22.63	22.62
	26.02	0.00	22.63	22.62

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 6.25 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/3 - PP*$B1^2$/2*(1±kv)

Va = σ1*B1 + (σvalle - σ1)*B1/2 - PP*B1*(1±kv)

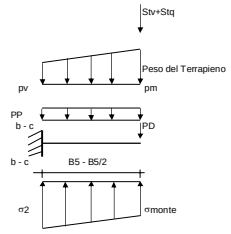


caso	σvalle	σ1	Ma	Va
	[kN/m²]	[kN/m²]	[kNm]	[kN]
statico	30.85	28.11	0.74	5.81
	30.85	28.11	0.74	5.81
sisma+	35.39	30.94	0.85	8.31
	35.39	30.94	0.86	8.31
sisma-	22.63	22.62	0.52	4.01
	22.63	22.62	0.51	4.01

Mensola Lato Monte

PP = 6.25 (kN/m^2) peso proprio soletta fondazione

PD = 1.25 (kN/m) peso proprio dente



	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	18.04	18.04	18.04	(kN/m^2)
pvb =	11.10	11.10	11.10	(kN/m^2)
pvc =	14.57	14.57	14.57	(kN/m^2)

Mb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*$B5^2$/2+(σ2b-σ_{monte})*$B5^2$/6-(pm-pvb))*(1±kv)*$B5^2$/3+
-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1±kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Mc =(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*$(B5/2)^2$/2+(σ2c-σ_{monte})*$(B5/2)^2$/6-(pm-pvc)*(1±kv)*$(B5/2)^2$/3+
-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1±kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Vb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*B5+(σ2b-σ_{monte})*B5/2-(pm-pvb))*(1±kv)*B5/2-(Stv+Sqv)-PD*(1±kv)

Vc=(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*(B5/2)+(σ2c-σ_{monte})*(B5/2)/2-(pm-pvc)*(1±kv)*(B5/2)/2-(Stv+Sqv)-PD*(1±kv)

caso	σmonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m²]	[kN/m²]	[kNm]	[kN]	[kN/m²]	[kNm]	[kN]
statico	18.27	25.38	-0.28	-7.18	21.83	2.36	-8.92
	18.27	25.38	-0.28	-7.18	21.83	2.36	-8.82
sisma+	14.95	26.50	-0.84	-8.22	20.72	2.10	-9.35
	14.95	26.50	-0.84	-8.22	20.72	2.10	-9.35
sisma-	22.62	22.62	-1.57	-4.28	22.62	0.27	-6.30
	22.62	22.62	-1.57	-4.28	22.62	0.27	-6.30

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt stat = ½ Ka_{orizz} * γ*(1±kv)*h^2*h/3

Mt sism = ½ * γ *(Kas_{orizz}*(1±kv)-Ka_{orizz})*h^2*h/2 o *h/3

Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2

M_{ext} = m+f*h

$M_{inerzia}$ = ΣPm$_i$*b$_i$*kh

N_{ext} = v

$N_{pp+inerzia}$= ΣPm$_i$*(1±kv)

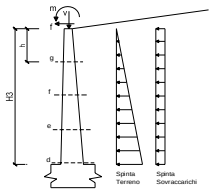
Vt stat = ½ Ka_{orizz} * γ*(1±kv)*h^2

Vt sism = ½ * γ *(Kas_{orizz}*(1±kv)-Ka_{orizz})*h^2

Vq = Ka_{orizz}*q*h

V_{ext} = f

$V_{inerzia}$ = ΣPm$_i$*kh



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M_{stat}	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	0.60	0.70	0.00	0.00	0.70	0.00	3.75	3.75
e-e	0.45	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	2.81	2.81
f-f	0.30	0.09	0.00	0.00	0.09	0.00	1.88	1.88
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.94	0.94

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.60	3.50	0.00	0.00	3.50
e-e	0.45	1.97	0.00	0.00	1.97
f-f	0.30	0.87	0.00	0.00	0.87
g-g	0.15	0.22	0.00	0.00	0.22

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	0.60	0.54	0.11	0.00	0.00	0.12	0.78	0.00	3.96	3.96
e-e	0.45	0.23	0.05	0.00	0.00	0.07	0.34	0.00	2.97	2.97
f-f	0.30	0.07	0.01	0.00	0.00	0.03	0.11	0.00	1.98	1.98
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.99	0.99

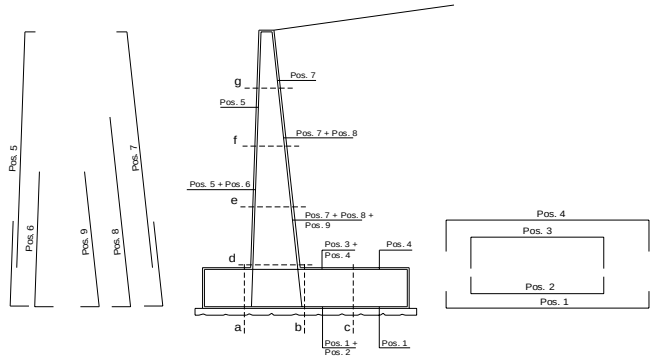
sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.60	2.69	0.57	0.00	0.00	0.41	3.67
e-e	0.45	1.51	0.32	0.00	0.00	0.31	2.14
f-f	0.30	0.67	0.14	0.00	0.00	0.21	1.02
g-g	0.15	0.17	0.04	0.00	0.00	0.10	0.31

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	0.60	0.54	0.05	0.00	0.00	0.12	0.71	0.00	3.54	3.54
e-e	0.45	0.23	0.02	0.00	0.00	0.07	0.32	0.00	2.66	2.66
f-f	0.30	0.07	0.01	0.00	0.00	0.03	0.10	0.00	1.77	1.77
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.89	0.89

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	0.60	2.69	0.27	0.00	0.00	0.41	3.37
e-e	0.45	1.51	0.15	0.00	0.00	0.31	1.97
f-f	0.30	0.67	0.07	0.00	0.00	0.21	0.94
g-g	0.15	0.17	0.02	0.00	0.00	0.10	0.29

SCHEMA DELLE ARMATURE

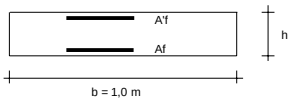


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	12	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	12	
4	5.0	12		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

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	0.86	0.00	0.25	5.65	5.65	45.72
b - b	-1.57	0.00	0.25	5.65	5.65	45.72
c - c	2.36	0.00	0.25	5.65	5.65	45.72
d - d	0.78	3.96	0.25	5.65	5.65	46.05
e -e	0.34	2.97	0.25	5.65	5.65	45.97
f - f	0.11	1.98	0.25	5.65	5.65	45.89
g - g	0.02	0.99	0.25	5.65	5.65	45.81

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

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	8.31	0.25	98.99	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	8.22	0.25	98.99	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	9.35	0.25	98.99	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	3.67	0.25	99.47	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	2.14	0.25	99.35	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	1.02	0.25	99.23	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	0.31	0.25	99.11	10	20	20	21.8	345.75	**Armatura a taglio non necessaria**

10.1 VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

10.1.1 Verifica Fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

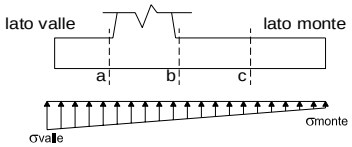
σvalle = N / A + M / Wgg

σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 1.15 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 0.22 (m^3)

sezioni di verifica

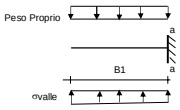


caso	N [kN]	M [kNm]	σvalle [kN/m²]	σmonte [kN/m²]
Freq.	26.72	1.08	28.14	18.34
	26.72	1.08	28.14	18.34
Q.P.	26.72	1.08	28.14	18.34
	26.72	1.08	28.14	18.34

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 6.25 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/2*(1±kv)



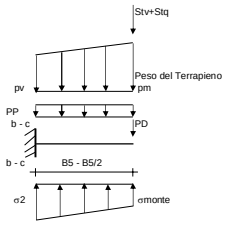
caso	σvalle [kN/m²]	σ1 [kN/m²]	Ma [kNm]
Freq.	28.14	26.01	0.66
	28.14	26.01	0.66
Q.P.	28.14	26.01	0.66
	28.14	26.01	0.66

Mensola Lato Monte

PP = 6.25 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 1.25 (kN/m) peso proprio dente

		Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	=	18.04	18.04	18.04	(kN/m²)
pvb	=	11.10	11.10	11.10	(kN/m²)
pvc	=	14.57	14.57	14.57	(kN/m²)



Mb=(σ_{monte}-(pvb+PP))*$B5^2$/2+(σ2b-σ_{monte})*$B5^2$/6-(pm-pvb))*$B5^2$/3+
-(Stv+Sqv)*B5-PD*(B5-Bd/2)+Msp+Sp*H2/2

Mc =(σ_{monte}-(pvc+PP))*$(B5/2)^2$/2+(σ2c-σ_{monte})*$(B5/2)^2$/6-(pm-pvc)*$(B5/2)^2$/3+
-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(B5/2-Bd/2)+Msp+Sp*H2/2

caso	σmonte [kN/m²]	σ2b [kN/m²]	Mb [kNm]	σ2c [kN/m²]	Mc [kNm]
Freq.	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84
	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84
Q.P.	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84
	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

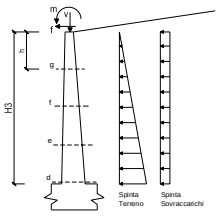
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt = ½ Ka_{orizz} * γ*h^2*h/3

Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2

M_{ext} = m+f*h

N_{ext} = v



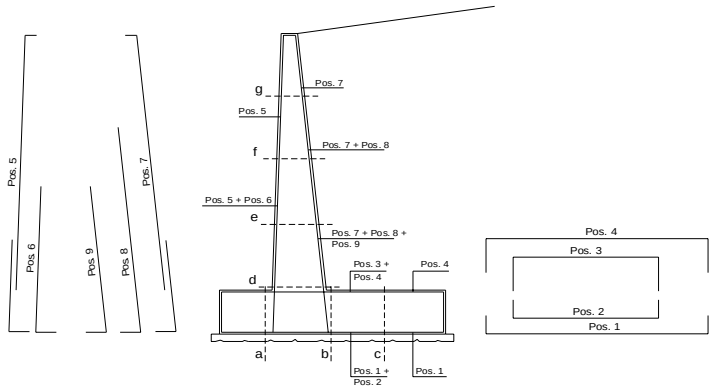
condizione Frequente

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	0.60	0.54	0.00	0.00	0.54	0.00	3.75	3.75
e-e	0.45	0.23	0.00	0.00	0.23	0.00	2.81	2.81
f-f	0.30	0.07	0.00	0.00	0.07	0.00	1.88	1.88
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.94	0.94

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	0.60	0.54	0.00	0.00	0.54	0.00	3.75	3.75
e-e	0.45	0.23	0.00	0.00	0.23	0.00	2.81	2.81
f-f	0.30	0.07	0.00	0.00	0.07	0.00	1.88	1.88
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.94	0.94

SCHEMA DELLE ARMATURE

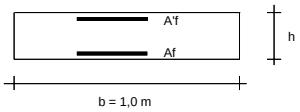


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	12	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	12	
4	5.0	12		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

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	σc	σf	wk	w_{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)	
a - a	0.66	0.00	0.25	5.65	5.65	0.14	6.39	0.007	0.300	
b - b	0.61	0.00	0.25	5.65	5.65	0.13	5.93	0.007	0.300	
c - c	2.84	0.00	0.25	5.65	5.65	0.61	27.43	0.031	0.300	
d - d	0.54	3.75	0.25	5.65	5.65	0.10	1.94	0.002	0.300	
e -e	0.23	2.81	0.25	5.65	5.65	0.04	0.18	0.000	0.300	
f - f	0.07	1.88	0.25	5.65	5.65	0.00	-	-	0.300	**sez. compressa**
g - g	0.01	0.94	0.25	5.65	5.65	0.00	-	-	0.300	**sez. compressa**

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)	
a - a	0.66	0.00	0.25	5.65	5.65	0.14	6.39	0.007	0.400	
b - b	0.61	0.00	0.25	5.65	5.65	0.13	5.93	0.007	0.400	
c - c	2.84	0.00	0.25	5.65	5.65	0.61	27.43	0.031	0.400	
d - d	0.54	3.75	0.25	5.65	5.65	0.10	1.94	0.002	0.400	
e -e	0.23	2.81	0.25	5.65	5.65	0.04	0.18	0.000	0.400	
f - f	0.07	1.88	0.25	5.65	5.65	0.00	-	-	0.400	**sez. compressa**
g - g	0.01	0.94	0.25	5.65	5.65	0.00	-	-	0.400	**sez. compressa**

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

10.1.1 Verifica Tensione

VERIFICHE TENSIONE

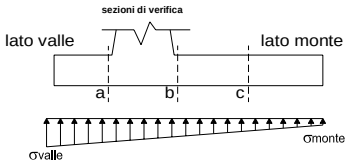
CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

σvalle = N / A + M / Wgg
σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 1.15 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 0.22 (m^3)

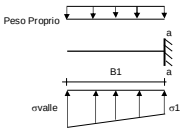


caso	N [kN]	M [kNm]	σvalle [kN/m²]	σmonte [kN/m²]
statico	26.72	1.08	28.14	18.34
	26.72	1.08	28.14	18.34
sisma+	28.94	2.25	35.39	14.95
	28.94	2.25	35.39	14.95
sisma-	26.02	0.00	22.63	22.62
	26.02	0.00	22.63	22.62

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 6.25 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/3 - PP*$B1^2$/2*(1±kv)

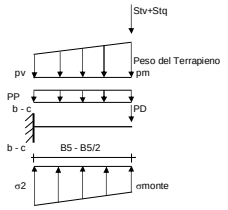


caso	σvalle [kN/m²]	σ1 [kN/m²]	Ma [kNm]
statico	28.14	26.01	0.66
	28.14	26.01	0.66
sisma+	35.39	30.94	0.85
	35.39	30.94	0.85
sisma-	22.63	22.62	0.52
	22.63	22.62	0.52

Mensola Lato Monte

PP = 6.25 (kN/m^2) peso proprio soletta fondazione
PD = 1.25 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	18.04	18.04	18.04	(kN/m^2)
pvb =	11.10	11.10	11.10	(kN/m^2)
pvc =	14.57	14.57	14.57	(kN/m^2)



Mb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*$B5^2$/2+(σ2b-σ_{monte})*$B5^2$/6-(pm-pvb))*(1±kv)*$B5^2$/3+
-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1±kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Mc =(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*$(B5/2)^2$/2+(σ2c-σ_{monte})*$(B5/2)^2$/6-(pm-pvc)*(1±kv)*$(B5/2)^2$/3+
-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1±kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

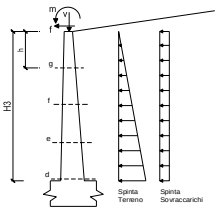
caso	σmonte [kN/m²]	σ2b [kN/m²]	Mb [kNm]	σ2c [kN/m²]	Mc [kNm]
statico	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84
	18.34	23.88	0.61	21.11	2.84
sisma+	14.95	26.50	-0.84	20.72	2.10
	14.95	26.50	-0.84	20.72	2.10
sisma-	22.62	22.62	-1.57	22.62	0.27
	22.62	22.62	-1.57	22.62	0.27

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt stat = ½ Ka_{orizz} * γ*(1±kv)*h^3*h/3
Mt sism = ½ * γ *(Kas_{orizz}*(1±kv)-Ka_{orizz})*h^2*h/2 o *h/3
Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2
M_{ext} = m+f*h
$M_{inerzia}$ = ΣPm$_i$*b$_i$*kh (solo con sisma)

N_{ext} = v
$N_{pp+inerzia}$= ΣPm$_i$*(1±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	0.60	0.54	0.00	0.00	0.54	0.00	3.75	3.75
e-e	0.45	0.23	0.00	0.00	0.23	0.00	2.81	2.81
f-f	0.30	0.07	0.00	0.00	0.07	0.00	1.88	1.88
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.94	0.94

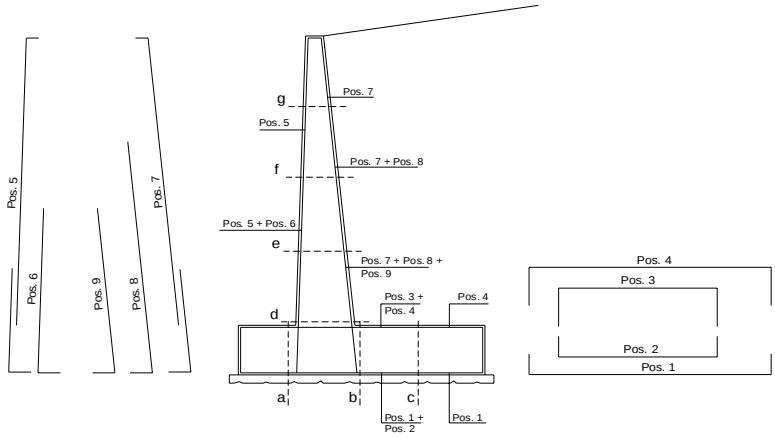
condizione sismica +

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	0.60	0.54	0.11	0.00	0.00	0.12	0.78	0.00	3.96	3.96
e-e	0.45	0.23	0.05	0.00	0.00	0.07	0.34	0.00	2.97	2.97
f-f	0.30	0.07	0.01	0.00	0.00	0.03	0.11	0.00	1.98	1.98
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.99	0.99

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	0.60	0.54	0.05	0.00	0.00	0.12	0.71	0.00	3.54	3.54
e-e	0.45	0.23	0.02	0.00	0.00	0.07	0.32	0.00	2.66	2.66
f-f	0.30	0.07	0.01	0.00	0.00	0.03	0.10	0.00	1.77	1.77
g-g	0.15	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.89	0.89

SCHEMA DELLE ARMATURE

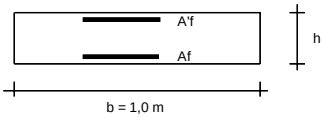


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	12	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	12	
4	5.0	12		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm^2)	A'f (cm^2)	σc (N/mm^2)	σf (N/mm^2)	
a - a	0.66	0.00	0.25	5.65	5.65	0.14	6.39	
b - b	0.61	0.00	0.25	5.65	5.65	0.13	5.93	
c - c	2.84	0.00	0.25	5.65	5.65	0.61	27.43	
d - d	0.54	3.75	0.25	5.65	5.65	0.10	1.94	
e -e	0.23	2.81	0.25	5.65	5.65	0.04	0.18	
f - f	0.07	1.88	0.25	5.65	5.65	0.01	-	sez. compressa
g - g	0.01	0.94	0.25	5.65	5.65	0.00	-	sez. compressa

Condizione Sismica

Sez. (-)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm^2)	A'f (cm^2)	σc (N/mm^2)	σf (N/mm^2)	
a - a	0.85	0.00	0.25	5.65	5.65	0.18	8.24	
b - b	-1.57	0.00	0.25	5.65	5.65	0.34	15.15	
c - c	0.27	0.00	0.25	5.65	5.65	0.06	2.57	
d - d	0.78	3.54	0.25	5.65	5.65	0.16	4.28	
e -e	0.34	2.66	0.25	5.65	5.65	0.06	1.06	
f - f	0.11	1.77	0.25	5.65	5.65	0.02	0.02	
g - g	0.02	0.89	0.25	5.65	5.65	0.00	-	sez. compressa

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